

1/91

Lex

وزارة الجامعات
Ministère aux Universitaires

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

Lex

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CALCUL DE LA SUPERSTRUCTURE
D'UN BATIMENT TOUR R+13
AVEC ETUDE DE L'INTERACTION
VOILES — PORTIQUES

Proposé par :

M. BOUGHOUFALAH

Etudié par :

M. ADJAMI

B. MEDDEB

Dirigé par :

M. BOUGHOUFALAH

PROMOTION
Juin 91

S O M M A I R E



CHAPITRE I : INTRODUCTION

- II 1 - Présentation de l'ouvrage.
- II 2 - Caractéristiques des matériaux.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

- II 1 - Charge et surcharge.
- II 2 - prédimensionnement des éléments.
 - a) Planchers dalle.
 - b) Poutres.
 - c) Poteaux.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

- III 1 - Acrotère.
- III 2 - Escalier.
- III 3 - Dalles.

CHAPITRE IV : CALCUL SISMIQUE.

CHAPITRE V : ANALYSE DE LA STRUCTURE ET ETUDE DES EFFORTS DE L'INTERACTION VOILES-PORTIQUES.

- V 1 - Généralités.
- V 2 - Comportement des trois types de contreventement.
- V 3 - Méthodes d'analyse des structures à contreventement mixte.
- V 4 - Translation.
 - V 4 1 - Description du modèle mathématique utilisé pour l'analyse de la translation.
 - V 4 2 - Exploitation des résultats obtenus.
- V 5 - Torsion.
 - V 5 1 - Exposé de la méthode.
 - V 5 2 - Exploitation de la méthode.

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE.

DEDICACES

A mon père.

A ma mère.

A mes frères et soeurs.

*A mon oncle HACINI Noureddine, sa femme, et leurs
enfants Feriel et mehdi.*

A tout le reste de ma famille.

A tous mes sincères amis.

Mohamed Adjami

A mes très chers parents.

A mes frères et soeurs.

A toute ma famille.

A tous ceux que j'aime.

Belkacem Meddeb

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à notre promoteur et encadreur, monsieur M. BOUGHOUFALAH pour nous avoir estimé capable de traiter ce sujet, pour les efforts qu'il n'a pas ménagés pour le bon déroulement de notre travail, ainsi que pour nous avoir obtenu moralement.

Nos remerciements vont aussi à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin et nous ont facilités notre tâche, en l'occurrence : M. D. BOUGHOUFALAH chef du département de CIVIL et M. CHAKER directeur du département de CIVIL à

l'Université de l'administration de notre école qui a fait de son mieux pour mettre à notre disposition les différents moyens de l'école afin d'alléger la tâche des étudiants et en particulier les responsables et le personnel du centre de calcul.

Que tous ceux qui ont contribué à notre formation trouvent dans l'expression de nos profondes reconnaissances.

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I

INTRODUCTION

I-1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le présent sujet traite le calcul d'une superstructure d'un bâtiment tour R+13 à ossature mixte portique + voiles à usage d'habitation, implanté en zone de moyenne sismicité (zone II).

L'étude s'articule essentiellement sur deux volets : le premier ayant trait au phénomène de translation dont le calcul se fera automatiquement par l'emploi du logiciel SAP 80 [3] pour gérer le modèle mathématique préconisé à base d'éléments barres, reflétant le plus fidèlement possible le comportement réel de la structure sous le chargement prévu. Quant au second, il portera sur l'effet non négligeable de la torsion vu qu'elle contribue à l'augmentation des efforts internes et il en sera tenu compte grâce à la méthode de ZIGALOV [4] .

Puisque le bâtiment ne présente pas une grande dissymétrie les efforts dérivant de la translation dans les éléments résistants seront sans aucun doute, bien plus importants que ceux dérivant de la torsion.

Un calcul sismique pseudo-dynamique a été mené, pour déterminer le chargement latéral, conformément aux prescriptions réglementaires du RPA 88 décrivant ce calcul possible, dans le cas où les conditions d'applications sont vérifiées à savoir (pas de décrochements apparents en plan ou en élévation, une hauteur du bâtiment ne dépassant pas 60m....).

Les règles CCBA68 ont été prises en compte dans le calcul du ferrailage et diverses vérifications des éléments secondaires (acrotère, escalier, panneaux dalles) et éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) en se référant à chaque fois aux règles préconisées par les RPA 88 pour se plier aux exigences imposées aux constructions en zone sismique.

caractéristiques géométriques :

* - OSSATURE

L'ossature de ce bâtiment est constituée de poutres et poteaux formant les portiques en façades et de voiles condensés en grande majorité au centre de la structure , en béton armé coule sur place .

les dimensions en plan du bâtiment :

sens longitudinal $ly=29.3m$

sens transversal $lx=28.8m$

hauteur totale de l'ouvrage : $H = 3.06*14 = 42.84 m$

hauteur d'étage courante : $h = 3.06 m$

* - PLANCHER

Les planchers seront constitués de dalles pleines coulées sur place, destinées à agir comme un diaphragme infiniment rigide dont l'un des rôles essentiels est de distribuer les efforts horizontaux dans les différents plans de contreventements.

I-2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (DEFINIE SELON CCBA 68)

I-2-1 BETON :

Conformément à ce qui est utilisé le plus couramment dans la composition d'un mètre cube de béton en ALGERIE :

350 Kg de ciment CPA325

800 litres de gravillons $D_y \leq 25\text{mm}$

400 litres de sable $D_s \leq 5\text{mm}$

175 litres d'eau.

I-2-1-1 RESISTANCE NOMINALE (Art 9,3)

C'est la moyenne arithmétique d'un nombre suffisant de mesures de résistance diminuées des huit dixièmes de leur écart quadratique moyen désigné par: σ'_{28} ou σ'_n .

I-2-1-2 CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE (Art 9,4)

9.41-La contrainte de compression admissible du béton est désignée par : σ'_b , est une fraction ρ'_b de la résistance nominale.

$$\sigma'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_n$$

9.42-La fraction ρ'_b est définie comme étant le produit de cinq facteurs :

$$\rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$$

Définition des paramètres $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \varepsilon$:

9.43- $\alpha = 1$ Pour le béton dont le ciment constitutif est de la classe 325

9.44- $\beta=5/6$ Contrôle atténué du béton

9.45- $\gamma = 1$ En supposant que l'épaisseur minimale des éléments de construction est supérieure à quatre fois la grosseur du granulats constitutif du béton.

La détermination du paramètre δ dépend de la nature de la sollicitation :

9.46- Sollicitation totale pondérée du premier genre

$\delta=0.3$ cas de compression simple.

$\delta = 0.6$ cas de flexion simple et flexion composée lorsque l'effort normal est une traction

Dans le cas de la flexion composée dont l'effort normal est une compression :

$$\delta = 0.3 \left(1 + \frac{e_o}{3e_1} \right)$$

e_o : excentricité de la force extérieure par rapport à la section complète du béton seul

e_1 : distance de la limite du noyau central au centre de gravité du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

Cette expression est valable si δ trouvée est inférieure à 0.6 si non prendre $\delta=0.6$.

9.47- Sollicitation totale pondérée de second genre : les valeurs de δ sont égales aux valeurs fixées 9.46 multipliées par 1.5 .

9.48- Le paramètre ϵ dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre, ainsi que de la nature de la sollicitation.

$$0.5 < \epsilon < 1$$

$\epsilon=1$ en compression simple quelque soit la forme de la section, de même si la section est rectangulaire sollicitée par une flexion simple, flexion composée avec effort normal de traction.

Dans les autres cas on attribue à ϵ la valeur numérique maximale au plus égale à 1 de tel sorte qu'elle soit compatible avec la condition que la contrainte moyenne du béton de la section rendue homogène ne dépasse pas la contrainte admissible en compression simple sous une sollicitation totale du premier genre:

$$\sigma_{bo} = 0.3 \alpha \beta \gamma \sigma'_n$$

1-2-1-3 CONTRAINTE DE TRACTION DE REFERENCE DU BETON (art 9,5)

9,51 : la contrainte de traction de référence du béton σ_b est une fraction ρ_b de la résistance nominale $\sigma_b = \rho_b \sigma'_n$

9,52 : la fraction ρ_b est définie comme étant le produit de quatre facteurs:

$$\rho_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

9,53 : α, β, γ sont définis comme précédemment

9,54 : la valeur du facteur θ pour une sollicitation totale pondérée du premier genre est définie par la formule :

$$\theta = 0.018 + \frac{2.1}{\sigma'_n}$$

S'agissant d'une sollicitation totale pondérée du second genre, on n'a qu'à multiplier la valeur θ trouvée précédemment par 1.5 .

Application dans notre cas :

*)- Résistance nominale :

Pour un béton dosé à 350 kg/m^3 de classe CPA 325

$$\sigma'_{2B} = 27 \text{ MPA}$$

*)- Contrainte de compression admissible :

-Compression simple :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha=1 \\ \beta=5/6 \\ \gamma=1 \\ \delta=0.30 \\ \varepsilon=1 \end{array} \right\} \overline{\sigma}_{b0} = 6.75 \text{ MPA}$$

-Flexion simple :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha=1 \\ \beta=5/6 \\ \gamma=1 \\ \delta=0.60 \\ \varepsilon=1 \end{array} \right\} \overline{\sigma}_b = 13.5 \text{ MPA}$$

-Flexion composée :

1- L'effort normal est une traction :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha=1 \\ \beta=5/6 \\ \gamma=1 \\ \delta=0.60 \\ \varepsilon=1 \end{array} \right\} \overline{\sigma}_b = 13.5 \text{ MPA}$$

1- L'effort normal est une compression :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha=1 \\ \beta=5/6 \\ \gamma=1 \\ \delta = \min \left\{ 0.3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) ; 0.6 \right\} \\ 0.5 < \varepsilon \leq 1 \end{array} \right\} \overline{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times \delta \times 27 \text{ MPA}$$

*)- contrainte de traction de référence du béton :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 1 \\ \beta = 5/6 \\ \gamma = 1 \\ \theta = 0.018 + \frac{2.1}{270} = 0.0258 \end{array} \right\} \bar{\sigma}_b = 0.58 \text{ MPA}$$

1-2-2 ACIERS :

*)- Contrainte admissible :

**) La contrainte de traction admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_a$ est une fraction ρ_a de sa limite d'élasticité.

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \cdot \sigma_{en}$$

$\rho_a = \frac{2}{3}$ sollicitations totales pondérées du premier genre.

$\rho_a = 1$ sollicitations totales pondérées du second genre exception faite pour les trefilés, treillis soudés.

**) La contrainte de traction admissible imposée par les conditions de non fissuration.

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \rho_a \cdot \sigma_{en} \quad ; \quad \max (\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

- $\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\omega}{(1+10\omega)}$: contrainte de fissuration systématique

- $\sigma_2 = 2.4 (\eta k \sigma_b / \phi)^{1/2}$

ϕ : diamètre de la plus grosse barre tendue

η : coefficient de fissuration : $\begin{cases} 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ 1.6 \text{ pour les HA} \end{cases}$

k : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration de l'ouvrage.

$$k = \begin{cases} 1.5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu nuisible} \\ 1 \cdot 10^6 & \text{" préjudiciable} \\ 0.5 \cdot 10^6 & \text{" très préjudiciable} \end{cases}$$

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} \quad \text{pourcentage de fissuration .}$$

A : section des barres tendus .

B_f : section du béton enrobant ces barres .

Dans le cas courant :

Acier :

* Aciers doux FeE24 :

$$\sigma_{en} = 240 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 160 \text{ MPA} \quad \text{pour SP1}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 240 \text{ MPA} \quad \text{pour SP2}$$

* Aciers à haute adhérence :

$$\text{FeE40} \begin{cases} \sigma_{en} = 420 \text{ MPA} & \phi \leq 20 \text{ mm} \\ \sigma_{en} = 400 \text{ MPA} & \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{pour } \phi \leq 20 \text{ mm} : \bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 280 \text{ MPA} \quad \text{pour SP1}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 420 \text{ MPA} \quad \text{pour SP2}$$

$$\text{pour } \phi > 20 \text{ mm} : \bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 267 \text{ MPA} \quad \text{pour SP1}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 400 \text{ MPA}$$

pour SP2

* Les treillis soudés

Possède des caractéristiques mécaniques garantis :

σ_{eg} : limite d'élasticité .

σ_{arg} : résistance à la traction .

$$\text{pour } \phi \leq 6 \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{eg} = 520 \text{ MPA} \\ \sigma_{arg} = 600 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

$$\text{pour } \phi > 6 \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{eg} = 441 \text{ MPA} \\ \sigma_{arg} = 510 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

REMARQUE :

- Les sollicitations totales pondérées du 1^{er} genre :

$$S_1 = G + 1.2 P$$

$$S'_1 = G + P \quad (\text{de service})$$

- Les sollicitations totales pondérées du 2^{ème} genre :

$$S_1 = G + 1.5 P$$

$$S'_1 = G + P \quad (\text{de service})$$

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT



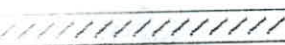
II-1 CHARGES ET SURCHARGES

II-1-1 LES CHARGES

1- PLANCHER TERRASSE

Le plancher terrasse est destiné à protéger l'intérieur de la construction contre les agents extérieurs agressifs. De ce fait il doit être conçu pour empêcher :

- Les agents atmosphériques de s'exercer à l'intérieur de la construction (pluie, vent, neige...).
- Les variations brutales de la température qui peuvent entraîner des effets alternés de dilatation et de raccourcissement.
- Les bruits et vibrations.
- Le flux de chaleur dû à la différence de température entre l'intérieur et l'extérieur, donc la déperdition thermique doit être réduite.

	← 1	1-PROTECTION EN GRAVILLON		
	← 2	ROULES $e_p = 5 \text{ cm}$		2000x0.05
	← 3	2-ETANCHIETE MULTICOUCHES		12
	← 4			
	← 5	3-ISOLATION THERMIQUE ET ACOUSTIQUE		
		(LIEGE+PAREVAPEUR 4cm)		400x0.04
	← 6	4-FORME DE PENTE CHAPE EN CIMENT		
		$e_{PMOY} = 12 \text{ cm}$		2200x0.12
		5-PLANCHER DALLE PLEINE		
		$e_p = e$		2500x e
		6-ENDUIT AU PLÂTRE		
		$e_p = 1.5 \text{ cm}$		1000x0.015

$$G_t = 407 + 2500 \times e \text{ daN/m}^2$$

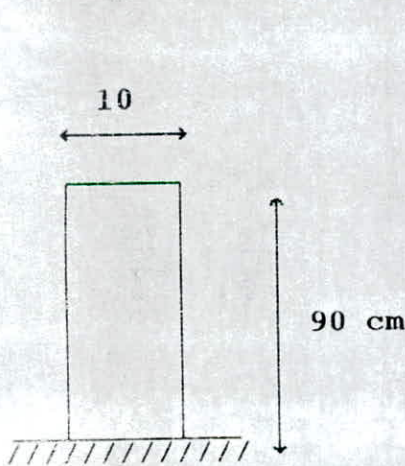
2 - PLANCHER COURANT

L'un des rôles principale d'un plancher est de transmettre les charges verticales aux poutres puis à leurs tour aux poteaux, ces dernières les transmettent aux fondations. Assurer aussi une séparation efficace entre deux niveaux consécutifs en réalisant l'isolation phonique (impacts), thermique et l'étanchéité .

Un rôle structural important réside dans la répartition des efforts horizontaux .

	← 1	1-CARRELAGE $e_p = 2$ cm	2200X0.02
	← 2	2-MORTIER DE POSE $e_p = 3$ cm	2000X0.03
	← 3	3-SABLE $e_p = 2$ cm	1800X0.02
	← 4	4-DALLE EN BETON ARME $e_p = e$	2500X e
	← 5	5-ENDUIT PLÂTRE $e_p = 1.5$ cm	1000X0.015
			$G_c = 551 + 2.00 \times e \text{ daN/m}^2$

3 - ACROTERE



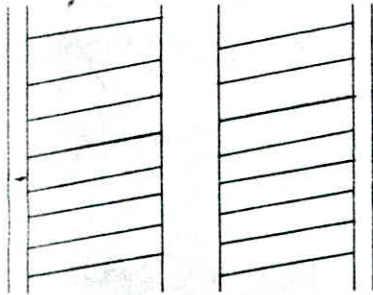
$$G_{ac} = \left[\left(0.1 + \frac{0.05}{2} \right) \times 0.2 + 0.75 \times 0.1 \right] \times 2500$$

$$G_{ac} = 250 \text{ daN/ml}$$

4 - MURS DE RENPLISSAGES

Formés d'une double cloison avec un certain pourcentage

d'ouvertures de 20%



1-brique paroi extérieure	900X0.15
15 cm	
2-brique paroi intérieure	900X0.1
10 cm	
3-enduit extérieur	2000X0.03
en ciment 3 cm	
4-enduit intérieur	1000X0.02
en plâtre 2 cm	

$$G_{MR} = 305 \text{ daN/m}^2$$

5 - BALCON

chape de 4 cm	2200 × 0.04
dalle pleine 10 cm	2500 × 0.10
garde corps en maçonnerie	210

$$G_B = 548 \text{ daN / m}$$

II-1-2 LES SURCHARGES D'EXPLOITATION

Terrasse inaccessible	100 daN / m ²
Plancher courant	175 daN / m ²
Balcon	350 daN / m ²
Escaliers , paliers	400 daN / m ²

II-2 - PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II-2-1 PREDIMENSIONNEMENT DE LA DALLE

Le prédimensionnement de l'épaisseur de la dalle est par :

$$\text{donnée } \left. \begin{array}{l} \frac{l}{50} \leq e \leq \frac{l}{30} \\ 0.108 \leq e \leq 0.18 \end{array} \right\} \rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

l : La portée la plus grande des panneaux coulés

$$l = 5.4 \text{ m}$$

II-2-2 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

La plus grande portée est de 5.4 m

$$\text{Sa hauteur } \left. \begin{array}{l} \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \\ 0.36 \leq h \leq 0.54 \end{array} \right\} \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

Sa largeur :

$$\left. \begin{array}{l} 0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h \\ 0.12 \leq b \leq 0.28 \end{array} \right\} \rightarrow b = 20 \text{ cm}$$

$$\text{D'après RPA 88 : } \frac{h}{b} \leq 3 \text{ vérifie}$$

II-2-3 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

On préconise une inertie constante pour toute la file de poteaux, on procède au calcul des sections à la base de chaque type de poteau ayant la plus grande des surfaces lui revenant :

A)- La plus grande surface revenant aux :

1-Poteaux de rives :

$$S = 14.30 \text{ m}^2$$

2-Poteaux d'angles :

$$S = 4.56 \text{ m}^2$$

3-Poteaux intermediaires :

$$S = 14.22 \text{ m}^2$$

B)- Les charges permanentes :

Au stade d'un prédimensionnement, pour tenir compte du poids propre des poutres et poteaux additif aux charges permanentes des planchers, on majore ces dernières par 10% .

Plancher courant : $G_c = 757 \times 1.10 = 832.7 \text{ dan/m}^2$

Plancher terrasse : $G_T = 505 \times 1.10 = 555.5 \text{ dan/m}^2$

Acrotère : $G_{AC} = 250 \text{ dan/m}^2$

Murs de remplissages : $G_{MR} = 305 \text{ dan/m}^2$

Balcon : $G_B = 548 \text{ dan/m}^2$

Cloison : $G_{Cl} = 75 \text{ dan/m}^2$

C)- Surcharges d'exploitations :

Terrasse inaccessible = 100 dan/m^2

Plancher courant = 175 dan/m^2

Balcon = 350 dan/m^2

Escaliers , paliers = 400 dan/m^2

D)- Effort normal à la base de chaque type de poteau en appliquant la règle de dégression :

La combinaison préconisée pour un prédimensionnement conformément aux règles CCBA68 :

$$N = N_a + 1.2 N_a \quad (\text{sollicitation pondérée du premier genre})$$

1-Poteau de rive :

a)- Dû aux charges permanentes :

$$\begin{aligned} N_a &= 14.30 \times [832.7 + 555.5 \times 13 + 75 \times 13] \\ &+ 250 \times (3.95 + 1.02) + 305 \times (3.95 + 1.02) \times (2.8 - 0.4) \\ &+ 6.18 \times 5.48 \\ &= 1.4 \text{ MN} \end{aligned}$$

b)- Dû aux charges d'exploitation :

$$\begin{aligned} N_a &= 14.30 \times [100 + 175 \times (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 0.5 \times 8)] \\ &+ 6.18 \times 350 \times 13 \\ &= 0.5 \text{ MN} \end{aligned}$$

$$N = 1.4 + 1.2 \times 0.5 = 2.00 \text{ MN}$$

2-Poteau d'angle :

a)- Dû aux charges permanentes:

$$N_a = 0.45 \text{ MN}$$

b)- Dû aux charges d'exploitations:

$$N_a = 0.06$$

$$N = 0.45 + 1.2 \times 0.06 = 0.532 \text{ MN}$$

3-Poteau intermédiaire :

a)- Dû aux charges permanentes :

$$N_a = 1.284 \text{ MN}$$

b)- Dû aux charges d'exploitation :

$$N_a = 0.213 \text{ MN}$$

$$N = 1.284 + 1.2 \times 0.213 = 1.54 \text{ MN}$$

e)- Dimensionnement des sections pour chaque type de poteau:

En se référant aux prescriptions réglementaire du RPA88 deux conditions sont à employer :

$$1- a \times b \geq \frac{K}{\sigma'_{2B}} \times N \quad \text{avec } K=4 \quad \text{zone II}$$

$$2- \text{Min}(a,b) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{zone II}$$

a et b représentent les dimensions de la section .

* - Poteau de rive :

$$a \times b \geq 0.30 \text{ m}^2$$

on choisie une section du poteau : $(50 \times 60) \text{ cm}^2$
la seconde condition vérifie : $\text{Min}(50,60) = 50 > 25 \text{ cm}$

* - Poteau d'angle :

$$a \times b \geq 0.08 \text{ cm}^2$$

on choisie une section du poteau : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$
la seconde condition vérifie : $\text{Min}(30,30) = 30 > 25 \text{ cm}$

* - Poteau intermédiaire :

$$a \times b \geq 1.902 \text{ m}^2$$

On choisie une section du poteau : $(40,50) \text{ cm}^2$
la seconde condition est vérifie : $\text{Min}(40,50) = 40 > 25 \text{ cm}$

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

SECONDAIRES

III-1 CALCUL DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est assimilée à une consôle encastrée dans la dalle du plancher terrasse .

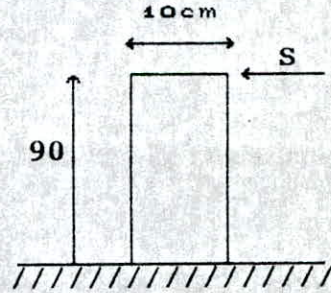
Sa hauteur : $H = 90\text{cm}$

Son épaisseur : $e = 10\text{cm}$

* Poids propre de l'acrotère :

$$G = H.e.2500.1$$

$$G = 225 \text{ Kg/ml}$$



* La surcharge P est due à l'application de la main courante de 100 Kg :

$$S = 1.2.P = 1.2.100 = 120 \text{ Kg}$$

$$S = 120 \text{ Kg}$$

La consôle sera calculée en flexion composée sous l'effet d'un effort normal :

$$N = G = 225 \text{ Kg/ml}$$

et un moment M d'encastrement :

$$M = S.H = 120 \cdot 0.9 = 108 \text{ Kg.m}$$

L'excentricité :

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{108}{225} = 0.48 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm} = 0.016 \text{ m}$$

$\rightarrow e_o > \frac{h_t}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée

III-1-1 FERRAILLAGE

Le ferrailage calculé à partir des efforts M et N est inférieur à la section d'acier minimum prescrite par les règlements CCBA68 alors on ferraille par la condition de non fragilité (CCBA68 Art52).

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = h_t - d = 10 - 2 = 8$$

$$\bar{\sigma}_b = 5.8 \text{ Kg/cm}^2 \text{ contrainte admissible de traction du béton}$$

$$A \geq 0.69 \times 100 \times 8 \times \frac{5.8}{4200} = 0.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A = 4 \text{ HA } 6 / \text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < S_l = 33 \text{ cm}$$

a - CONDITION DE NON FISSURATION

$$\bar{\sigma}_a = \min (2/3 \sigma_{en}, \max (\sigma_1, \sigma_2))$$

ou σ_1 et σ_2 les contraintes de traction :

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{(1+10\bar{\omega}_f)}, \quad \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$$K = 1 \cdot 10^6 \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\eta = 1.6 \quad \text{Barres à haute adhérence.}$$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = 492.08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2984.76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min} (2800, 2984.76)$$

Pas de risque de fissuration.

b - VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT

On doit vérifier la condition suivante :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

$$z = \frac{7}{8} h = 7 \text{ cm}$$

$$T = S = 120 \text{ Kg}$$

$$M = M + N \times f \quad \text{avec } f = \frac{h_t}{2} - d = 3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow M = 114.75 \text{ daN m}$$

$$T - \frac{M}{z} = -1519.28 \text{ Kg} < 0$$

Donc les armatures tendues ne sont pas soumises à l'effort de traction, donc aucune justification n'est nécessaire pour l'ancrage des barres.

c - VERIFICATION AU SEISME LOCAL :

L'acrotère est soumise à une force horizontale de direction quelconque due au séisme local, cette force est supposée agir seule (P.S 69 Art 8.33).

$$F_H = \sigma \times W$$

σ : coefficient local sismique uniforme.

$$\sigma = 0.2 + 0.1 \times \alpha$$

$$\alpha = 1 \text{ zone II}$$

W : poids total de l'acrotère soumise à l'action sismique

$$W = G = 225 \text{ Kg/ml}$$

$$F_H = (0.2 + 0.1 \times 1) 225 = 67.5 \text{ Kg/ml}$$

d - CALCUL DES ARMATURES

$$A = \frac{r_b M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} - \frac{H}{\bar{\sigma}_a} F$$

Mrb : moment résistant du béton

$$M_{rb} = 0.5 \bar{\alpha} \bar{\gamma} \bar{\sigma} b h^2 = 0.5 b y \bar{\sigma} \left(h - \frac{y}{3} \right)$$

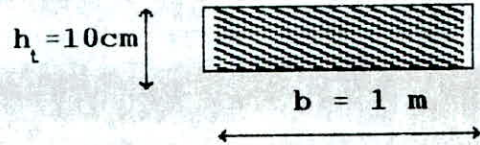
avec $\bar{\sigma}_b = 137.5 \text{ Kg/cm}^2$

et

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_a + n \bar{\sigma}'_b} ; \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} ; \quad y = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_a + n \bar{\sigma}'_b} h$$

$n = 15 \rightarrow y = 4.24 \text{ cm}$

$M_{rb} = 2.5 \text{ t.m}$



* Calcul du moment par rapport aux aciers tendus :

$M + N.f = 0.115 \text{ t.m}$

$M_{rb} = 2.5 \text{ t.m/ml} > \mathcal{M} = 0.115 \text{ t.m}$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

* Détermination des armatures tendues :

On calcule la section en flexion simple sous l'effet du moment M par rapport aux aciers tendus, puis on déduit la section en flexion composée

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0.00616$$

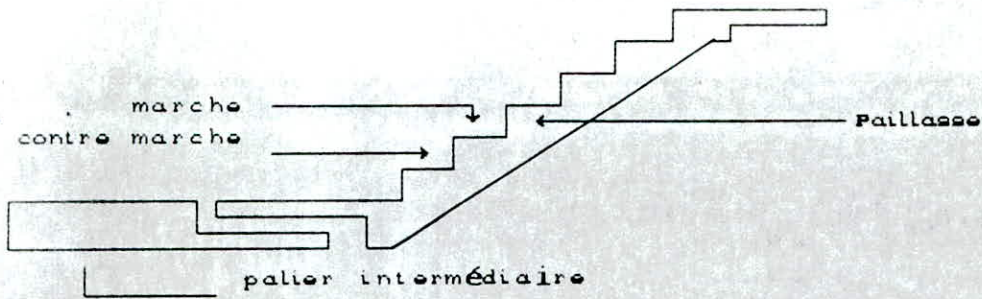
$$\mu = 0.00616 \begin{cases} \rightarrow \varepsilon = 0.9653 \\ \rightarrow K = 135.6 \end{cases}$$

$$\rightarrow A_1 = \frac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon K} = 0.31 \text{ cm}^2$$

En flexion composée $A = A_1 - \frac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a} = 0.31 \text{ cm}^2$

Cette section calculée est très faible, on adoptera une section imposée par la condition de non fragilité.

III-2 CALCUL DES ESCALIERS



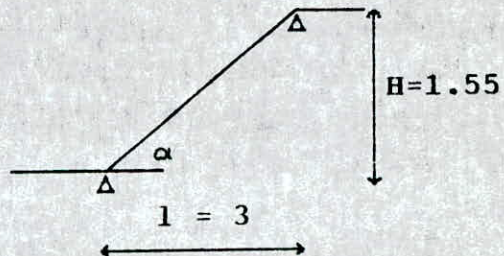
III-2-1 DIMENSIONNEMENT

* g : giron de la marche

$$g = \frac{l}{n} = \frac{3}{10} = 30 \text{ cm}$$

h : contre_marche

$$h = \frac{H}{n} = 15.3 \text{ cm}$$



Etant donnée que $h = 15.3 \text{ cm}$ donc le nombre de marches:

$$n = \frac{1,55}{0,153} = \frac{H}{h} = 10$$

* L'angle d'inclinaison est : $\text{tg}\alpha = \frac{H}{h} = \frac{1,55}{3} = 0,516$.

$$\rightarrow \alpha = 27^\circ$$

On vérifie la relation de BLONDEL : $60 \leq g+2h \leq 64$

$$g + 2h = 60,6 < 64.$$

* Paillasses

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} ; \text{ avec } L = 3,37 \text{ m}$$

$$0,11 < e < 0,168 \rightarrow 11 \text{ cm} < e < 16,8 \text{ cm.}$$

On prend $e = 12 \text{ cm.}$

III-2-2 Evaluation des charges et surcharges

1- Charges :

* Poids de la paillasse d'épaisseur e : $\frac{2500 \times 0.12}{\cos \alpha} = 0,336 \text{ t/m}^2$

* Poids des marches $\frac{2200 \cdot h}{2} = 0.168 \text{ t/m}^2$

* mortier de pose + enduit plâtre = 0.068 t/m²

2- surcharges :

$$P = 0.25 \text{ t/m}^2$$

d'où $Q = G + 1.5 q = 0.94 \text{ t/m}^2$

III-2-3 ETUDE DE LA PAILLASSE

* calcul des efforts :

$$R_1 = R_2 = q \frac{l}{2} = 1.4 \text{ t/ml}$$

$$F_{\max} = Q \frac{l}{2} = 1.4 \text{ t/ml}$$

$$M_{\max} = Q \frac{l^2}{8} = 1.06 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 0.89 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ap} = 0.2 M_{\max} = 0.21 \text{ t.m/ml}$$

* ferrailage :

$$\text{En travée } \mu = 0.022 \longrightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9351 \\ K = 62 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \epsilon \cdot h} = 1.88 \text{ cm}^2$$

On adopte $4 \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$$M_{rb} = 0.5 b \cdot x \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot \left(h - \frac{x}{3} \right) = 3.53 \text{ t.m/ml} > M_t$$

→ pas d'armatures de compression.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 3 \phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = 0.0049 \longrightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9071 \\ K = 38.8 \end{cases}$$

$$A_{ap} = 0.437 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 3 \phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = 1.4 \text{ t/ml}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 1.33 \text{ Kg/m}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Condition de non fragilité :

$$A_f \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{sn}} \quad 1.14 > A_{ap}$$

pour les appuis, on prend

$$A_{ap} = A_f$$

$$5 \phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

III-2-4 CALCUL DES BEQUETS

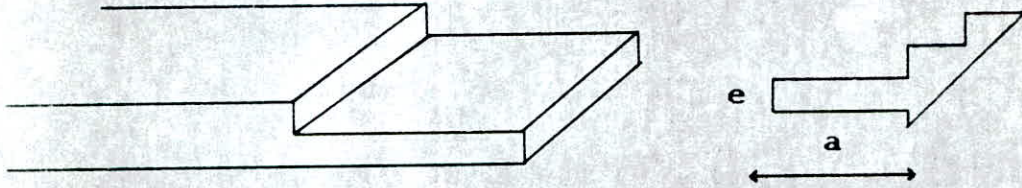
* Prédimensionnement :

D'après les recommandations techniques les bequets auront une épaisseur minimale de 7 cm

On prend $e = 8 \text{ cm}$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

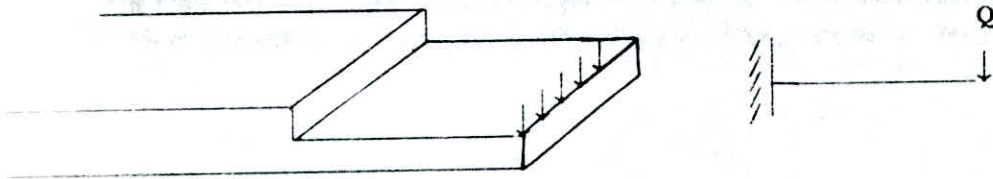
$$\text{soit } a = 16 \text{ cm} .$$



Calcul :

Les bequets se calculent sous l'effet d'une charge linéaire

$$Q = \gamma_q \cdot q_v \cdot \frac{1}{2} = 2217.46 \text{ Kg/ml}$$



* Ferrailage :

$$M = Q \cdot a = 354.79 \text{ Kg.m /ml}$$

$$A = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 3 \phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement } t = 10 \text{ cm} < \text{Min} (2H_t, 20 \text{ cm})$$

Armatures de répartition :

$$A_r = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 3 \phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

* Vérification au cisaillement :

$$T = Q = 2217.46 \text{ Kg /ml}$$

$$\tau_b = 4.22 \text{ Kg /m}^2 < \bar{\tau}_b$$

pas d'armatures transversales

* Condition de non fragilité :

$$A \geq 0.67 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

III-2-5 LIAISON PAILLASSE PALIER

Une bande de palier de 30 cm (minimum)

$$Q = 1552.22 \text{ Kg}$$

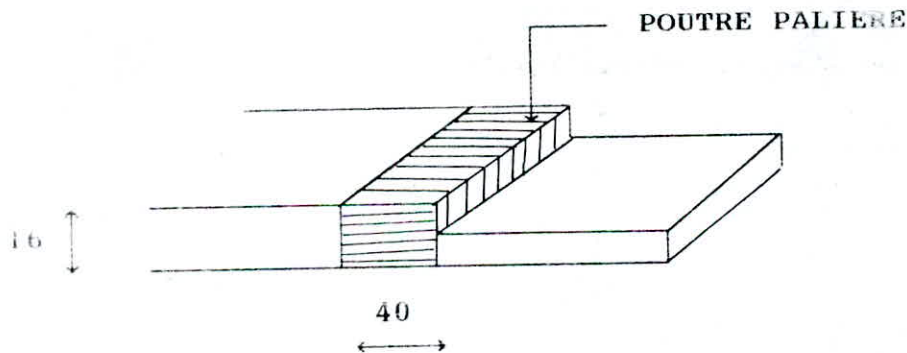
$$M = Q \times a = 248.35 \text{ Kg.m/ml}$$

$$A = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 2 \phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

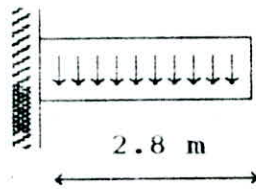
La longueur de ces aciers à partir de la section d'encastrement du bequet est de $60 \times \phi$ soit 36 cm

III-2-6 POUTRE PALIERE



$$Q = 0.7 Q(\text{de la volée}) + 2500 \times 0.16 \times 0.4 = 1712.22 \text{ Kg/ml}$$

c'est une console :



$$M_{\text{enc}} = Q \frac{a^2}{2} = 6.66 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.23$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.9183 \\ K = 46.2 \end{array} \right.$$

$$A = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 3 \phi 8 = 1.507 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont constituées par des cadres perpendiculaires au plan neutre, on prend un cadre $\phi 6$

$$A_t = 0.28 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A \geq A_{\text{min}} \quad \text{C'est vérifié}$$

* Vérification au cisaillement :

$$T_{\text{max}} = q \frac{l}{2} = 2.38 \text{ kg.m/ml}$$

$$\tau_b = 17 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 23.38 \text{ kg/m}^2 > \tau_b$$

III-2-7 ETUDE DES PALIERS

Charge et surcharge du palier :

$$\begin{aligned} G &= 0.504 \text{ t/m}^2 \longrightarrow q_1 = 0.804 \text{ kg/m}^2 \\ P &= 0.250 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Charge et surcharge de la volée :

$$\begin{aligned} G &= 0.614 \text{ t/m}^2 \longrightarrow q_2 = 0.914 \text{ kg/m}^2 \\ P &= 0.250 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$q = q_1 + q_2 = 1.718 \text{ t/m}^2$$

Moment en travée : $M_t = 1.546 \text{ tm}$

Ferraillage :

en travée :

$$\mu = 0.048 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0.9074 \\ K = 39 \end{cases}$$

$$A_t = 6 \text{ HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

aux appuis :

$$\mu = 0.0240 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0.9324 \\ K = 59 \end{cases}$$

$$A_{ap} = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

* Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq 1.27 \text{ cm}^2 < A_t = 4.71 \text{ cm}^2 \quad : \text{ vérifiée}$$

* Vérification de la condition de cisaillement :

$$T = 2.58 \text{ t}$$

$$\tau_b = 2.27 < \bar{\tau}_b$$

pas d'armatures transversales.

III-3 CALCUL DES DALLES

A _ EXPOSE DE LA METHODE UTILISEE POUR LE CALCUL DES DALLES

REPOSANT SUR QUATRE COTES

On applique la méthode approchée préconisée par le règlement CCBA68 (Annexe A2)

1 _ Considérons une dalle reposant sur quatre côtés et de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y ($L_y > L_x$)

On suppose par ailleurs que $0.4 < L_x/L_y < 1$

Q : La charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau de la dalle

On considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur.

Les moments développés au centre du panneau dans les directions des deux bandes ont pour expression :

* Dans le sens de la petite portée L_x :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

* Dans le sens de la grande portée L_y :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Les valeurs μ_x et μ_y sont des coefficients donnés en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ à partir d'une échelle fractionnelle (CCBA 68 Annexe A2.1).

2 _ Cas des dalles continues, Répartition des moments

Si elle existe la continuité sur un ou plusieurs côtés du panneau il s'agit tout d'abord de calculer les moments dans le panneau comme s'il était librement appuyé, soit M_{ox} et M_{oy}

Les moments en travées M_{tx} et M_{ty} sont des fractions de M_0x et M_0y qui peuvent être aussi réduits de 15% à 25% selon les conditions d'encastrement.

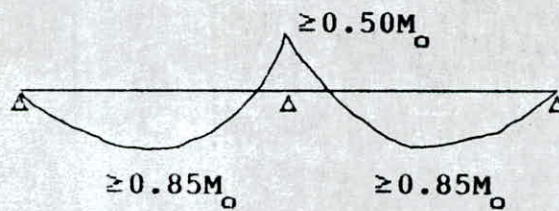
Les moments d'encastrement sur les grands côtés sont évalués respectivement à au moins 40% et 50% des moments fléchissants maximaux.

Les moments sont choisis avec cette inégalité

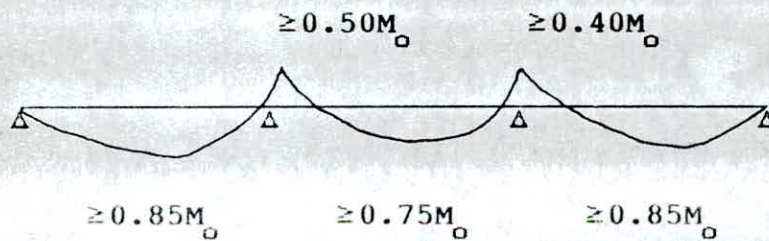
$$M_t + \frac{M_v + M_o}{2} \geq 1.25 M_o$$

$$0.75 M_o \leq M_t \leq M_o \quad \text{et} \quad 0.4 M_o \leq (M_v, M_o) \leq M_o$$

* Pour deux travées :



* Au moins trois travées :



Si le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$, la dalle est calculée comme une poutre continue dans le sens de la petite portée, si elle est chargée uniformément, on doit tenir compte cependant de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés atteignant des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

B _ DISPOSITION DES ARMATURES :

Si $\frac{l_x}{l_y} < 0.4$. On arme en travée dans le sens de l_y avec une section minimum $A_y = \frac{A_x}{4}$ charge uniforme
 $= \frac{A_x}{3}$ charge concentrée

L'écartement des armatures :

Direction la plus sollicitée $s \leq \min (3h \text{ et } 33\text{cm}) : l_x$

Direction perpendiculaire $s \leq \min (4h \text{ et } 45\text{cm}) : l_y$

Arrêt forfaitaire des barres :

1)- les aciers inférieurs de chaque sens peuvent être arrêtés par moitier (c'est à dire une barre sur deux doit être arrêtée pour chaque sens) tout en ayant une longueur :

- La longueur du lit arrêté en travé étant $0,8 l_x$ pour le sens principal (le sens le plus sollicité).

- La longueur du lit arrêté en travé étant $l_y - 0,2 l_x$ pour le sens secondaire.

Les barres non arrêtées étant totalement ancrées au de là de la ligne d'appui (contour formé en enlevant de chaque coté la demi longueur d'appui).

Les aciers supérieurs forment des chapeaux qui ont pour longueur le max de ($l'_d ; l_x/5$).

l'_d : longueur de scellement droit.

$$l'_d = \phi \cdot \bar{\sigma}_a / 4 \cdot \bar{\tau}_d$$

Zone d'encrage normal $\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$

ψ_d : coefficient de scellement .

$$\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \cdot \eta_d \text{ pour HA } \eta_d = \sqrt{2} \rightarrow \psi_d = 1,5$$

$$\bar{\tau}_d = 2,81 \bar{\sigma}_b$$

$$l'_d = \frac{\phi}{11,24} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence de traction

Vérification à faire :

1-Vérification de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches aux panneaux dalles si les conditions suivantes sont réalisées :

$$a) - \frac{h_o}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$$

$$b) - \omega_o = \frac{A}{b \cdot h} < \frac{20}{\sigma_{en}}$$

A : Armature tendue par bande de largeur b.

h : Hauteur utile.

σ_{en} : Limite d'élasticité.

Si non, il faut calculer :

$$f_{uo} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fi}} \quad \text{Flèches sous charges de faible durée.}$$

$$f_{vo} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad \text{Flèches sous charges permanente.}$$

I_{fi} : moment d'inertie I_f défini comme suit : $I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda \cdot \mu}$

M : moment fléchissant dans la travée.

I_t : moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

Les coefficients λ et μ sont donnés par :

$$\lambda = \lambda_L = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2+3 \cdot \frac{b_o}{b}) \cdot \bar{\omega}} \quad \text{charges d'exploitation}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2+3 \cdot \frac{b_o}{b}) \cdot \bar{\omega}} \quad \text{charges permanentes}$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \cdot \bar{\sigma}_b}{4 \cdot \omega \cdot \sigma_a + 3 \cdot \sigma_b} \quad \text{si } \mu < 0 \text{ prendre } \mu = 0.$$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence de traction du béton .

$\bar{\sigma}_a$: contrainte de traction effective.

$\bar{\omega}$: pourcentage d'armature = A / b.h

cas de dalle : $b = b_0$ largeur de bande .

$$l_{\infty} - f_o \leq \frac{l}{850} \quad \text{si } l \leq 2,5 \text{ m.}$$
$$\leq 0,5 \text{ cm} + \frac{l}{500} \quad \text{si } l \geq 2,5 \text{ m}$$

2- Condition de non fragilité :

Après avoir calculer la section A_0 d'armatures longitudinales suffisantes pour résister aux sollicitations .

1- Une section d'armature A_1 évaluée pour résister dans les memes conditions que précédement, en général : $A_1 = 1,2.A_0$

2- Une section d'armature A_2 pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton .

* Pour les poutres : $\frac{A_2}{b.h} = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$

* Pour une plaque rectangulaire A est évaluée en multipliant la valeur déduite de l'égalité précédente par :

$$\frac{2-\rho}{2} \quad \text{armature suivant } l_x$$

$$\frac{1+\rho}{4} \quad \text{armature suivant } l_y$$

Remarque :

Dans aucun cas le rapport de la section des armatures de chaque direction à la section totale du béton ne doit être inférieure à 0,0008.

C'est à dire $\frac{A}{b.h} > 0,0008.$

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES DALLES

DES PLANCHERS COURANTS

type de panneau	Lx	Ly	$\rho = Lx/Ly$	μ_x	μ_y	Q(dan/m ²)	Max (dan.m)	Moy (dan.m)
a1	4.3	5.2	0.827	0.06	0.73	765.5	829.43	607.14
a2	"	"	"	"	"	"	"	"
b1	3.4	3.75	0.906	0.05	0.9	"	416.8	376.37
b2	"	"	"	"	"	"	"	"
ba	"	"	"	"	"	"	"	"
c	3.75	4.42	0.848	0.06	0.07	"	606.06	456.97
d1	3.4	4.3	0.791	0.06	0.67	"	553.07	371.11
d2	"	"	"	"	"	"	"	"
e	2.2	3.4	0.647	0.08	0.49	"	293.07	143.31

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES DALLES

DES PLANCHERS TERRASSES

	l_x	l_y	$\rho = l_x / l_y$	μ_x	μ_y	q (dan/m ²)	M_{0x} (dan.m)	M_{0y} (dan.m)
a1	4.3	5.2	0.827	0.06	0.73	952.7	1032.26	755.62
a2	"	"	"	"	"	"	"	"
b1	3.4	3.75	0.907	0.05	0.9	"	518.72	468.41
b2	"	"	"	"	"	"	"	"
ba	"	"	"	"	"	"	"	"
c	3.75	4.42	0.848	0.06	0.75	"	754.3	568.72
d1	3.4	4.3	0.791	0.06	0.67	"	688.33	461.87
d2	"	"	"	"	"	"	"	"
e	2.2	3.4	0.647	0.08	0.5	"	364.74	178.4

LE FERRAILLAGE DES DALLES DES PLANCHERS COURANTS

TABLEAU N°:I

LE ferrailage des panneaux en travée suivant: X

type de panneau	Kt_x	M_{tx}	A_x (cm^2)	A_x (n°barres)	A_x (choisie)	S_t (cm)
a_1	0.925	767.22	2.61	4HA10	3.14	25
a_2	"	"	"	"	"	"
b_1	0.75	312.6	1.06	3HA8	1.51	33
b_2	"	"	"	"	"	"
b_3	"	"	"	"	"	"
c	0.925	560.6	1.9	4HA8	2.01	25
d_1	0.75	414.8	1.41	3HA8	1.51	33
d_2	"	"	"	"	"	"
	0.75	219.8	0.75	4HA6	1.13	25

LE FERRAILLAGE DES DALLES DES PLANCHERS COURANTS

TABLEAU N°:II

LE ferrailage des panneaux en travée suivant: Y

type de panneau	$K_t y$	M_{ty}	A_y (cm^2)	A_y (n°barres)	A_y (choisie)	S_t (cm)
a_1	0.925	561.6	2.12	3HA10	2.35	33
a_2	"	"	"	"	"	"
b_1	0.75	282.27	1.03	3HA8	1.51	33
b_2	"	"	"	"	"	"
b_3	"	"	"	"	"	"
c	0.925	422.69	1.54	4HA8	2.01	25
d_1	0.75	278.33	1.01	3HA8	1.51	33
d_2	"	"	"	"	"	"
e	0.8	114.65	0.41	3HA6	0.85	33

LE FEERRAILLAGE DES DALLES DES PLANCHERS COURANTS

TABLEAU N°:III

LE ferrailage au niveau des appuis gauches suivant: x

type de panneau	K_{w_x}	M_{w_x}	A_{w_x} (cm^2)	A_{w_x} (n°barres)	A_{w_x} (choisie)	S_t (cm)
a_1	0.15	124.41	0.423	3HA6	0.84	33
a_2	"	"	"	"	"	"
b_1	0.5	208.4	0.71	3HA6	0.84	33
b_2	"	"	"	"	"	"
b_3	"	"	"	"	"	"
c	0.5	303.03	1.03	4HA6	1.13	25
d_1	0.5	276.535	0.94	4HA6	1.13	25
d_2	"	"	"	"	"	"
e	0.5	146.535	0.498	3HA6	0.85	33

LE FERRAILLAGE DES DALLES DES PLANCHERS COURANTS

TABLEAU N°:IV

LE ferrailage au niveau des appuis droites suivant: X

type de panneau	K_{ex}	M_{ex}	A_{ex} (cm^2)	A_{ex} (n°barres)	A_{ex} (noisie)	S_t (cm)
a_1	0.5	414.715	0.7	3HA6	0.85	33
a_2	"	"	"	"	"	"
b_1	0.5	208.4	0.71	3HA6	0.85	33
b_2	0.15	62.52	0.21	"	"	"
b_a	0.5	208.4	0.71	"	"	"
c	0.5	303.03	1.03	4HA6	1.13	25
d_1	0.5	276.535	0.94	4HA6	1.13	25
d_2	"	"	"	"	"	"
e	0.5	146.535	0.498	3HA6	0.85	33

LE FERRAILLAGE DES DALLES DES PLANCHERS COURANTS

TABLEAU N°: V

LE ferrailage au niveau des appuis gauches suivant: Y

type de panneau	Kw_Y	M_{Wy}	A_{Wy^2} (cm^2)	A_{Wy} (n°barres)	A_{Wy} (choisie)	S_t (cm)
a_1	0.15	91.071	0.31	3HA6	0.85	33
a_2	"	"	"	"	"	"
b_1	0.5	188.2	0.67	3HA6	0.85	33
b_2	0.15	244.65	0.876	4HA6	1.13	25
b_3	0.15	1324.95	4.5	4HA12	4.52	25
c	0.15	68.55	0.23	3HA6	0.85	33
d_1	0.5	185.55	0.66	3HA6	0.85	33
d_2	"	"	"	"	"	"
e	0.5	71.655	0.26	3HA6	0.85	33

LE FERRAILLAGE DES DALLES DES PLANCHERS COURANTS

TABLEAU N°: VI

LE ferrailage au niveau des appuis droites suivant:Y

type, de panneau	K_{e_y}	M_{e_y}	A_{e_y} (cm^2)	A_{e_y} (n°barres)	A_{e_y} (choisie)	S_t (cm)
a_1	0.5	303.57	1.13	3HA8	1.51	33
a_2	"	"	"	"	"	"
b_1	0.5	188.2	0.67	3HA6	0.85	33
b_2	0.15	244.65	0.876	4HA6	1.13	25
b_3	0.5	208.4	0.71	4HA6	1.13	25
c	0.5	228.485	0.82	4HA6	1.13	25
d_1	0.5	185.55	0.66	3HA6	0.85	33
d_2	"	"	"	"	"	"
e	0.5	71.655	0.26	3HA6	0.85	33

LE FERRAILLAGE DES DALLES DES PLANCHERS TERRASSES

TABLEAU N°: I

LE ferrailage des panneaux en travée suivant: X

type de panneau	K_{tx}	M_{tx}	A_{xt} (cm^2)	A_{xt} (n°barres)	A_{xt} (choisie)	S_t (cm)
a_1	0.925	654.84	3.25	5HA10	3.93	20
a_2	"	"	"	"	"	"
b_1	0.75	389.04	1.857	4HA8	2.01	25
b_2	0.75	389.04	1.32	3HA8	1.5	33
b_3	"	"	"	"	"	"
c	0.925	697.7	2.4	5HA8	2.51	20
d_1	0.75	516.24	1.76	4HA8	2.01	25
d_2	"	"	"	"	"	"
e	0.75	273.55	0.93	4HA6	1.13	25

LE FERRAILLAGE DES DALLES DES PLANCHERS TERRASSES

TABLEAU N°:II

LE ferrailage des panneaux en travée suivant: Y

type de panneau	K_t_y	M_{ty}	A_{ty^2} (cm^2)	A_{ty} (n°barres)	A_{ty} (choisie)	S_t (cm)
a_1	0.75	566.715	2.80	4HA10	3.14	25
a_2	0.925	698.95	2.59	4HA10	3.14	25
b_1	0.75	351.31	1.258	3HA8	1.5	25
b_2	0.925	433.28	1.58	4HA8	2.01	25
b_a	0.75	351.31	1.258	3HA8	1.5	33
c	0.925	526.1	1.8	4HA8	2.01	25
d_1	0.75	346.4	1.26	3HA8	1.5	33
d_2	"	"	"	"	"	"
e	0.8	142.68	0.51	3HA6	0.85	33

LE FERRAILLAGE DES DALLES DES PLANCHERS TERRASSES

TABLEAU N°:III

LE ferrailage au niveau des appuis gauches suivant: X

Type de panneau	K_{WX}	M_{WX}	A_{WX^2} (cm^2)	A_{WX} (n°barres)	A_{WX} (choisie)	S_t (cm)
a_1	0.5	516.13	1.75	4HA8	2.01	25
a_2	0.15	154.839	0.53	3HA6	0.85	33
b_1	0.5	259.4	0.882	4HA6	1.13	25
b_2	0.5	259.4	0.882	4HA6	1.13	25
b_3	"	"	"	"	"	"
c	0.5	377.135	1.28	5HA6	1.41	20
d_1	0.5	344.16	1.17	5HA6	1.41	20
d_2	"	"	"	"	"	"
e	0.5	182.4	0.62	3HA6	0.85	33

LE FERRAILLAGE DES DALLES DES PLANCHERS TERRASSES

TABLEAU N°:IV

LE ferrailage au niveau des appuis droites suivant: X

type de panneau	K_{ex}	M_{ex}	A_{ex} (cm^2)	A_{ex} (n°barres)	A_{ex} (choisie)	S_t (cm)
a_1	0.15	154.839	0.53	3HA6	0.85	33
a_2	0.5	516.13	1.75	4HA8	2.01	25
b_1	0.15	232.6	0.84	3HA6	0.85	33
b_2	0.5	259.4	0.882	4HA6	1.13	25
b_a	"	"	"	"	"	"
c	0.15	113.145	0.38	3HA6	0.85	33
d_1	0.5	344.16	1.17	5HA6	1.41	20
d_2	"	"	"	"	"	"
e	0.5	182.4	0.62	3HA6	0.85	33

LE FERRAILLAGE DES DALLES DES PLANCHERS TERRASSES

TABLEAU N°:V

LE ferrailage au niveau des appuis gauches suivant:Y

type de panneau	K_{wy}	M_{wy}	A_{wy^2} (cm^2)	A_{wy} (n°barres)	A_{wy} (choisie)	S_t (cm)
a_1	0.5	377.81	1.38	3HA8	1.5	33
a_2	0.15	154.839	0.53	3HA6	0.85	33
b_1	0.5	259.36	0.88	4HA6	1.13	25
b_2	0.5	234.20	0.84	3HA6	0.85	33
b_3	0.5	234.20	0.84	3HA6	0.85	33
c	0.5	284.4	1.02	3HA6	0.85	33
d_1	0.5	230.93	0.83	3HA6	0.85	33
d_2	"	"	"	"	"	"
e	0.5	182.4	0.62	3HA6	0.85	33

LE FERRAILLAGE DES DALLES DES PLANCHERS TERRASSES

TABLEAU N°: VI

LE ferrailage au niveau des appuis droites suivant: Y

type de panneau	K_{ey}	M_{ey}	A_{ey^2} (cm^2)	A_{ey} (n°barres)	A_{ey} (choisie)	S_t (cm)
a_1	0.5	377.81	1.38	3HA8	1.5	33
a_2	0.5	516.13	1.75	4HA8	2.01	25
b_1	0.15	77.81	0.28	3HA6	0.85	33
b_2	0.5	234.20	0.84	3HA6	0.85	33
b_3	"	"	"	"	"	"
c	0.5	284.4	1.02	4HA6	1.13	25
d_1	0.5	230.93	0.83	3HA6	0.85	33
d_2	"	"	"	"	"	"
e	0.5	182.4	0.62	3HA6	0.85	33

CHAPITRE IV

CALCUL SISMIQUE

IV- CALCUL DES FORCES SISMIQUES PAR R. P. A 81

(APPLICATION DE METHODE STATIQUE EQUIVALENTE)

I- LE PRINCIPE :

Remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives équivalentes aux effets de l'action sismique.

Il ne faut pas perdre de vue que les forces et les déformations obtenues à partir d'analyses statiques équivalentes pour les charges de conception préconisées sont inférieures à ceux qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées .

Ce déficit observé ne peut être compensé que par l'application rigoureuse du constructeur des dispositions constructives garantissant à la structure, une bonne ductilité et une capacité de dissipation de l'énergie emmagasinée par la structure lors d'un séisme.

II- LES CONDITIONS D'APPLICATION

Pour l'application de cette méthode vérifions que notre bâtiment épouse les critères satisfaisant aux conditions d'utilisation :

a)- le bâtiment en cours d'étude a une hauteur de 42.84 (14*3.06) inférieure à 60m pour une bâtisse implantée en zone II.

b)- la forme en plan du bâtiment étudiée est symétrique, inscrivant un rectangle, les parties en saillie ou en retrait ne dépassant pas 25 % des dimensions globales.

Suivant la direction Y la dimension est de : 28.8m

On a un décrochement en plan comptant: $3.6m < 28.8/4$

c)-L'inéxistance de décrochement en élévation, suivant un rapport de différence entre deux niveaux successifs dans les deux directions.

d)-L'écart entre le centre de masse et de torsion est inférieur a 25 % de la largeur du bâtiment prise perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

* forces latérales parallèles à X :

L'excentricité :

$E_y = 1.465$ est inférieure à $29.3/4$

* forces latérales parallèles à Y :

L'excentricité :

$E_x = 1.465$ est inférieure à $28.8/4$

e)-On considère que la masse et la rigidité sont les mêmes pour tous les niveaux donc leur rapport pour deux niveaux successifs ne présente pas une variation de 25% dans chaque direction.

f)-Le bâtiment étudié présente un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux.

g)- la structure étudiée ne présente qu'un degré de liberté dans un même plan horizontal, pour chacune des directions considérées.

h)- même rigidité pour tous les niveaux, pas de variation considérable dépassant les 25% de deux niveaux successifs dans chacune des directions.

Ainsi le calcul de la structure par la méthode pseudo-dynamique est justifié et consiste à considérer la structure comme étant soumise à un effort tranchant V à la base dont la valeur :

$$V = A.D.B.Q.W$$

1- Coefficient A :

Coefficient d'accélération de zone et représente

l'accélération du sol. Il dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure et du niveau de risque que l'on veut avoir.

D'après le tableau de l'article 3.2.1.3.1 :

-Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité.

-Bâtiment à usage d'habitation : groupe d'usage 2

$$A = 0,15$$

2- Coefficient D :

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la période de la structure, de la nature du sol et de l'amortissement de la structure.

- Calcul de la période dans les deux sens :

$$T = \frac{0.09 H}{\sqrt{L}}$$

H : Hauteur du bâtiment.

L : Dimension du bâtiment dans la direction de l'action sismique.

$$H = 3,06 * 14 = 42.84 \text{ m}$$

* sens longitudinal :

$$L = 28.8 \text{ m}$$

$$T = 0.699 \text{ sec}$$

* sens transversal :

$$L = 29.3 \text{ m}$$

$$T = 0.707 \text{ sec}$$

On est en présence de sol meuble :

$$D_l = 1.59$$

$$D_t = 1.46$$

3- coefficient B :

Facteur de comportement de la structure exprime la

capacité de la structure à entrer dans le domaine plastique donc à absorber de l'énergie car la force réelle à laquelle serait soumise la structure si elle n'était pas ductile est :

$$V_e = \frac{1}{2} A D Q W$$

Mais en fait de par sa ductilité, elle est soumise à une force moindre pour une même déformation cette force est :

$$V = \frac{1}{2} A D (2B) Q W$$

On est en catégorie 1 : ossature en béton armé contreventée par voiles avec interaction portiques-voiles :

$$B = \frac{1}{5}$$

4- Coefficient Q :

Facteur de qualité exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A_D que l'on a prise dans le calcul du coefficient A en se fixant une période de calcul risque dommage, car pour une structure donnée la déformation Δ_D liée à l'accélération A_D est aléatoire pour un événement sismique donnée. Ca fait intervenir des calculs probabilistes et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure.

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

P_q : La pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité Q.

Il y en a six :

1- Conditions minimales des files porteuses. Non observées, il y a moins de trois travées dans le système de portique.

$$P_1 = 0$$

2- Surabondance en plan :

Critère observé

- Il y a plus de quatre files de portiques et de voiles en

plan à chaque étage.

- Reparties selon une symétrie raisonnable.

- Rapport entre portée Max et portée Min inférieure à 1.5

$$P_2 = 0.05$$

3 - Symétrie en plan :

observé :

$$P_3 = 0.05$$

4 - Régularité en élévation :

Observée: pas de variation considérable entre deux étages adjacents de la rigidité en translation et celle de torsion.

$$P_4 = 0.05$$

5- Contrôle de la qualité des matériaux :

Non observée :

$$P_5 = 0.1$$

6- Contrôle de la qualité de la construction :

$$P_6 = 0$$

$$Q = 0.2 + 1 = 1.1$$

$$Q = 1.2$$

5- POIDS DE LA STRUCTURE W

Pour un bâtiment à usage d'habitation W comprend la totalité des charges permanentes et prend en considération 20 % des charges d'exploitation .

- Charge permanente :

* Plancher courant :

$$505 \times (29.3 \times 30) = 443.895 \text{ tf}$$

* poids propre des voiles :

$$25 \times (0.35 \times 98.78 \times 3.06) = 264.5 \text{ tf}$$

* plancher terrasse :

$$757 \times (29.3 \times 30) = 665.403 \text{ tf}$$

le poids total de la structure :

$$W = (443.895 + 264.5) \times 13 + (665.403 + 132.25) + 0.175 \times 0.2 \times 13 + 0.20 = 10007.44 \text{ tf}$$

L' EFFORT TRANCHANT A LA BASE :

* sens longitudinal :

$$V_L = 0.15 \times 1.59 \times \frac{1}{5} \times 1.2 \times 10007.44 = 572.83 \text{ tf}$$

$$V_L = 572.83 \text{ tf}$$

* sens transversal :

$$V_T = 0.15 \times 1.46 \times \frac{1}{5} \times 1.2 \times 10007.44 = 526 \text{ tf}$$

$$V_T = 526 \text{ tf}$$

REPARTITION DE L'EFFORT TRANCHANT CALCULE A LA BASE :

* sens longitudinal :

la période dans ce sens est : $T_1 = 0.699 \leq 0.7 \text{ s}$

on prend donc en compte que le mode fondamental, alors $F_t = 0$

$$F_k = \frac{(V - F_t) \times W_k \times h_k}{\sum_{i=1}^{n=14} W_i \times h_i}$$

Pour un plancher courant:

$$F_k = (V - F_t) \frac{1}{\frac{W_{tr}}{W} \times \frac{14}{K} + \frac{91}{K}}$$

Au niveau terrasse :

$$F_{14} = (V - F_t) \frac{1}{1 + \frac{91}{14} \times \frac{W}{W_{tr}}}$$

* sens transversal :

la période dans ce sens est : $T_1 = 0.707 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec}$

donc on tient compte des autres modes par l'addition d'une force concentrée au sommet de la structure de valeur :

$$F_L = 0.07 \times T_L \times V_L$$

$$= 0.07 \times 0.707 \times 526 = 26.032$$

LA FORCE SISMIQUE APRES REPARTITION A CHAQUE NIVEAU

Niveau	Sens Longitudinal	Sens Transversal
1	5.365	4.683
2	10.731	9.366
3	16.096	14.049
4	21.461	18.732
5	26.827	23.415
6	32.192	28.097
7	37.558	32.780
8	42.923	37.463
9	48.288	42.146
10	53.654	46.829
11	59.019	51.512
12	64.385	56.195
13	69.750	60.878
14	84.58	99.853

CHAPITRE V

**ANNALYSE DE LA STRUCTURE ET
ETUDE DES EFFETS DE L'INTERACTION
VOILE - PORTIQUE**

V-1 GENERALITES :

L'analyse des structures a connu une remarquable évolution avec les progrès dans le domaine informatique et ce par le développement de logiciels de calcul des structures et de matériels assez puissants.

Néanmoins ceci n'exclut point l'intervention de l'ingénieur car c'est à lui que revient entre autres le rôle de modéliser la structure pour pouvoir utiliser "l'attirail" informatique. Donc, l'étape de la modélisation est une étape cruciale qui nécessite une bonne compréhension du comportement de la structure, pour que le modèle mathématique que l'on établit puisse représenter fidèlement le modèle physique.

Dans le cas précis de notre étude on s'intéresse à l'analyse de bâtiments tours en béton armé, contreventés par un système mixte portiques-voiles.

Le contreventement de structures à faible ou moyenne hauteur est généralement assuré par des portiques mais à partir d'une certaine hauteur (R+10 généralement, dépendant des trames, de la sismicité et d'autres facteurs), le contreventement par portiques seuls n'est plus adéquat, et ce pour des considérations de rigidité et de coût de la structure, d'où l'introduction de voiles (pleins ou avec files ouvertures) dans le contreventement de la structure.

L'analyse d'un tel type de structures se trouve compliqué du fait que portiques et voiles sous un chargement latéral n'ont pas le même comportement.

V-1 COMPORTEMENT DES TROIS TYPES DE

CONTREVENTEMENTS :

1-Contreventement par portiques:

Les portiques en béton armé sont utilisés fréquemment comme plan de contreventement dans les structures de faibles et moyennes hauteurs.

Le comportement d'une telle ossature de structure sous un chargement latéral est souple, conformément à une rigidité moins importante que présente les portiques, sa déformée est du type distortionnel .(voir déformée fig 1)

2- Contreventement par voiles :

Au fur et à mesure que la nécessité de construire des immeubles de plus en plus hauts se faisait sentir, les portiques ont commencé à être remplacés par des refends disposés au droit des cages d'escaliers et d'ascenseurs.

Les structures à voiles sont assez rigides (voir figure 2) et s'avèrent satisfaisantes du point de vue résistance et économie pour les immeubles ne dépassant pas 20 à 25 niveaux, présentant une déformée du type flexionnel.

L'ossature en voiles dans une structure est généralement imposée par le type de coffrage disponible (tables et banches, tunnels...).

3- Contreventement mixte (voiles-portiques) :

L'idée d'une solution mixte, associant simultanément plusieurs plans de contreventement, à savoir voiles + portiques, s'avère concluante du point de vue résistance et économie, pour ce qu'elle présente comme avantage vis à vis d'une ossature autostable ou en refends seuls.

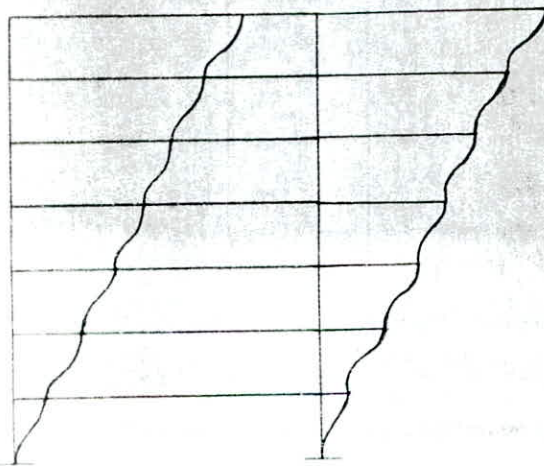
Cela peut s'expliquer par le fait que sous l'action des forces horizontales, un refend et un portique présentent des déformées fondamentalement différentes, la déformation du refend étant régie par la flexion d'ensemble et celle du portique par la flexion des barres. Cependant lorsque ces deux plans de contreventements sont appelés à travailler conjointement, on se placera dans le cas de déformabilité non semblable pour l'ensemble de la structure.

Une liaison entre les deux a pour résultat de créer une structure mixte dont la déformée au sommet sous l'action de charges latérales est réduite par la présence des forces d'interaction développées. La conséquence immédiate de cet état de fait sur le comportement global est:

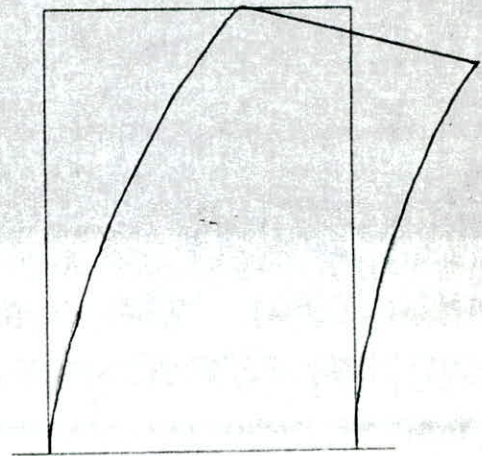
* A la base, l'effort tranchant est presque entièrement repris par les refends alors qu'en partie haute il est moins sollicité avec un effort dans le sens inverse.

* Par contre, les poteaux sont moins sollicités à la base mais en partie haute le sont fortement, malgré que l'effort induit en élévation est faible.

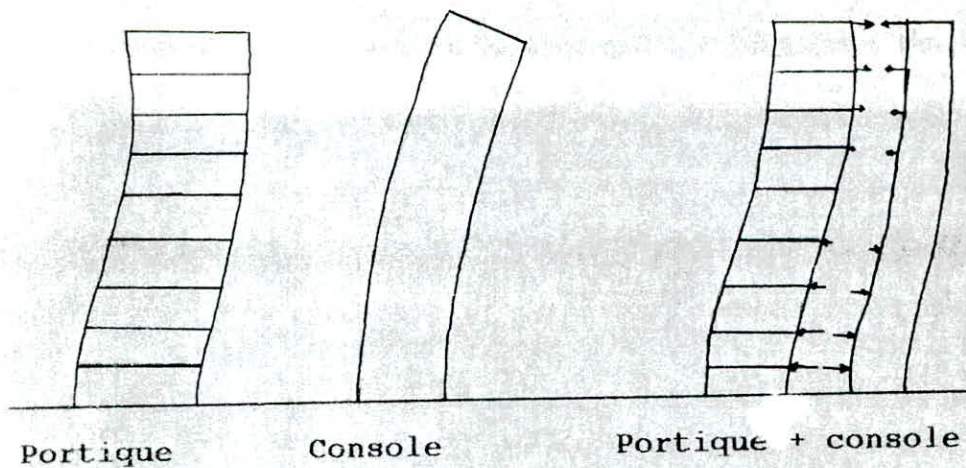
Dans une telle structure, les portiques s'activent en développant des forces de résistance réduisant la déformée en élévation comparée à celle constatée pour une ossature en voiles seulement, d'où l'interaction portiques-voiles est équivalente à une charge complémentaire variable avec la hauteur (voir déformée fig 3)



Déformée d'un portique
(Figure 1)



Déformée d'une voile
(Figure 2)



Portique

Console

Portique + console

MIXTE :

L'étude de toute structure soumise à des charges latérales doit permettre la déduction des efforts internes dus à la translation et à la rotation. Pour ce qui est de la rotation elle doit être prise en compte, évidemment pour les bâtiment présentant une excentricité due à la configuration de la structure et aussi pour les bâtiments symétriques où une excentricité accidentelle est préconisée par le code R.P.A 88.

Pour la structure faisant l'objet de notre étude l'excentricité n'étant pas très importante ceci implique que les efforts internes développées par les éléments résistants de la structure dus à la translation seront nettement plus importants comparés à ceux dus à la torsion. Pour cela l'analyse de la translation sera conduit par un calcul automatique tenant compte des caractéristiques de rigidité et de déformation de notre structure. Quant à la torsion, la méthode approchée de " ZIGALOV " sera utilisée pour l'analyse.

Il est à noter que la prise en compte de ces deux effets (translation + rotation) simultanément dans un calcul automatique nécessite une étude 3-D d'où par conséquence un coût important de l'analyse.

Présentant les différentes méthodes d'analyse de système mixte voiles-portiques utilisés dans la pratique :

1-Méthode forfaitaire : (méthode des 120%)

On fait reprendre aux voiles les 100% des charges latérales, tout en donnant 20% aux portiques, cette méthode ne va pas obligatoirement dans le sens de la sécurité puisqu'elle néglige les forces d'interactions développées dans une structure mixte. D'où risque de sous dimensionnement des poteaux.

2-Méthode décrite dans le livre de M. Diver :

L'étude préliminaire à été faite pour une structure composée d'un refend et d'un portique formé d'une seule travée, dont la compatibilité des déformations sous l'action de forces latérales est imposées par la présence de barres articulées aux extrémités, de longueur invariable et uniformément répartis sur la hauteur de l'ouvrage. Plusieurs abaques ont été établies pour fournir les valeurs du rapport de l'effort tranchant repris par le refend à la côte "z" sur l'effort tranchant total à la côte "z" en fonction des rapports de rigidité de deux poteaux / poutre et du refend / deux poteaux.

Cette étude peut être généralisée dans le cas d'un bâtiment comportant plusieurs refends et plusieurs portiques, compte tenu de la présence des planchers qui imposent une déformation uniforme pour l'ensemble de l'ouvrage. Les rigidités des deux poteaux, de chaque poutre et refend seront donc respectivement prises égales à la somme des rigidités de tous les poteaux, de toutes les poutres et de tous les refends du bâtiment à chaque niveau pris en considération.

3-Méthode décrite dans le livre de FUNTES :

*) Portiques et refends disposés parallèlement :

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portiques et de refends, disposés parallèlement, on opère pour déterminer les efforts horizontaux dans les refends d'une part, et dans les portiques d'autre part comme suit :

La méthode consiste à attribuer une "inertie fictive" aux portiques, puis procéder à la résolution du problème en se ramenant à l'étude d'une série de refends parallèles dont l'inertie est connue.

*) Portique et refend dans le même plan de contreventement :

Le calcul d'un tel système peut être effectué en procédant en deux phases:

a)-Dans une première, on suppose que tout l'effort est repris par le refend.

b)-Dans la seconde phase du calcul, on détermine les réactions du portique dans l'hypothèse où il est soumis aux mêmes déplacements que le refend.

Le refend est ainsi soumis à la totalité de l'effort extérieur diminué des réactions du portique.

4-Méthode de ZIGALOV :

C'est une méthode de calcul approchée des structures de bâtiments comprenant des portiques et des voiles (pleins ou avec ouvertures) sous l'action des forces horizontales (elle est exposée plus loin).

V-4 TRANSLATION :

L'effet de la translation est étudié grâce à un modèle mathématique géré par le logiciel SAP80.

V-4-1 DESCRIPTION DU MODELE MATHEMATIQUE UTILISE

POUR L'ANALYSE DE LA TRANSLATION :

On se propose dans cette section de présenter le modèle mathématique qui nous servira à analyser la structure sous l'effet de la translation seule, ce modèle est à base d'éléments poutres permettant un calcul automatique mené par le logiciel SAP 80.

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

L'hypothèse de base nous permettant de modéliser notre structure par un modèle plan étant l'hypothèse des planchers indéformables .

L'étude de la structure se fera selon les deux directions principales .Pour cela deux modèles plans correspondants à ces deux directions ont été établis.

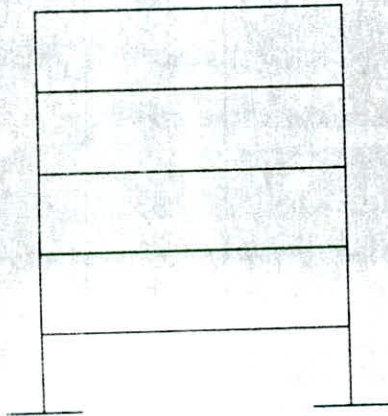
le modèle utilisé est à base d'éléments poutres ayant trois degrés de liberté par noeuds. Donc les poteaux et les poutres ainsi que les voiles seront représentés par des éléments poutres . La liaison des différents plans de contreventements est assuré par des bielles ayant une importante rigidité axiale et ce pour simuler l'effet des planchers

Chacune des deux directions principales a été modélisée par un modèle bidimensionnel (plan) grâce à l'hypothèse préconisant les planchers rigides.

Afin de reconstituer le fonctionnement global de la structure, on relie les modèles plans disposés parallèlement à une direction principale par des bielles de longueurs invariables et uniformément réparties suivant la hauteur de l'ouvrage, articulées à leurs extrémités, représentant les planchers.

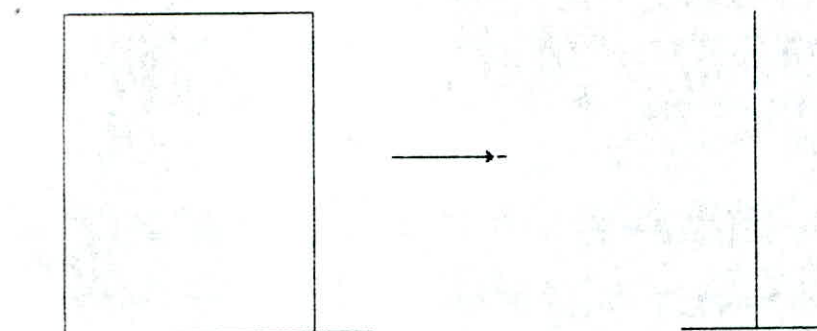
Modélisation des plans de contreventement :

a)-MODELISATION DES PORTIQUES :



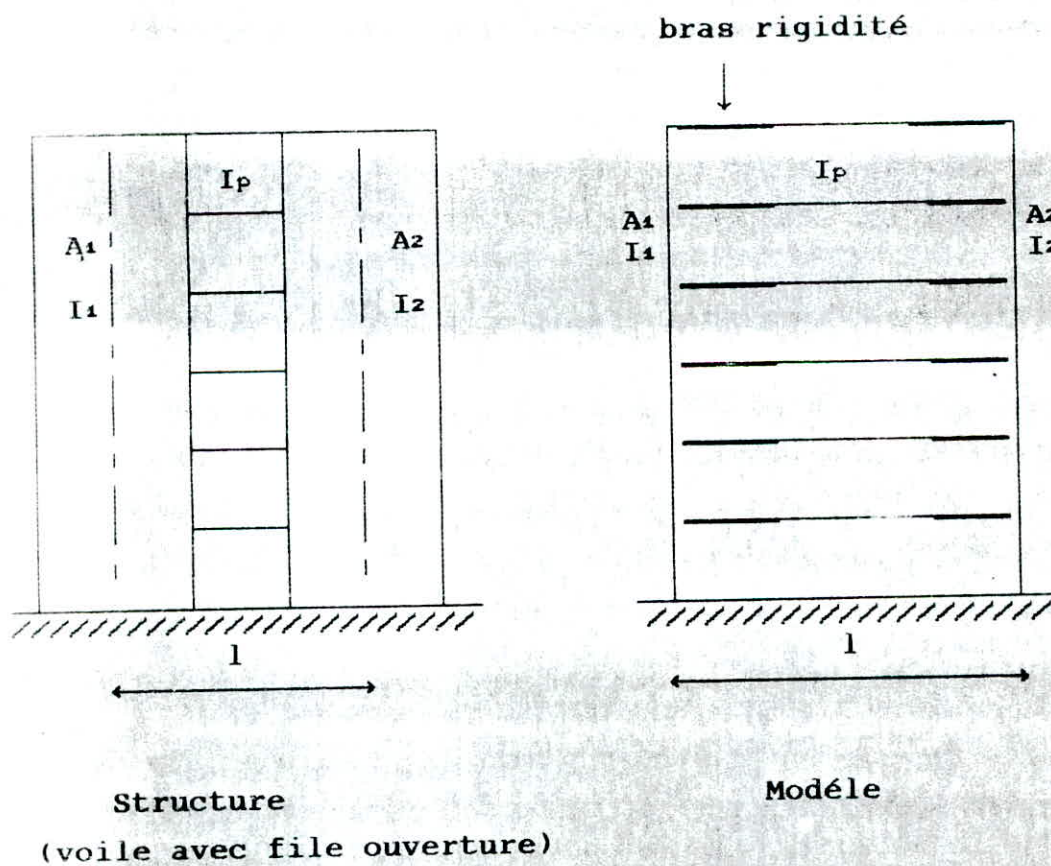
Formé de poutres représentées par des éléments barres horizontaux, et de poteaux représentés par des éléments barres verticaux ayant tout deux, trois degrés de liberté / noeuds (deux translations + une rotation)

b)-MODELISATION DE VOILES PLEINS :



Un voile plein est modélisé comme une console (élément barre vertical), ayant les mêmes caractéristiques (inertie, section, module d'élasticité longitudinal)

c)-MODELISATION DES VOILES AVEC OUVERTURE :



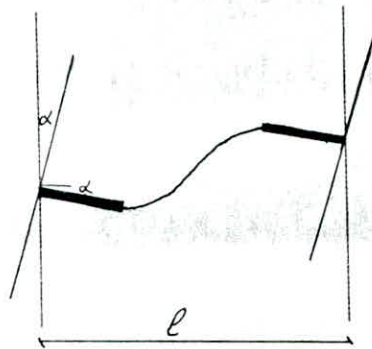
En assumant que les trumeaux fléchissent comme une console et que les sections restent planes, le modèle doit représenter l'imposition de la rotation et du déplacement vertical aux extrémités des poutres de connexion aux linteaux.

Dans le modèle présenté ci-dessus, on assimile le voile avec file d'ouverture à un portique dont les barres sont supposées être concentrées dans les lignes moyennes des trumeaux et linteaux.

Les trumeaux sont représentés par des poteaux ayant les mêmes caractéristiques (inertie, section)

Les bras rigides représentent la largeur du trumeau à partir de l'axe centroïdal et servent aussi de moyen de connection des linteaux aux trumeaux, pour tenir compte de la rotation et déplacement vertical imposé par le trumeau aux linteaux ce qui permet de retrouver un fonctionnement plus conforme à la réalité.

Une partie centrale déformable et souple modélise les linteaux.



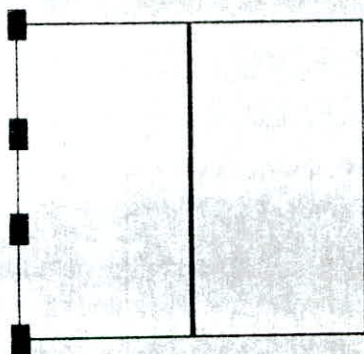
d)- MODELISATION DES PLANCHERS :

Comme pour les éléments de contreventement, la rigidité à la flexion transversale des planchers est négligée, leur fonction est de distribuer les forces horizontales entre les différents plans, et à ce titre, seule la rigidité dans le plan horizontal intervient elle est supposée être infiniment grande .

A partir de cela la modélisation préconisée pour les planchers est une liaison rigide (bielles de fortes section, 100 fois celle des poutres, et une inertie flexionnelle négligeable). Donc les noeuds d'un même plancher sont liés rigidement entre eux et ils ont le même déplacement horizontal.

e)-MODELISATION DE LA STRUCTURE MIXTE SUIVANT LA DISPOSITION DES PLANS DE CONTREVENTEMENTS :

*)-Portique et refends disposés parallèlement :



VUE EN PLAN D'UN VOILE ET D'UN PORTIQUE

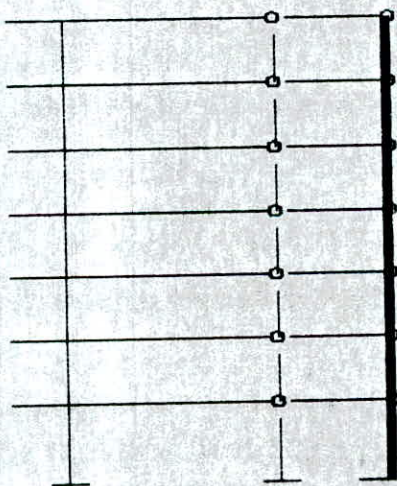


Figure 1 : Portique courant et refend plein

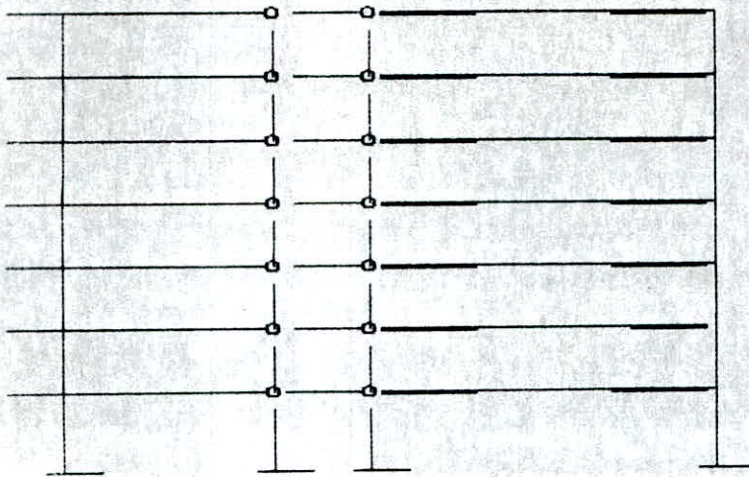
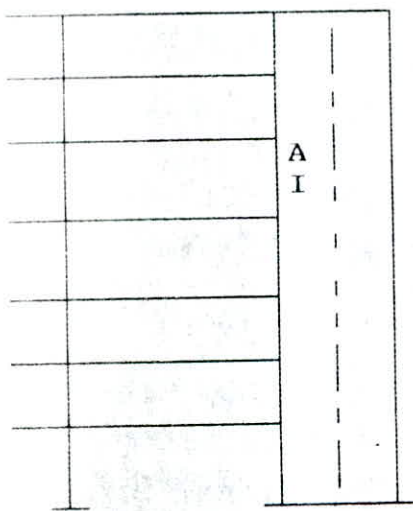


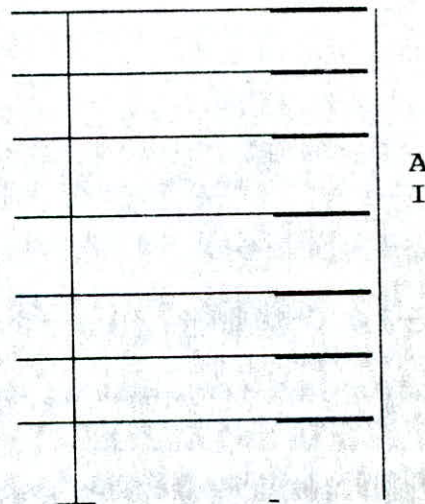
Figure 2 : Portique courant et refond avec ouvertures

Après la modélisation du portique et refond avec ou sans file d'ouverture , on relie ces plans de contreventements par des bielles rigides à chaque niveau représentant leurs liaison par le plancher .

*)-Portique et refond dans le même plan de contreventement :

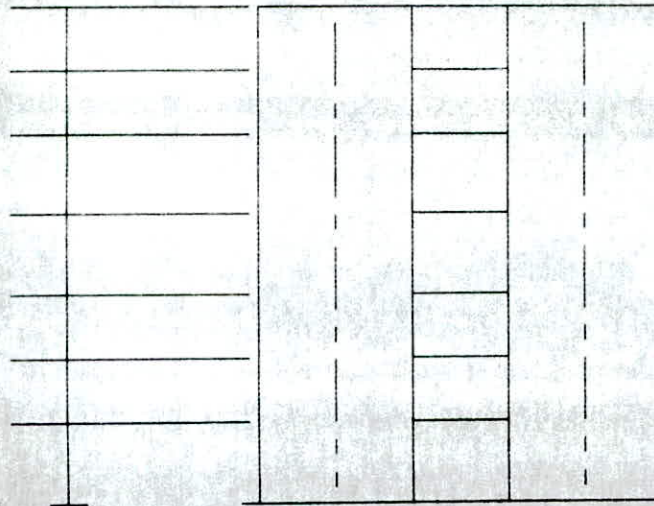


Structure

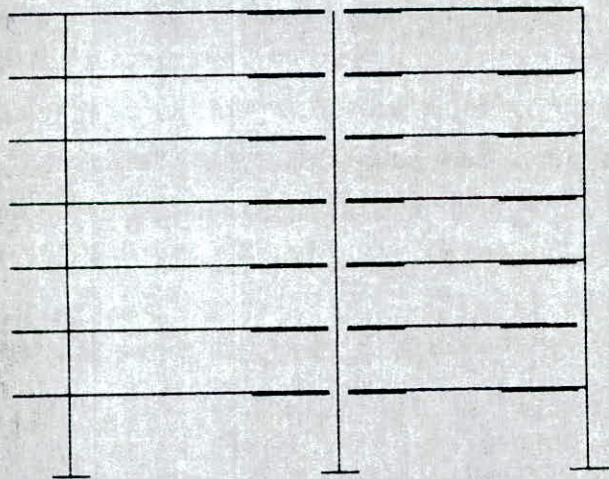


Modèle

Figure 1 : Portiques + voiles pleins



Structure

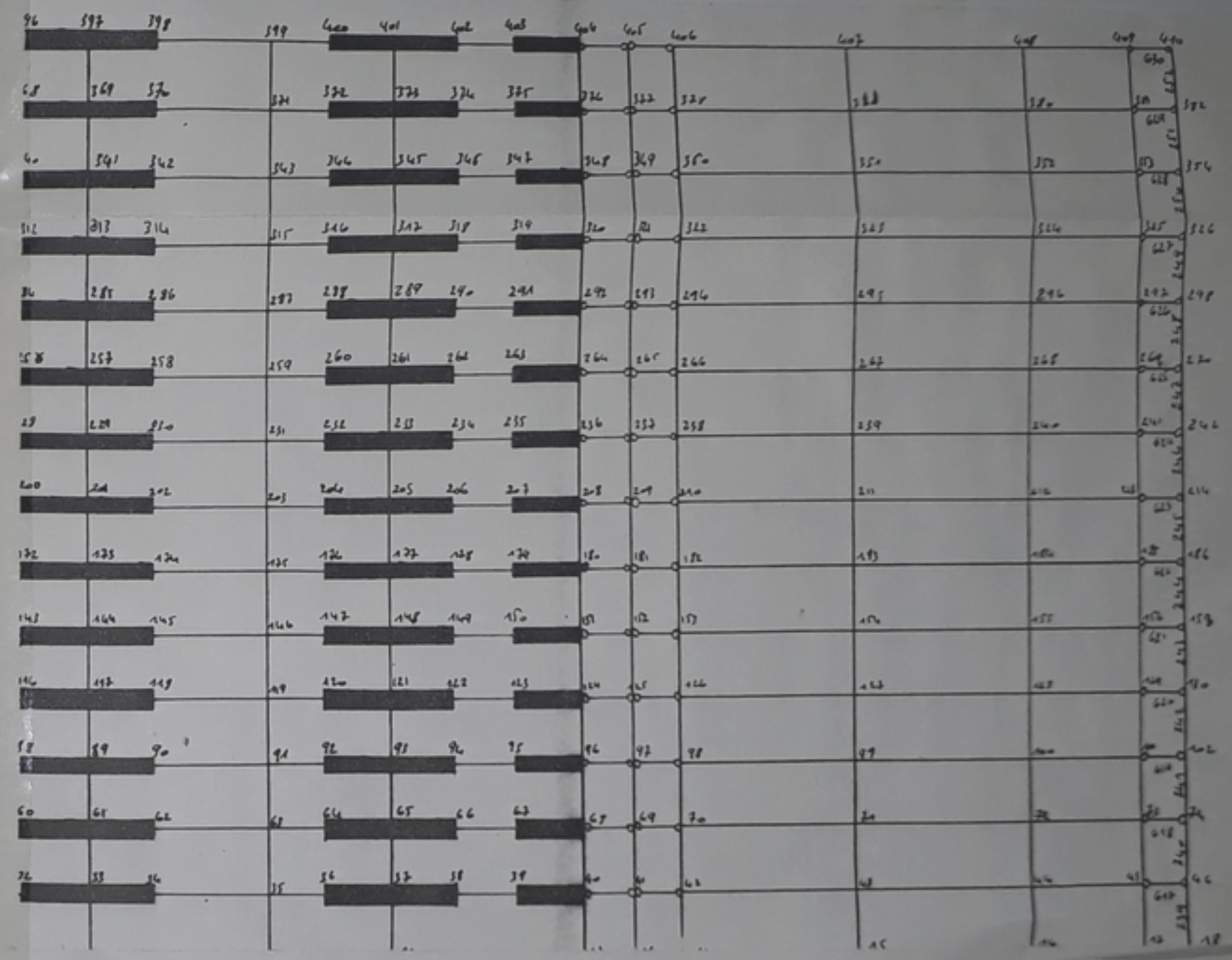
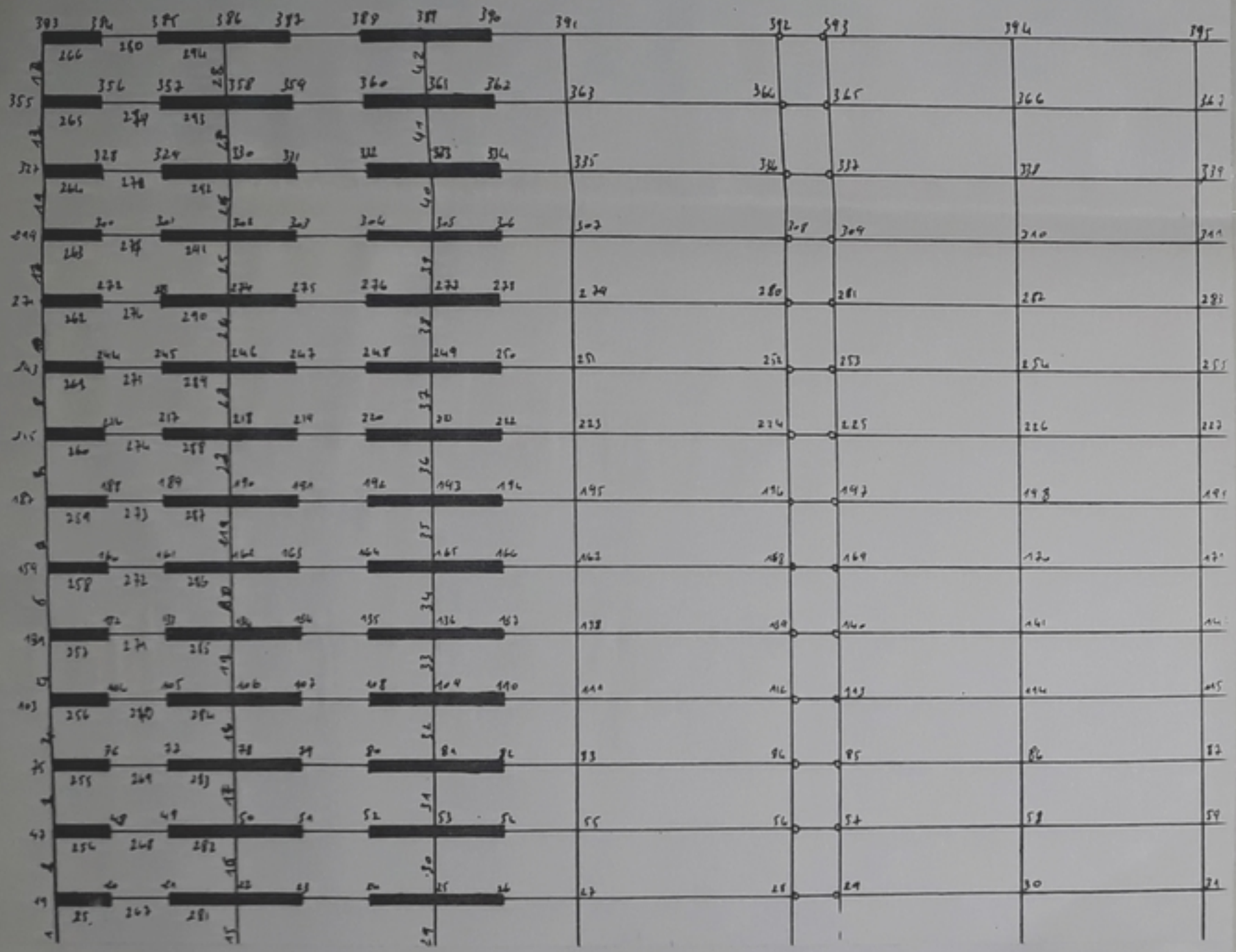


Modèle

Figure 2 : Portique + voile avec file d'ouverture

On fait sortir un bras rigide à partir de la ligne centrodal du voile (cas de voile plein) du trumeau associé (cas de voile avec file d'ouverture) reliant la travée adjacente au voile tout en représentant la connexion entre eux.

PLANCHE : II



P 600191
Après
P 66(1) 2

Le modèle conçu pour les deux directions est présenté sur les deux planches suivantes :

Planche I :

Direction suivant laquelle les plans sont parallèles à Ox (voir vue en plan).

planche II :

Direction suivant laquelle les plans sont parallèles à Oy (voir vue en plan).

EFFORTS INTERNES DANS LES POUTRES :

F R A M E E L E M E N T F O R C E S				
ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE		
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT	
309 -----				
1	.00			
		.0	7.05	-4.60
		1.9	.00	2.02
2	.00	3.6	-6.44	-3.52
		.0	7.22	-5.20
		2.0	.00	1.98
3	.00	3.6	-5.84	-2.72
		.0	6.43	-3.72
		1.8	.00	1.97
4	.00	3.6	-6.63	-4.09
		.0	4.16	-2.26
		1.7	.00	1.33
5	.00	3.6	-4.53	-2.92
		.0	4.96	-3.74
		2.1	.00	1.34
310 -----				
1	.00	3.6	-5.68	-2.15
		.0	7.81	-5.98
		2.1	.00	2.15
2	.00	3.6	-4.77	-.82
		.0	8.29	-7.16
		2.3	.00	2.31
3	.00	3.6	-6.22	-3.33
		.0	6.84	-4.45
		1.9	.00	2.00
4	.00	3.6	-4.36	-2.60
		.0	4.34	-2.56
		1.8	.00	1.33
5	.00	3.6	-2.91	-.09
		.0	5.79	-5.27
		2.4	.00	1.66

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
311 -----					
1	.00	.0		8.37	-7.01
		2.2		.00	2.35
		3.6		-5.12	-1.14
2	.00	.0		9.10	-8.65
		2.5		.00	2.77
		3.6		-3.95	.61
3	.00	.0		7.12	-4.95
		2.0		.00	2.05
		3.6		-5.93	-2.80
4	.00	.0		4.45	-2.76
		1.8		.00	1.35
		3.6		-4.24	-2.38
5	.00	.0		6.43	-6.46
		2.7		.00	2.10
		3.6		-2.27	1.03
312 -----					
1	.00	.0		8.88	-7.93
		2.4		.00	2.60
		3.6		-4.61	-.23
2	.00	.0		9.80	-9.94
		2.7		.00	3.31
		3.6		-3.25	1.85
3	.00	.0		7.41	-5.46
		2.0		.00	2.11
		3.6		-5.64	-2.27
4	.00	.0		4.59	-3.00
		1.9		.00	1.36
		3.6		-4.11	-2.13
5	.00	.0		6.98	-7.47
		2.9		.00	2.60
		3.6		-1.72	1.99

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
313 -----					
1	.00		.0	9.32	-8.73
			2.5	.00	2.87
			3.6	-4.17	.55
2	.00		.0	10.39	-11.01
			2.9	.00	3.86
			3.6	-2.67	2.88
3	.00		.0	7.69	-5.95
			2.1	.00	2.20
			3.6	-5.37	-1.78
4	.00		.0	4.73	-3.25
			2.0	.00	1.38
			3.6	-3.97	-1.87
5	.00		.0	7.43	-8.31
			3.1	.00	3.12
			3.6	-1.27	2.79
314 -----					
1	.00		.0	9.70	-9.42
			2.6	.00	3.14
			3.6	-3.79	1.22
2	.00		.0	10.87	-11.90
			3.0	.00	4.39
			3.6	-2.19	3.73
3	.00		.0	7.95	-6.41
			2.2	.00	2.29
			3.6	-5.11	-1.31
4	.00		.0	4.88	-3.52
			2.0	.00	1.41
			3.6	-3.82	-1.60
5	.00		.0	7.80	-9.00
			3.2	.00	3.60
			3.6	-.89	3.43

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT

315	1	.00	.0	10.03	-10.02
			2.7	.00	3.40
			3.6	-3.46	1.81
	2	.00	.0	11.26	-12.62
			3.1	.00	4.86
			3.6	-1.79	4.42
	3	.00	.0	8.19	-6.86
			2.3	.00	2.40
			3.6	-4.86	-.86
	4	.00	.0	5.03	-3.79
			2.1	.00	1.45
			3.6	-3.66	-1.32
	5	.00	.0	8.10	-9.55
			3.4	.00	4.03
			3.6	-.60	3.95

316	1	.00	.0	10.31	-10.52
			2.8	.00	3.65
			3.6	-3.18	2.30
	2	.00	.0	11.57	-13.19
			3.2	.00	5.27
			3.6	-1.48	4.97
	3	.00	.0	8.43	-7.28
			2.3	.00	2.51
			3.6	-4.63	-.44
	4	.00	.0	5.19	-4.07
			2.1	.00	1.50
			3.6	-3.51	-1.05
	5	.00	.0	8.33	-9.99
			3.4	.00	4.39
			3.6	-.36	4.36

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
317					
	1	.00	.0	10.54	-10.95
			2.8	.00	3.88
			3.6	-2.95	2.72
	2	.00	.0	11.82	-13.64
			3.3	.00	5.61
			3.6	-1.24	5.40
	3	.00	.0	8.64	-7.67
			2.4	.00	2.63
			3.6	-4.41	-.05
	4	.00	.0	5.34	-4.35
			2.2	.00	1.56
			3.6	-3.35	-.77
	5	.00	.0	8.52	-10.32
			3.5	.00	4.68
			3.6	-.18	4.68
318					
	1	.00	.0	10.74	-11.31
			2.9	.00	4.08
			3.6	-2.75	3.07
	2	.00	.0	12.00	-13.98
			3.3	.00	5.88
			3.6	-1.05	5.72
	3	.00	.0	8.84	-8.03
			2.4	.00	2.75
			3.6	-4.21	.31
	4	.00	.0	5.49	-4.62
			2.3	.00	1.62
			3.6	-3.21	-.51
	5	.00	.0	8.65	-10.57
			3.6	.00	4.91
			3.6	-.05	4.91

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
319 -----					
1	.00		.0	10.91	-11.63
			2.9	.00	4.26
			3.6	-2.58	3.38
2	.00		.0	12.15	-14.26
			3.4	.00	6.11
			3.6	-.90	6.00
3	.00		.0	9.03	-8.38
			2.5	.00	2.87
			3.6	-4.02	.64
4	.00		.0	5.64	-4.88
			2.3	.00	1.69
			3.6	-3.06	-.25
5	.00		.0	8.76	-10.77
			3.6	.06	5.10
320 -----					
1	.00		.0	10.98	-11.74
			2.9	.00	4.34
			3.6	-2.51	3.49
2	.00		.0	12.17	-14.30
			3.4	.00	6.14
			3.6	-.88	6.03
3	.00		.0	9.14	-8.56
			2.5	.00	2.95
			3.6	-3.92	.84
4	.00		.0	5.73	-5.04
			2.4	.00	1.74
			3.6	-2.97	-.09
5	.00		.0	8.76	-10.78
			3.6	.06	5.10

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE	
		SHEAR	MOMENT
321 -----			
1	.00		
	.0	11.42	-12.54
	3.0	.00	4.85
	3.6	-2.07	4.28
2	.00		
	.0	12.68	-15.20
	3.5	.00	6.97
	3.6	-.37	6.96
3	.00		
	.0	9.51	-9.26
	2.6	.00	3.20
	3.6	-3.55	1.47
4	.00		
	.0	5.99	-5.55
	2.5	.00	1.89
	3.6	-2.70	.37
5	.00		
	.0	9.17	-11.49
	3.6	.47	5.86
323 -----			
1	.00		
	.0	11.16	-8.55
	2.3	.00	4.55
	4.6	-10.80	-7.73
2	.00		
	.0	11.15	-9.14
	2.4	.00	4.42
	4.6	-10.03	-6.55
3	.00		
	.0	10.41	-7.44
	2.3	.00	4.38
	4.6	-10.77	-8.27
4	.00		
	.0	6.72	-4.72
	2.3	.00	2.84
	4.6	-7.07	-5.53
5	.00		
	.0	7.46	-6.42
	2.5	.00	2.90
	4.6	-6.33	-3.81

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	PLANE MOMENT

324	1	.00	.0	11.24	-8.78
			2.4	.00	4.51
			4.6	-10.72	-7.58
	2	.00	.0	11.57	-10.15
			2.5	.00	4.46
			4.6	-9.60	-5.60
	3	.00	.0	10.17	-6.95
			2.2	.00	4.34
			4.6	-11.00	-8.87
	4	.00	.0	6.52	-4.32
			2.2	.00	2.82
			4.6	-7.26	-6.02
	5	.00	.0	7.92	-7.52
			2.7	.00	3.00
			4.6	-5.86	-2.76

325	1	.00	.0	11.36	-9.01
			2.4	.00	4.54
			4.6	-10.61	-7.30
	2	.00	.0	11.98	-11.06
			2.6	.00	4.60
			4.6	-9.20	-4.63
	3	.00	.0	10.02	-6.57
			2.2	.00	4.38
			4.6	-11.16	-9.21
	4	.00	.0	6.39	-4.01
			2.1	.00	2.84
			4.6	-7.39	-6.31
	5	.00	.0	8.36	-8.50
			2.8	.00	3.20
			4.6	-5.43	-1.74

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
326 -----			
1	.00		
	.0	11.47	-9.26
	2.4	.00	4.57
2	.00		
	.0	12.34	-11.88
	2.7	.00	4.74
3	.00		
	.0	9.91	-6.30
	2.2	.00	4.40
4	.00		
	.0	6.31	-3.80
	2.1	.00	2.86
5	.00		
	.0	8.74	-9.38
	2.9	.00	3.43

327 -----			
1	.00		
	.0	11.58	-9.50
	2.4	.00	4.60
2	.00		
	.0	12.66	-12.59
	2.8	.00	4.89
3	.00		
	.0	9.83	-6.13
	2.1	.00	4.42
4	.00		
	.0	6.25	-3.68
	2.1	.00	2.87
5	.00		
	.0	9.08	-10.13
	3.0	.00	3.67
	4.6	-4.71	-.05

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
328 -----			
1	.00		
	.0	11.68	-9.73
	2.5	.00	4.63
2	.00		
	.0	12.93	-13.18
	2.8	.00	5.04
3	.00		
	.0	9.80	-6.03
	2.1	.00	4.44
4	.00		
	.0	6.23	-3.61
	2.1	.00	2.88
5	.00		
	.0	9.36	-10.77
	3.1	.00	3.90

329 -----			
1	.00		
	.0	11.78	-9.94
	2.5	.00	4.66
2	.00		
	.0	13.15	-13.68
	2.9	.00	5.17
3	.00		
	.0	9.78	-5.99
	2.1	.00	4.45
4	.00		
	.0	6.22	-3.60
	2.1	.00	2.89
5	.00		
	.0	9.59	-11.29
	3.2	.00	4.11
	4.6	-4.20	1.16

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE	
		SHEAR	MOMENT
330	-----		
1	.00		
	.0	11.86	-10.12
	2.5	.00	4.68
	4.6	-10.10	-6.05
2	.00		
	.0	13.32	-14.07
	2.9	.00	5.29
	4.6	-7.86	-1.45
3	.00		
	.0	9.79	-5.99
	2.1	.00	4.46
	4.6	-11.39	-9.69
4	.00		
	.0	6.24	-3.64
	2.1	.00	2.89
	4.6	-7.54	-6.65
5	.00		
	.0	9.77	-11.71
	3.3	.00	4.29
	4.6	-4.01	1.59
331	-----		
1	.00		
	.0	11.94	-10.28
	2.5	.00	4.71
	4.6	-10.03	-5.87
2	.00		
	.0	13.45	-14.37
	2.9	.00	5.38
	4.6	-7.72	-1.13
3	.00		
	.0	9.81	-6.04
	2.1	.00	4.46
	4.6	-11.37	-9.63
4	.00		
	.0	6.27	-3.70
	2.1	.00	2.89
	4.6	-7.52	-6.57
5	.00		
	.0	9.91	-12.03
	3.3	.00	4.44
	4.6	-3.87	1.93

ELT LOAD ID COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
332 -----				
1	.00			
		.0	12.00	-10.41
		2.5	.00	4.73
		4.6	-9.97	-5.72
2	.00			
		.0	13.55	-14.58
		3.0	.00	5.45
		4.6	-7.63	-.89
3	.00			
		.0	9.84	-6.10
		2.1	.00	4.47
		4.6	-11.33	-9.54
4	.00			
		.0	6.31	-3.78
		2.1	.00	2.89
		4.6	-7.48	-6.48
5	.00			
		.0	10.02	-12.25
		3.4	.00	4.55
		4.6	-3.77	2.17
333 -----				
1	.00			
		.0	12.05	-10.51
		2.5	.00	4.74
		4.6	-9.92	-5.61
2	.00			
		.0	13.62	-14.73
		3.0	.00	5.50
		4.6	-7.56	-.73
3	.00			
		.0	9.88	-6.18
		2.2	.00	4.47
		4.6	-11.30	-9.46
4	.00			
		.0	6.35	-3.87
		2.1	.00	2.88
		4.6	-7.44	-6.39
5	.00			
		.0	10.09	-12.42
		3.4	.00	4.63
		4.6	-3.70	2.34

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE	
		SHEAR	MOMENT
334	-----		
1	.00		
	.0	12.07	-10.54
	2.5	.00	4.78
	4.6	-9.90	-5.52
2	.00		
	.0	13.64	-14.74
	3.0	.00	5.54
	4.6	-7.54	-.66
3	.00		
	.0	9.92	-6.24
	2.2	.00	4.48
	4.6	-11.26	-9.35
4	.00		
	.0	6.39	-3.94
	2.1	.00	2.90
	4.6	-7.40	-6.28
5	.00		
	.0	10.11	-12.44
	3.4	.00	4.68
	4.6	-3.68	2.41
335	-----		
1	.00		
	.0	12.15	-10.83
	2.6	.00	4.70
	4.6	-9.82	-5.44
2	.00		
	.0	13.78	-15.18
	3.0	.00	5.52
	4.6	-7.40	-.46
3	.00		
	.0	9.95	-6.40
	2.2	.00	4.40
	4.6	-11.23	-9.37
4	.00		
	.0	6.41	-4.06
	2.1	.00	2.83
	4.6	-7.37	-6.28
5	.00		
	.0	10.24	-12.85
	3.4	.00	4.74
	4.6	-3.54	2.63

EFFORTS INTERNES DANS LES POTEAUX

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
1 -----					
1	-136.82	.0		-.89	.91
		3.1		-.89	-1.81
2	-154.52	.0		-1.04	1.71
		3.1		-1.04	-1.48
3	-111.08	.0		-.68	.06
		3.1		-.68	-2.03
2 -----					
1	-129.77	.0		-1.85	2.79
		3.1		-1.85	-2.86
2	-147.23	.0		-2.24	3.87
		3.1		-2.24	-2.97
3	-104.73	.0		-1.34	1.54
		3.1		-1.34	-2.57
3 -----					
1	-121.96	.0		-2.11	3.13
		3.1		-2.11	-3.33
2	-138.79	.0		-2.71	4.46
		3.1		-2.71	-3.83
3	-98.04	.0		-1.39	1.61
		3.1		-1.39	-2.63
4 -----					
1	-113.59	.0		-2.45	3.68
		3.1		-2.45	-3.83
2	-129.50	.0		-3.21	5.19
		3.1		-3.21	-4.64
3	-91.11	.0		-1.55	1.95
		3.1		-1.55	-2.79

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
5 -----					
1	-104.70	.0		-2.73	4.11
		3.1		-2.73	-4.24
2	-119.45	.0		-3.61	5.75
		3.1		-3.61	-5.31
3	-83.94	.0		-1.69	2.23
		3.1		-1.69	-2.93
6 -----					
1	-95.38	.0		-2.97	4.49
		3.1		-2.97	-4.61
2	-108.80	.0		-3.95	6.21
		3.1		-3.95	-5.87
3	-76.52	.0		-1.83	2.51
		3.1		-1.83	-3.08
7 -----					
1	-85.68	.0		-3.18	4.82
		3.1		-3.18	-4.92
2	-97.64	.0		-4.22	6.58
		3.1		-4.22	-6.33
3	-68.87	.0		-1.97	2.79
		3.1		-1.97	-3.23
8 -----					
1	-75.65	.0		-3.36	5.10
		3.1		-3.36	-5.19
2	-86.07	.0		-4.43	6.87
		3.1		-4.43	-6.70
3	-60.99	.0		-2.10	3.05
		3.1		-2.10	-3.39
9 -----					
1	-65.34	.0		-3.51	5.34
		3.1		-3.51	-5.41
2	-74.19	.0		-4.60	7.09
		3.1		-4.60	-6.99
3	-52.87	.0		-2.23	3.30
		3.1		-2.23	-3.54

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
10 -----					
1	-54.80	.0		-3.64	5.54
		3.1		-3.64	-5.61
2	-62.05	.0		-4.73	7.25
		3.1		-4.73	-7.22
3	-44.55	.0		-2.36	3.53
		3.1		-2.36	-3.70
11 -----					
1	-44.06	.0		-3.73	5.70
		3.1		-3.73	-5.73
2	-49.74	.0		-4.80	7.36
		3.1		-4.80	-7.33
3	-36.02	.0		-2.47	3.73
		3.1		-2.47	-3.82
12 -----					
1	-33.15	.0		-3.91	5.90
		3.1		-3.91	-6.05
2	-37.27	.0		-4.96	7.52
		3.1		-4.96	-7.67
3	-27.30	.0		-2.64	3.97
		3.1		-2.64	-4.11
13 -----					
1	-22.17	.0		-3.55	5.69
		3.1		-3.55	-5.18
2	-24.79	.0		-4.51	7.20
		3.1		-4.51	-6.61
3	-18.47	.0		-2.40	3.87
		3.1		-2.40	-3.46
14 -----					
1	-10.75	.0		-5.70	7.37
		3.1		-5.70	-10.07
2	-11.80	.0		-7.05	9.18
		3.1		-7.05	-12.40
3	-9.28	.0		-4.08	5.20
		3.1		-4.08	-7.29

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
15 -----					
1	-220.24	.0		-.97	.99
		3.1		-.97	-1.97
2	-216.93	.0		-1.28	1.95
		3.1		-1.28	-1.96
3	-211.04	.0		-.60	-.03
		3.1		-.60	-1.86
16 -----					
1	-202.64	.0		-2.03	3.06
		3.1		-2.03	-3.15
2	-199.95	.0		-2.88	4.77
		3.1		-2.88	-4.04
3	-194.00	.0		-1.07	1.18
		3.1		-1.07	-2.09
17 -----					
1	-185.71	.0		-2.35	3.48
		3.1		-2.35	-3.72
2	-183.61	.0		-3.68	5.86
		3.1		-3.68	-5.40
3	-177.60	.0		-.93	.95
		3.1		-.93	-1.89
18 -----					
1	-169.24	.0		-2.77	4.15
		3.1		-2.77	-4.34
2	-167.68	.0		-4.49	7.07
		3.1		-4.49	-6.67
3	-161.65	.0		-.96	1.08
		3.1		-.96	-1.86
19 -----					
1	-153.17	.0		-3.12	4.69
		3.1		-3.12	-4.87
2	-152.08	.0		-5.15	8.04
		3.1		-5.15	-7.73
3	-146.11	.0		-1.00	1.20
		3.1		-1.00	-1.86

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT

20					
	1	-137.42	.0	-3.44	5.18
			3.1	-3.44	-5.34
	2	-136.74	.0	-5.71	8.85
			3.1	-5.71	-8.62
	3	-130.92	.0	-1.08	1.38
			3.1	-1.08	-1.92

21					
	1	-121.95	.0	-3.71	5.62
			3.1	-3.71	-5.75
	2	-121.61	.0	-6.16	9.51
			3.1	-6.16	-9.35
	3	-116.04	.0	-1.18	1.58
			3.1	-1.18	-2.02

22					
	1	-106.71	.0	-3.95	5.99
			3.1	-3.95	-6.11
	2	-106.64	.0	-6.53	10.04
			3.1	-6.53	-9.94
	3	-101.42	.0	-1.29	1.81
			3.1	-1.29	-2.15

23					
	1	-91.66	.0	-4.16	6.31
			3.1	-4.16	-6.41
	2	-91.80	.0	-6.81	10.45
			3.1	-6.81	-10.39
	3	-87.04	.0	-1.43	2.06
			3.1	-1.43	-2.31

24					
	1	-76.78	.0	-4.33	6.59
			3.1	-4.33	-6.67
	2	-77.06	.0	-7.02	10.75
			3.1	-7.02	-10.74
	3	-72.87	.0	-1.56	2.31
			3.1	-1.56	-2.48

ELD	COMB	AREA	DMBT	SHEAR-2 PLACEMENT	
25					
	1	-62.03	.0	-4.46	6.80
			3.1	-4.46	-6.85
	2	-62.40	.0	-7.15	10.95
			3.1	-7.15	-10.95
	3	-58.87	.0	-1.70	2.54
			3.1	-1.70	-2.65
26					
	1	-47.41	.0	-4.65	7.04
			3.1	-4.65	-7.18
	2	-47.82	.0	-7.36	11.17
			3.1	-7.36	-11.34
	3	-45.03	.0	-1.86	2.79
			3.1	-1.86	-2.90
27					
	1	-32.82	.0	-4.34	6.86
			3.1	-4.34	-6.41
	2	-33.23	.0	-6.83	10.80
			3.1	-6.83	-10.11
	3	-31.27	.0	-1.77	2.81
			3.1	-1.77	-2.59
28					
	1	-18.60	.0	-6.58	8.70
			3.1	-6.58	-11.43
	2	-19.02	.0	-10.12	13.45
			3.1	-10.12	-17.52
	3	-17.84	.0	-2.97	3.84
			3.1	-2.97	-5.25

EFFORTS INTERNES DANS LE VOILE

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT

29	1	-251.29	.0	1.03	-1.04
			3.1	1.03	2.10
	2	-261.21	.0	.67	-.04
			3.1	.67	2.02
	3	-235.53	.0	1.26	-1.92
			3.1	1.26	1.92

30	1	-235.58	.0	1.68	-2.76
			3.1	1.68	2.39
	2	-245.12	.0	.81	-.99
			3.1	.81	1.49
	3	-220.94	.0	2.31	-4.16
			3.1	2.31	2.91

31	1	-218.89	.0	1.25	-1.94
			3.1	1.25	1.88
	2	-227.55	.0	.00	.34
			3.1	.00	.34
	3	-205.69	.0	2.22	-3.82
			3.1	2.22	2.99

32	1	-201.36	.0	1.09	-1.71
			3.1	1.09	1.62
	2	-208.90	.0	-.46	.98
			3.1	-.46	-.44
	3	-189.76	.0	2.34	-3.94
			3.1	2.34	3.21

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
33 -----					
1	-183.43	.0		.94	-1.46
		3.1		.94	1.40
2	-189.75	.0		-.86	1.54
		3.1		-.86	-1.09
3	-173.46	.0		2.40	-3.96
		3.1		2.40	3.37
34 -----					
1	-165.27	.0		.82	-1.28
		3.1		.82	1.22
2	-170.40	.0		-1.16	1.95
		3.1		-1.16	-1.59
3	-156.90	.0		2.44	-3.97
		3.1		2.44	3.49
35 -----					
1	-147.02	.0		.72	-1.12
		3.1		.72	1.07
2	-151.01	.0		-1.39	2.26
		3.1		-1.39	-1.99
3	-140.17	.0		2.46	-3.94
		3.1		2.46	3.57
36 -----					
1	-128.74	.0		.63	-.99
		3.1		.63	.95
2	-131.71	.0		-1.56	2.49
		3.1		-1.56	-2.30
3	-123.30	.0		2.45	-3.89
		3.1		2.45	3.61
37 -----					
1	-110.48	.0		.57	-.88
		3.1		.57	.85
2	-112.54	.0		-1.68	2.64
		3.1		-1.68	-2.52
3	-106.32	.0		2.43	-3.81
		3.1		2.43	3.61

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
38 -----					
1	-92.26	.0		.52	-.80
		3.1		.52	.78
2	-93.56	.0		-1.76	2.73
		3.1		-1.76	-2.66
3	-89.24	.0		2.39	-3.72
		3.1		2.39	3.60
39 -----					
1	-74.11	.0		.47	-.74
		3.1		.47	.71
2	-74.80	.0		-1.80	2.77
		3.1		-1.80	-2.74
3	-72.08	.0		2.34	-3.62
		3.1		2.34	3.55
40 -----					
1	-56.08	.0		.49	-.73
		3.1		.49	.77
2	-56.29	.0		-1.79	2.75
		3.1		-1.79	-2.73
3	-54.91	.0		2.35	-3.58
		3.1		2.35	3.62
41 -----					
1	-38.14	.0		.34	-.61
		3.1		.34	.42
2	-38.00	.0		-1.81	2.74
		3.1		-1.81	-2.81
3	-37.70	.0		2.08	-3.34
		3.1		2.08	3.04
42 -----					
1	-20.83	.0		1.14	-1.23
		3.1		1.14	2.24
2	-20.18	.0		-1.73	2.70
		3.1		-1.73	-2.58
3	-21.26	.0		3.51	-4.47
		3.1		3.51	6.26

ELD	COMB	AWRAE	DNBT	SHEAR-2 PLACEMENT	
29					
	1	-251.29	.0	1.03	-1.04
			3.1	1.03	2.10
	2	-261.21	.0	.67	-.04
			3.1	.67	2.02
	3	-235.53	.0	1.26	-1.92
			3.1	1.26	1.92
30					
	1	-235.58	.0	1.68	-2.76
			3.1	1.68	2.39
	2	-245.12	.0	.81	-.99
			3.1	.81	1.49
	3	-220.94	.0	2.31	-4.16
			3.1	2.31	2.91
31					
	1	-218.89	.0	1.25	-1.94
			3.1	1.25	1.88
	2	-227.55	.0	.00	.34
			3.1	.00	.34
	3	-205.69	.0	2.22	-3.82
			3.1	2.22	2.99
32					
	1	-201.36	.0	1.09	-1.71
			3.1	1.09	1.62
	2	-208.90	.0	-.46	.98
			3.1	-.46	-.44
	3	-189.76	.0	2.34	-3.94
			3.1	2.34	3.21

ELT LOAD ID COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
33 -----				
1	-183.43	.0	.94	-1.46
		3.1	.94	1.40
2	-189.75	.0	-.86	1.54
		3.1	-.86	-1.09
3	-173.46	.0	2.40	-3.96
		3.1	2.40	3.37
34 -----				
1	-165.27	.0	.82	-1.28
		3.1	.82	1.22
2	-170.40	.0	-1.16	1.95
		3.1	-1.16	-1.59
3	-156.90	.0	2.44	-3.97
		3.1	2.44	3.49
35 -----				
1	-147.02	.0	.72	-1.12
		3.1	.72	1.07
2	-151.01	.0	-1.39	2.26
		3.1	-1.39	-1.99
3	-140.17	.0	2.46	-3.94
		3.1	2.46	3.57
36 -----				
1	-128.74	.0	.63	-.99
		3.1	.63	.95
2	-131.71	.0	-1.56	2.49
		3.1	-1.56	-2.30
3	-123.30	.0	2.45	-3.89
		3.1	2.45	3.61
37 -----				
1	-110.48	.0	.57	-.88
		3.1	.57	.85
2	-112.54	.0	-1.68	2.64
		3.1	-1.68	-2.52
3	-106.32	.0	2.43	-3.81
		3.1	2.43	3.61

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
38 -----					
1	-92.26	.0		.52	-.80
		3.1		.52	.78
2	-93.56	.0		-1.76	2.73
		3.1		-1.76	-2.66
3	-89.24	.0		2.39	-3.72
		3.1		2.39	3.60
39 -----					
1	-74.11	.0		.47	-.74
		3.1		.47	.71
2	-74.80	.0		-1.80	2.77
		3.1		-1.80	-2.74
3	-72.08	.0		2.34	-3.62
		3.1		2.34	3.55
40 -----					
1	-56.08	.0		.49	-.73
		3.1		.49	.77
2	-56.29	.0		-1.79	2.75
		3.1		-1.79	-2.73
3	-54.91	.0		2.35	-3.58
		3.1		2.35	3.62
41 -----					
1	-38.14	.0		.34	-.61
		3.1		.34	.42
2	-38.00	.0		-1.81	2.74
		3.1		-1.81	-2.81
3	-37.70	.0		2.08	-3.34
		3.1		2.08	3.04
42 -----					
1	-20.83	.0		1.14	-1.23
		3.1		1.14	2.24
2	-20.18	.0		-1.73	2.70
		3.1		-1.73	-2.58
3	-21.26	.0		3.51	-4.47
		3.1		3.51	6.26

EFFORTS INTERNES DANS LE VOILE

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	SHEAR	1-2 PLANE MOMENT

43					
1	-1345.49	.0		-27.28	28.62
		3.1		-27.28	-54.86
2	-1327.41	.0		-35.62	214.35
		3.1		-35.62	105.35
3	-1340.51	.0		-18.52	-157.63
		3.1		-18.52	-214.29

44					
1	-1244.74	.0		-46.95	76.21
		3.1		-46.95	-67.47
2	-1227.87	.0		-55.66	238.57
		3.1		-55.66	68.23
3	-1239.77	.0		-37.51	-87.40
		3.1		-37.51	-202.19

45					
1	-1145.56	.0		-41.07	62.17
		3.1		-41.07	-63.52
2	-1130.30	.0		-50.14	202.64
		3.1		-50.14	49.20
3	-1140.40	.0		-31.37	-79.30
		3.1		-31.37	-175.29

46					
1	-1047.80	.0		-42.04	64.72
		3.1		-42.04	-63.93
2	-1034.32	.0		-51.24	184.29
		3.1		-51.24	27.49
3	-1042.40	.0		-32.18	-55.90
		3.1		-32.18	-154.38

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
47 -----					
1	-950.97	.0		-41.18	62.89
		3.1		-41.18	-63.14
2	-939.31	.0		-50.37	162.83
		3.1		-50.37	8.71
3	-945.39	.0		-31.34	-38.09
		3.1		-31.34	-134.00
48 -----					
1	-854.84	.0		-40.85	62.34
		3.1		-40.85	-62.66
2	-844.96	.0		-49.87	144.02
		3.1		-49.87	-8.57
3	-849.17	.0		-31.17	-20.36
		3.1		-31.17	-115.75
49 -----					
1	-759.24	.0		-40.42	61.59
		3.1		-40.42	-62.11
2	-751.05	.0		-49.13	126.48
		3.1		-49.13	-23.87
3	-753.60	.0		-31.05	-4.33
		3.1		-31.05	-99.33
50 -----					
1	-664.04	.0		-40.09	61.04
		3.1		-40.09	-61.64
2	-657.44	.0		-48.36	110.77
		3.1		-48.36	-37.22
3	-658.58	.0		-31.14	10.27
		3.1		-31.14	-85.03
51 -----					
1	-569.16	.0		-39.73	60.53
		3.1		-39.73	-61.05
2	-564.02	.0		-47.45	96.89
		3.1		-47.45	-48.30
3	-564.03	.0		-31.34	23.14
		3.1		-31.34	-72.77

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
52 -----					
1	-474.52	.0		-39.65	60.28
		3.1		-39.65	-61.05
2	-470.70	.0		-46.70	85.21
		3.1		-46.70	-57.69
3	-469.86	.0		-31.92	34.32
		3.1		-31.92	-63.36
53 -----					
1	-380.03	.0		-38.76	59.58
		3.1		-38.76	-59.03
2	-377.41	.0		-45.01	75.19
		3.1		-45.01	-62.53
3	-376.00	.0		-31.83	42.93
		3.1		-31.83	-54.48
54 -----					
1	-285.62	.0		-41.09	61.01
		3.1		-41.09	-64.72
2	-284.07	.0		-46.57	69.73
		3.1		-46.57	-72.78
3	-282.33	.0		-34.91	51.24
		3.1		-34.91	-55.59
55 -----					
1	-191.22	.0		-31.65	54.90
		3.1		-31.65	-41.95
2	-190.63	.0		-35.75	58.89
		3.1		-35.75	-50.52
3	-188.80	.0		-26.88	49.88
		3.1		-26.88	-32.38
56 -----					
1	-96.41	.0		-65.97	76.99
		3.1		-65.97	-124.88
2	-96.97	.0		-70.76	80.69
		3.1		-70.76	-135.85
3	-94.70	.0		-60.39	72.19
		3.1		-60.39	-112.62

PAR LE " SAP 80 " [3]

L'exploitation s'effectue sous forme de courbes de moments, de déformées et d'efforts tranchants.

Commentaires sur les courbes obtenues:

1- Déplacements latéraux : (Fig 1)

On remarque d'après le tracé de la courbe A que la déformée de la structure est du type flexural dans la partie basse du bâtiment, ce qui est en accordance avec le fait que ce sont les voiles qui retiennent le déplacement des portiques à la base.

Dans la partie haute la déformée est du type cisaillement. Ce qui induit que ce sont les portiques qui retiennent les voiles dans la partie haute.

La différence entre les deflection au sommet des courbes A et B montre bien que la dimension des portiques dans la partie haute est importante dans le contrôle du déplacement latéral au sommet .

Le tracé de la courbe B où seuls les voiles contribuent au contreventement et celui de la courbe A où voiles et portiques contribuent au contreventement montrent bien la contribution des portiques dans la rigidification de la structure.

2- Moments : (Fig 2)

On remarque d' une part d'après le tracé de la courbe A que le moment fléchissant dans les voiles s'annule juste avant le 14^{ème} niveau, ce qui signifie qu'en ce point de moment nul on a le changement de concavité pour la courbe de la déformée , il représente le point d'inflexion puisque la déformée est la dérivée seconde du moment.

D'autre part en comparant le moment dans les voiles courbe A avec le moment extérieur courbe B on constate que l'écart entre les points des deux courbes n'est pas très important avec un maximum d'écart en partie centrale et un minimum à la base, cela s'explique par le fait que les voiles contribuant dans la direction considérée reprennent la majorité du moment externe et surtout à la base. Ce qui reste, les portiques se chargent de l'équilibrer.

3- Effort tranchant dans les portiques (Fig 3)

----- et Effort tranchant dans les voiles (Fig 3') -----

On remarque que le diagramme de l'effort tranchant dans les portiques est non uniforme (présentant un accroissement non triangulaire), tel que le maximum de l'effort se trouve à un étage médium (8^{ème} niveau) et minimum de l'effort en partie basse, cela est dû aux forces d'interactions dont l'effet est loin d'être négligeable. Contrairement aux portiques l'effort tranchant dans les voiles présente un maximum à la base et une progression décroissante de bas en haut.

- A - déformée de la structure contreventée par voiles-portiques
- B - déformée de la structure contreventée par voiles seuls

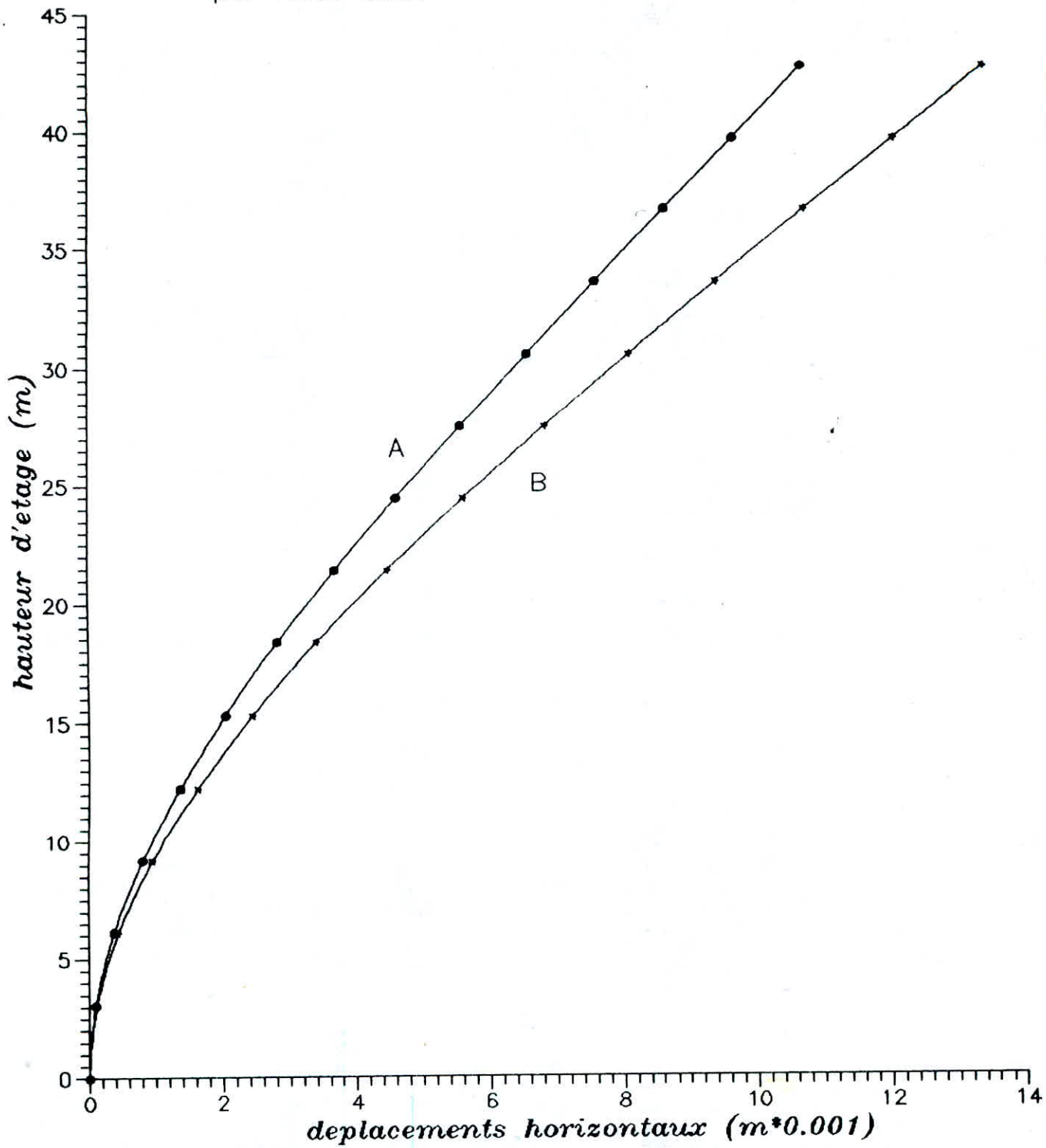


Fig : 1

A - moment flechissant dans les voiles seuls
B - moment exterieur

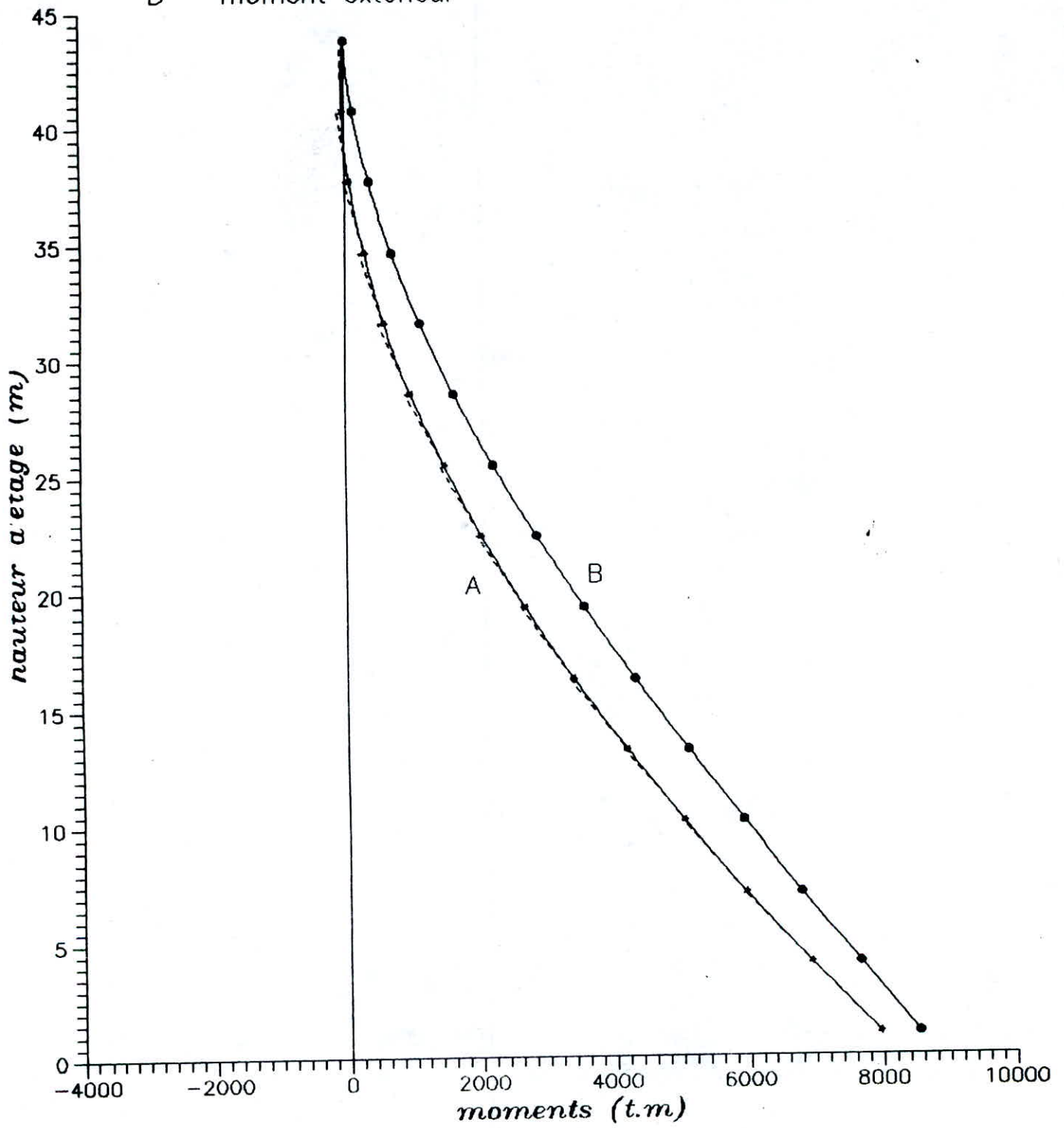


Fig : 2

— effort tranchant dans les portiques avec l'interaction

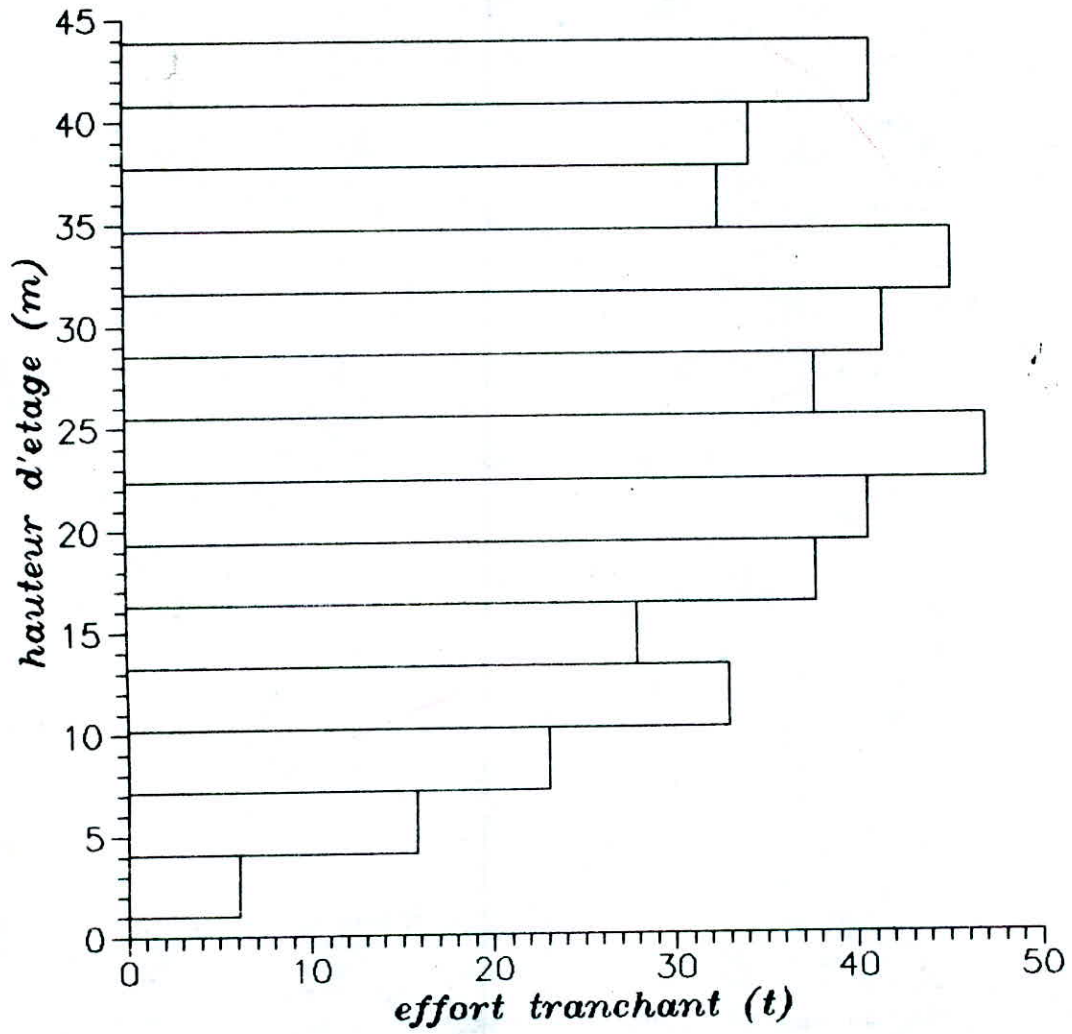


Fig : 3

— effort tranchant dans les voiles avec l'interaction

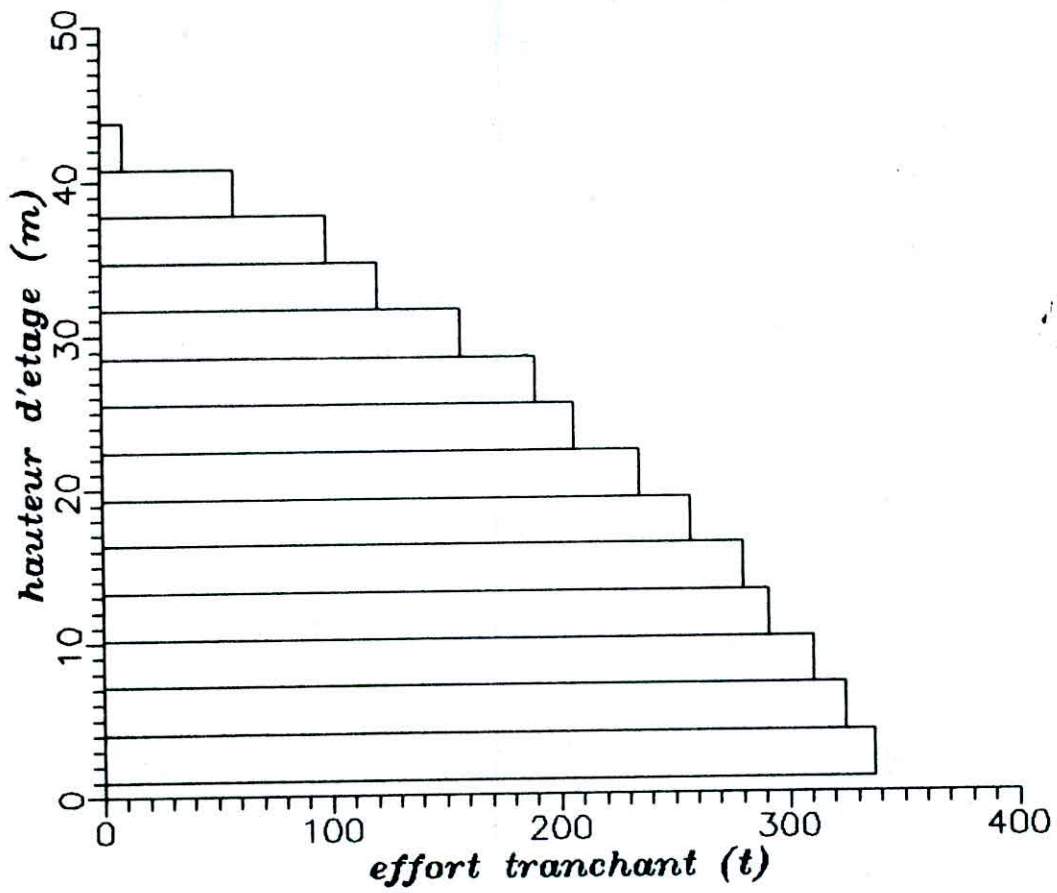


Fig : 3'

V-5 TORSION

Parmi les méthodes énumérées précédemment pour le calcul des efforts internes dérivant de la translation ou de la torsion, le choix de la méthode à utiliser s'effectue sur la théorie de " ZIGALOV " vue " quelle s'emploie pour le calcul des bâtiments tours, donnant des résultats satisfaisant dans son domaine d'application.

V-5-1 METHODE DE ZIGALOV

(CONTREVENTEMENT DES STRUCTURES DE BATIMENTS)

C'est une méthode de calcul approchée des structures de bâtiments comprenant des portiques et des voiles pleins ou avec ouvertures sous l'action des forces horizontales.

V-5-1-1 GENERALITES :

Cette méthode de calcul approchée est applicable aux bâtiments à étage dont la structure comprend :

- Des éléments porteurs verticaux plans constitués par des portiques et des voiles pleins ou avec files d'ouvertures implantées parallèlement à deux directions principales perpendiculaires OX et OY au plan horizontal. la méthode peut également s'appliquer aux bâtiments comportant des voiles profilés (profilés ouverts en L, T, I, etc, ou profilés fermés) en décomposant les voiles profilés en éléments plans supposés indépendants, tout en donnant pour chacune des deux directions principales l'inertie correspondante.

Cette décomposition entraîne un risque de fissuration à la jonction des éléments plans et n'est acceptable que pour les bâtiments de moins de 20 niveaux .

-Des planchers monolithes, sans décrochement en élévation, constitués par des dalles pleines coulées entièrement en place ou sur pré-dalles ou des planchers à poutrelles et hourdis coulés en place.

Les forces horizontales peuvent être des forces réparties en élévation (action du vent), ou être supposées concentrées au niveau des planchers (action des séismes).

Le diagramme en élévation de ces forces peut être un diagramme uniforme ou triangulaire (pointe en bas) ou une combinaison des deux.

Les forces horizontales sont supposées agir parallèlement à l'une des deux directions principales OX ou OY.

V-5-1-2 QUELQUES DEFINITIONS

Dans cette méthode qu'est ce qu'on considère comme :

* VOILE : Elément plan vertical de largeur supérieur à 5 fois l'épaisseur.

* PORTIQUE COURANT : Cadre rectangulaire multiple à n noeuds rigides comportant uniquement des éléments linéaires, c'est à dire dont la grande dimension transversale est supérieure ou égale à 5 fois la plus petite, désignant les poteaux et les poutres.

* PORTIQUE MIXTE : Cadre plan rectangulaire à n noeuds rigides comprenant des éléments linéaires (poteaux et poutres) et un ou plusieurs voiles.

* NIVEAU DE BASE : Niveau où les voiles et poteaux peuvent être considérés comme encastres.

* INFRASTRUCTURE : Structure au dessous du niveau de base et fondation.

* HAUTEUR EQUIVALANTE :

$$H_e = H \times \frac{n}{n - 0.5} \quad (1)$$

H : Hauteur totale du bâtiment au dessus du niveau de base.

n : Nombre de planchers au dessus du niveau de base.

Il est à noter :

pour $n \geq 15$ on peut prendre $H_e = H$

V-5-1-3 DOMAINE D'APPLICATION

Cette méthode ne peut être utilisée comme méthode de calcul des projets d'exécution que lorsque toutes les conditions suivantes sont satisfaites:

a)- Dans les deux directions principales OX et OY on a :

\sum (moments d'inertie des voiles) \geq

\sum (moments d'inertie des poteaux)

b)- Les planchers peuvent être considérés comme infiniment rigides dans leurs plans, par rapport aux éléments verticaux les plus rigides. On admettra à titre de simplification que cette condition est requise lorsque tous les voiles ont un élancement géométrique (rapport hauteur équivalente sur largeur) supérieur ou égale à 3.

c)- Les voiles peuvent être considérés comme parfaitement encastés au niveau base. On admettra que cette condition est satisfaite lorsque les règles constructives relatives à l'infrastructure sont respectées.

d)- Les éléments verticaux (portiques, voiles) ont les mêmes caractéristiques variant progressivement en élévation

de telle façon que les coefficients de base χ et α restent sensiblement constants à tous les niveaux (ces coefficients définis ci après).

e)-Les points de passage des forces horizontales d'étage ont la même implantation à tous les niveaux.

Dans le cas de bâtiment de grande hauteur, il est à remarquer que la méthode approchée exposée ci-après est d'autant plus précise, dans les limites de son domaine d'application que le nombre de niveaux est grand. Toute fois pour les bâtiments élevés, cette méthode ne permet pas de prendre en compte des facteurs qui peuvent avoir une importance non négligeable à savoir :

- * - La diminution de section avec la hauteur des éléments poteaux (poteaux et voiles) de telle façon que les coefficients de base χ et α varient sensiblement avec la cote " z " .
- * - L'effet des charges verticales excentrées sur les voiles.
- * - La rigidité réelle (en translation et rotation) des voiles profilés ouverts et fermés.
- * - L'influence des modes propres de vibration autre que le mode fondamental (l'analyse dynamique), de ce fait, pour les bâtiments de plus de 20 niveaux, limite indicative, cette méthode approchée ne doit être utilisée que pour l'avant projet.

REMARQUE :

La méthode de ZIGALOV traite l'influence de la translation et de la torsion dans une structure de bâtiment, mais ce qui nous importe le plus dans sa méthode c'est le côté torsion pour en tenir compte dans l'étude de notre projet, vu que nous avons déjà analysé l'effet de la translation au paravant.

Donc ce qui va être exposé pour une ossature mixte avec voiles pleins ou voiles présentant des ouvertures, concerne uniquement la torsion.

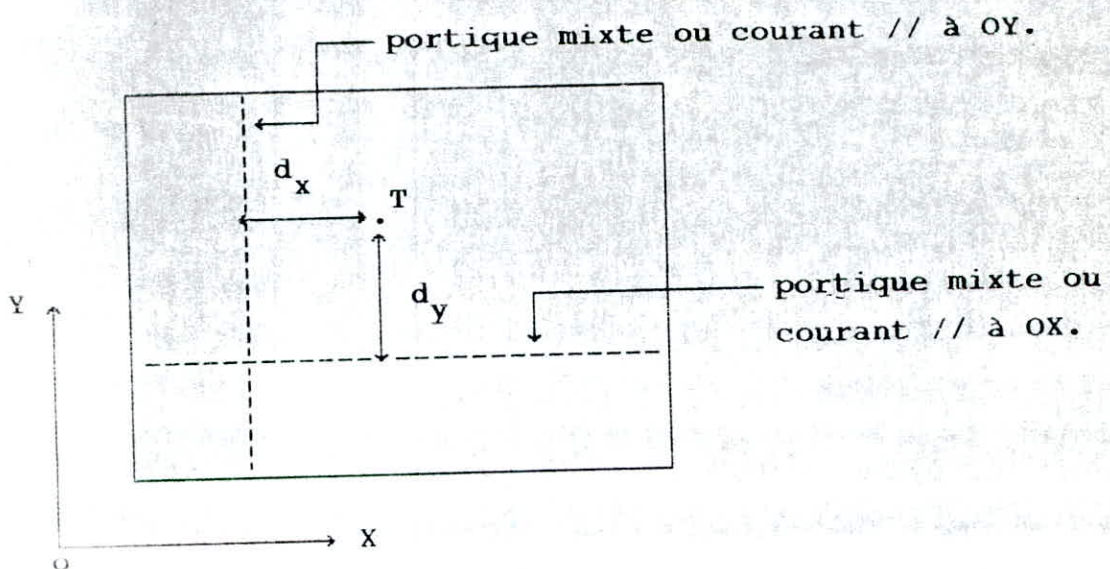
V-5-1-4 LES ETAPES DE CALCUL :

1-RIGIDITE GLOBALE DE CISAILLEMENT EN TORSION DES PORTIQUES

$$C_{(\theta)} = \sum_{\text{étage}} (C_x d_y^2) + \sum_{\text{étage}} (C_y d_x^2)$$

d_y et d_x : définis les distances du portique considéré au centre de torsion T.

NOTA : le centre de torsion T est déterminé à partir des voiles seulement (barycentre des moments d'inerties des voiles, tout en négligeant ceux des portiques).



C_x et C_y : rigidités de cisaillement d'un portique plan parallèle à OX ou OY donnés par les expressions ci suit :

* Portique courant:

$$C = \frac{12}{h \left(\frac{1}{\sum r} + \frac{1}{\sum s} \right)}$$

avec $r = \frac{E I_{poutre}}{L_o}$, $s = \frac{E I_{poteau}}{L_o}$

$\sum r$ et $\sum s$ sont étendues aux poutres et poteaux d'un étage courant

h : portée entre axes des poteaux.

L_o : portée entre axes des poutres.

* portique mixte :

$$C = \frac{12}{h \left(\frac{1}{\sum r} + \frac{1}{\sum s} \right)} + \sum \left[\frac{-3r'(1+\eta)}{h} \times \frac{r'(1+\eta) + 6s'(1+2\eta)}{r' + 3s'} \right]$$

$$C = C_{PC} + C_{TA}$$

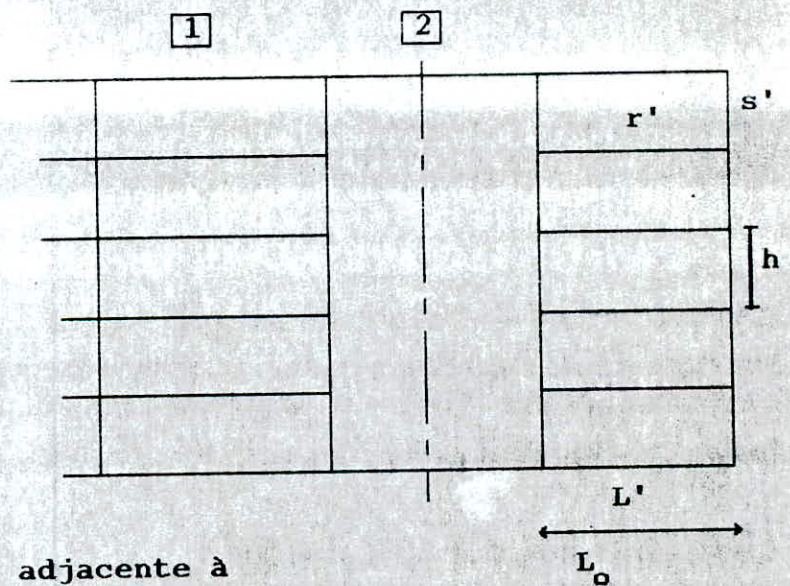
C_{PC} : Calculée comme pour un portique courant en prenant compte toutes les poutres et poteaux de l'étage courant .

C_{TA} : calculée pour chaque travée de poutre adjacente à un voile.

$$r' = \frac{E I_{poutre}}{L'}$$

$$s' = \frac{E I_{poteau}}{h}$$

$$\eta = \frac{L_o}{L'} - 1$$



1 : Travée de poutre adjacente à un voile.

2 : Voile

$\sum C_{TA}$ est étendue à toutes les travées de poutres adjacentes à un voile du portique mixte.

L' : est la portée calculée entre nus du voile et l'axe du poteau voisin.

2- RIGIDITES GLOBALE DE FLEXION EN TORSION DES PORTIQUES

$$\beta_P(\theta) = \sum_{\text{étage}} (\beta_{PX} d_y^2) + \sum_{\text{étage}} (\beta_{PY} d_x^2)$$

β_{PX} et β_{PY} : rigidité de flexion d'un portique courant ou mixte parallèle à O_x ou O_y données par les expressions ci dessous :

* Portique courant quelconque à nombre de travées ≤ 3 :

$$\beta_P = \frac{E \Omega_g b^2}{1 + \Omega_g / \Omega_d}$$

Ω_g, Ω_d : sections des poteaux de rives respectivement gauche et droite.

b : entre-axes des poteaux de rive.

* Portique courant queconque à nombre de travées > 3 :

$$\beta_P = \sum_{\text{étage}} E \Omega d^2$$

Ω : section d'un poteau courant des portiques.

d : distance du poteau courant au centre de gravité des poteaux (centre de gravité de la section horizontale du portique).

* Portique mixte :

Les formules précédentes relatives aux portiques courants restent applicables aux portiques mixtes en assimilant le voile à un poteau ayant la même section.

3- RIGIDITE GLOBALE DE FLEXION EN TORSION DES VOILES PLEINS :

$$\beta_v(\theta) = \sum_{\text{étage}} (\beta_v(x) d_y^2) + \sum_{\text{étage}} (\beta_v(y) d_x^2)$$

avec

$\beta_v(x)$ et $\beta_v(y)$: rigidité de flexion d'un voile plein courant et étage à E I voile.

4- COEFFICIENT DE BASE :

Les coefficients adoptés pour l'évaluation des sollicitations globales en torsion.

$$\chi_\theta = 1 + \frac{\beta_v(\theta)}{\beta_p(\theta)}$$

$$\alpha_\theta = H_0 \sqrt{\frac{C(\theta)}{\beta_v(\theta)}} \chi_\theta$$

5- SOLLICITATIONS GLOBALES EN TORSION :

Ces sollicitations sont données par les expressions qui suivent et ces dernières sont valables dans chacune des deux directions principales OX et OY, elles permettent de calculer aux différents niveaux du bâtiment définis par la cote "z", sa sollicitation globale correspondante.

- Moment globale dans les voiles pleins :

$$M_v(\theta)(z) = M_z - \frac{V_0 H_0}{\kappa_\theta} \psi(\alpha_\theta, \xi)$$

- Effort tranchant globale dans les portiques :

$$V_p(\theta)(z) = \frac{V_0}{\kappa_\theta} \times \frac{H_0}{H} \phi(\alpha_\theta, \xi)$$

- Effort tranchant global dans les voiles pleins :

$$V_v(\theta)(z) = V_z - V_p(\theta)(z)$$

- Moment global équilibré par les portiques :

$$M_p(\theta)(z) = M_z - M_v(\theta)(z)$$

V_z, M_z : Effort tranchant global et moment global à la côte z calculée à partir des forces horizontales extérieur.

ψ, ϕ : Données par les abaques pour les diagrammes des forces horizontales uniformes ou triangulaires.

V_0 : Effort tranchant global au niveau de base.

H_0 : Hauteur équivalente du bâtiment.

$$\xi = \frac{z + \frac{h}{2}}{H_0}$$

Il est à noter que les sollicitations globales en torsion obtenues par les expressions précédentes sont des valeurs fictives qui servent seulement à calculer les sollicitations dans les éléments structuraux

6-SOLLICITATIONS DANS LES ELEMENTS STRUCTURAUX :

Toutes les sollicitations dans les éléments structuraux ont les mêmes expressions symboliques qui doivent être utilisées selon le tableau ci après avec la convention de signes donnée par la figure (1)

- Forces horizontales parallèles à OY :

$$S_y = R_y \left[\frac{S(TR)_y}{R(TR)_y} + e_x d_x \frac{S(\theta)}{R(\theta)} \right]$$

(a) (b)

(a) : Dû à la translation .

(b) : Dû à la torsion .

$$S_x = R_x e_x d_y \times \frac{S_\theta}{R_\theta}$$

- Forces horizontales parallèles à OX :

$$S_x = R_x \left[\frac{S (TR)_x}{R (TR)_x} + e_y d_y \times \frac{S_\theta}{R_\theta} \right]$$

$$S_y = R_y e_x d_x \times \frac{S_\theta}{R_\theta}$$

S_x ou S_y : Représentant symboliquement une sollicitation d'un élément // à OX ou OY .

R_x ou R_y : Représentant symboliquement une rigidité d'un élément // à OX ou OY .

e_x , e_y : Excentrement des forces horizontales respectivement // à OX et OY .

TABLEAU D'UTILISATION DES EXPRESSIONS
SYMBOLIQUES DES SOLLICITATIONS

type de sollicitation S_x ou S_y	notation	R	S_θ	R_θ
moment voile plein	M_v	B_v	$M_v(\theta)$	$B_v(\theta)$
effort tranchant portique	V_p	C_p	$V_p(\theta)$	$C_v(\theta)$
moment portique	M_p	B_p	$M_p(\theta)$	$B_p(\theta)$

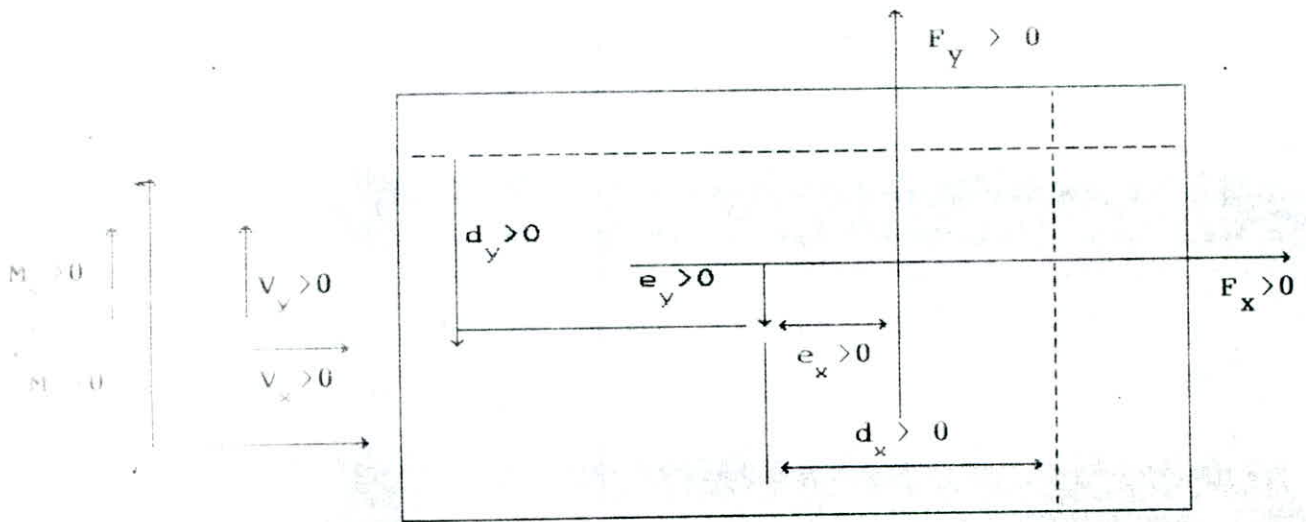


figure n° 1

V-5-1-5 METHODE DE CALCUL DES SOLLICITATIONS DE FLEXION DANS LES POTEAUX ET POUTRE :

Les efforts tranchants de calcul dans les portiques courants des ossatures avec voiles satisfaisant à la condition IV-5-1-3 étant relativement faibles, les moments dans les poteaux et poutres peuvent être calculés à partir des hypothèses très simplificatrices suivantes :

- L'effort tranchant V_p se répartit dans les poteaux au prorata de leurs moments d'inertie, le moment d'inertie des poteaux de rive étant affectés du coefficient réducteur 0.8.
- Les points de moment nul dans les poteaux sont situés à mi-hauteur d'étage, sauf au dernier niveau où ils sont situés au tiers inférieur de la hauteur d'étage.

V-5-2 DISTRIBUTION DES EFFORTS TRANCHANTS GLOBAUX
 EN TORSION DANS LES ELEMENTS STRUCTURAUX
 EXPLOITATION DE LA METHODE DE ZIGALOV

1- CALCUL DE LA HAUTEUR EQUIVALANTE DU BATIMENT

Hauteur du batiment : $H = 42.84 \text{ m}$

$$H_e = H - \frac{n}{n - 0.5} = 42.84 - \frac{14}{14 - 0.5} = 41.8 \text{ m}$$

2- CALCUL DE LA RIGIDITE DE CISAILLEMENT EN TORSION
 DES PORTIQUES C_θ .

a- Détermination du centre de torsion T :

T est le centre de torsion ,déterminé à partir des voiles
 seulement; barycentre des moments d'inerties des voiles ;
 ceux des poteaux seront négligées .

a-1 Calcul des inerties des voiles :

* Voiles // à OX :

$$I_1 = 2.48 \text{ m}^4 \quad (V_5)$$

$$I_u = 98.625 \text{ m}^4$$

* Voiles // à OY :

- Voiles sans ouvertures :

$$I_u = 4.773 \text{ m}^4$$

$$I_1 = 0.732 \text{ m}^4 \quad (V_6)$$

$$I_2 = 8.01 \text{ m}^4 \quad (V_1)$$

-Voiles avec ouvertures (calcul de l'inertie équivalente) :

• Voile ayant une seul ouverture :

$$I_E = \frac{11 / 60}{\frac{11}{60 \times I} + \frac{2 \times m \times c}{I} \times \frac{\psi_0}{\alpha^2} \times \frac{1}{I_1 + I_2}}$$

$$\left. \begin{array}{l} 2C = 3.9 \\ \Omega_1 = 0.84 \\ \Omega_2 = 0.91 \end{array} \right\} \rightarrow m = \frac{2C}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = 1.7 \text{ m}^3$$

$$I_1 = 0.4032 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0.513 \text{ m}^4$$

$$I = I_1 + I_2 + 2 \times m \times c = 7.5462 \text{ m}^4$$

calcul de coefficient de monolithisme α :

$$\omega^2 = \frac{3 \times E' \times i}{E(I_1 + I_2)} \times \frac{I}{m} \times \frac{C}{a^3 l}$$

$$\omega = 0.2262$$

$$\alpha = \omega \times H = 9.69$$

REMARQUE

D'après ALBIGES et GOULET :

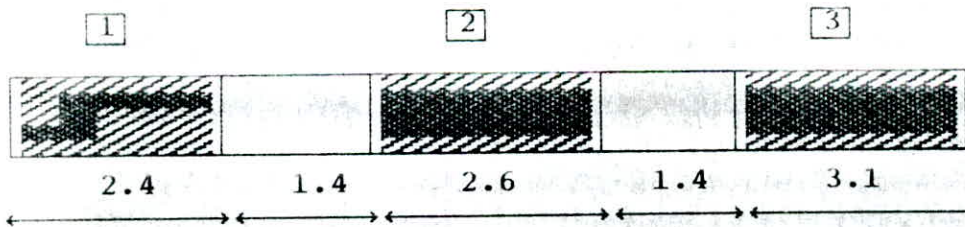
lorsque $\alpha > 4$ ce qui correspond au cas courant, on pourra remplacer dans la formule de I_E le rapport :

$$\frac{\psi_0}{\alpha^2} \text{ par l'expression } \frac{1}{2(\alpha + 1)^2 + 2}$$

$$\frac{\psi_0}{\alpha^2} = 4.34 \cdot 10^{-3}$$

$$I_E = 6.443 \text{ m}^4$$

- Voile ayant deux files d'ouvertures :



Element	1	$\Omega_1 = 0.84 \text{ m}^2$	$I_1 = 0.4032 \text{ m}^4$
Element	2	$\Omega_2 = 0.91 \text{ m}^2$	$I_2 = 0.513 \text{ m}^4$
Element	3	$\Omega_3 = 1.085 \text{ m}^2$	$I_3 = 0.869 \text{ m}^4$

Calcul de I_o : $I_o = \sum_{i=1}^3 I_i = 1.7852 \text{ m}^4$

Calcul de Ω_o : $\Omega_o = \sum_{i=1}^3 \Omega_i = 2.835 \text{ m}^2$

Valeurs de a_i :

linteau 1 : $2a_1 = 1.4 \text{ m}$

linteau 2 : $2a_2 = 1.4 \text{ m}$

Valeurs de c_i :

$2C_1 = 3.9 \text{ m}$

$2C_2 = 4.25 \text{ m}$

Calcul de D :

D : Distance du centre de gravité de l'élément (1) au centre de gravité G_o de l'ensemble des éléments .

$$D \times \Omega_o = \sum_{i=2}^n \Omega_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} 2C_j \right)$$

$$D \times \Omega_o = \Omega_2 \times 2C_1 + \Omega_3 \times (2C_1 + 2C_2)$$

$$D = 4.37 \text{ m}$$

Calcul des moments statiques :

m_i = moment statique par rapport à G_o de la section Ω_i .

$$m_i = m_{i-1} + \Omega_i \left(D - \sum_{j=1}^{i-1} 2C_j \right)$$

$$m_1 = \Omega_1 \times D = 3.67 \text{ m}^3$$

$$m_2 = m_1 + \Omega_2 (D - 2C_1) = 4.1 \text{ m}^3$$

$$m_3 = m_2 + \Omega_3 (D - 2C_1 - 2C_2) = 0 \text{ m}^3$$

Calcul de l'inertie du refond par rapport à G_o :

$$I = I_o + \sum_{i=1}^{n-1} 2C_i m_i = I_o + 2C_1 m_1 + 2C_2 m_2 = 33.5232 \text{ m}^4$$

Calcul de l'inertie de linteau :

$$i_1 = i_2 = b \frac{h^3}{12} = 1.87 \cdot 10^{-9}$$

Calcul du coefficient de monolithisme α :

$$E = E' \quad h = 3.06 \text{ m}$$

$$\omega^2 = 0.05 \quad \rightarrow \omega = 0.223$$

$$\alpha = \omega \cdot h = 9.56$$

$$\alpha > 4 \quad \text{donc} \quad \frac{\psi_0}{\alpha^2} = 4.44 \cdot 10^{-9}$$

$$\rightarrow I_1 = 23.0435 \text{ m}^4$$

a-2 Calcul du centre de torsion

$$X_c = \frac{\sum I_y d_x}{\sum I_y} = 14.785 \text{ m} \quad Y_c = \frac{\sum I_x d_y}{\sum I_x} = 14.664 \text{ m}$$

Le centre de gravité :

$$\begin{cases} X_g = 14.4 \text{ m} \\ Y_g = 14.65 \text{ m} \end{cases}$$

Le centre de torsion :

$$\begin{cases} X_c = 14.785 \text{ m} \\ Y_c = 14.664 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_x = X_c - X_g = 0.385 \text{ m} \\ e_y = Y_c - Y_g = 0.014 \text{ m} \end{cases}$$

$$e_{acc} = 0.05 \times 29.3 = 1.465 \text{ m}$$

donc on prend

$$\begin{cases} X_{c/a} = 1.465 \text{ m} \\ Y_{c/a} = 1.465 \text{ m} \end{cases}$$

b- Détermination de d_x et d_y par rapport au centre de torsion T des portiques :

N° du portique	Plan de contreventement parallèle à Ox : d_y	Plan de contreventement parallèle à Oy : d_x
1	16.115	15.865
2	12.165	15.085
3	8.215	14.065
4	3.725	12.265
5	0.785	11.485
6	5.285	10.865
7	9.235	6.865
8	13.185	3.265
9	—	0.335
10	—	3.935
11	—	7.535
12	—	8.555
13	—	9.335
14	—	11.135
15	—	12.155
16	—	12.935

c- Calcul de la rigidité de cisaillement à la torsion
des portiques C_{θ}

$$C_{\theta} = \sum (C_x d_y^2) + \sum C_y d_x^2$$

C-1 Calcul des rigidité de cisaillement d'un portique
 plan // à OX ou OY : $C_{(x \text{ ou } y)}$

1- suivant OX :

* Portique courant :

Portique 1 :

$$\Omega_1 = \frac{E I_{\text{poutre}}}{L_0} = E \times 0.461 \cdot 10^{-3}$$

$$\Omega_2 = E \times 0.6 \cdot 10^{-3}$$

$$S_1 = S_2 + S_3 = E \times 2.94 \cdot 10^{-3}$$

$$C_x = E \times 3.835 \cdot 10^{-3}$$

Portique 3 :

$$\Omega_1 = E \times 1.183 \cdot 10^{-3}$$

$$\Omega_2 = E \times 2.94 \cdot 10^{-3}$$

$$S_{2,3,4,6,7,8} = E \times 2 \cdot 10^{-3}$$

$$S_5 = E \times 2.62 \cdot 10^{-3}$$

$$\sum \Omega_i = 6 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$\sum S_i = 44.08 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$C_x = 20.71 \cdot 10^{-3} \times E$$

* Portiques mixtes :

Portique 2 :

$$\left. \begin{aligned} \Omega &= 0.6 \cdot 10^{-3} \times E \\ S &= 0.33 \cdot 10^{-2} \times E \\ S_{1,2} &= 2 \cdot 10^{-3} \times E \end{aligned} \right\} C_{P_C} = 3.45 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$\Omega' = \frac{E I_{POUTRE}}{L'} = 0.564 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$S' = \frac{E I_{Poteau}}{h}$$

$$\eta = \frac{L_0}{L'} - 1 = 0.612$$

$$C_{TA} = 3.75 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$C_x = 10.95 \cdot 10^{-3} \times E$$

Portique 4 :

$$\left. \begin{aligned} \Omega &= 0.4 \cdot 10^{-3} \times E \\ S_1 &= 2.94 \cdot 10^{-3} \times E \\ S_2 &= 2 \cdot 10^{-3} \times E \end{aligned} \right\} C_{P_{C_1}} = 1.38 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$\Omega' = 0.622 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$S' = 2 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$\eta = 1.63$$

$$C_{TA} = 12.78 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$\left. \begin{aligned} \Omega &= 1.183 \cdot 10^{-3} \times E \\ S_1 &= 2.94 \cdot 10^{-3} \times E \\ S_2 &= 2.94 \cdot 10^{-3} \times E \end{aligned} \right\} C_{P_{C_2}} = 3.31 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$C_x = 30.25 \cdot 10^{-3} \times E$$

2- suivant OY :

* Portiques courants :

Portique 1

$$\Omega = 0.5 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$S_{1,2} = 2 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$C_Y = 1.743 \cdot 10^{-3} \times E$$

Portique 2

$$\Omega = 0.54 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$S_1 = 2 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$S_2 = 2 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$C_Y = 1.866 \cdot 10^{-3} \times E$$

Portique 3 :

$$r = 0.54 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$S_1 = 2.94 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$S_2 = 2 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$\left. \begin{array}{l} r = 0.54 \cdot 10^{-3} \times E \\ S_1 = 2.94 \cdot 10^{-3} \times E \\ S_2 = 2 \cdot 10^{-3} \times E \end{array} \right\} \rightarrow C_Y = 1.91 \cdot 10^{-3} \times E$$

* Portiques mixtes :

Portique 6 :

$$r = 0.5 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$S_1 = 2.94 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$S_2 = 2 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$\left. \begin{array}{l} r = 0.5 \cdot 10^{-3} \times E \\ S_1 = 2.94 \cdot 10^{-3} \times E \\ S_2 = 2 \cdot 10^{-3} \times E \end{array} \right\} \rightarrow C_{P_C} = 1.68 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$L = 1.04 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$S' = 2.94 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$\frac{L_O}{L'} - 1 = 2.6$$

$$C_{TA} = 42.11 \cdot 10^{-3} \times E$$

$$C_Y = 43.79 \cdot 10^{-3} \times E$$

Portique 7 :

1) $r' = 1.04 \cdot 10^{-3} \times E$

$S' = 2.94 \cdot 10^{-3} \times E$

$\eta = 1.55$

$C_{TA1} = 19.77 \cdot 10^{-3} \times E$

$r' = 0.96 \cdot 10^{-3} \times E$

$S' = 2.94 \cdot 10^{-3} \times E$

$\eta = 0.322$

$C_{TA2} = 1.61 \cdot 10^{-3} \times E$

$C_Y = C_{TA1} + C_{TA2} = 21.38 \cdot 10^{-3} \times E$

2) $r = 0.54 \cdot 10^{-3} \times E$

$S_1 = 2.94 \cdot 10^{-3} \times E$

$S_{2,a} = 2 \cdot 10^{-3} \times E$

$\rightarrow C_{Pc} = 3.48 \cdot 10^{-3} \times E$

$C_Y = 5.09 \cdot 10^{-3} \times E$

(portique 10 identique)

Portique 8

$r_{1,2} = 0.54 \cdot 10^{-3} \times E$

$r_a = 0.96 \cdot 10^{-3} \times E$

$S_1 = 2 \cdot 10^{-3} \times E$

$S_{2,a} = 2.94 \cdot 10^{-3} \times E$

$S_4 = 3.3 \cdot 10^{-3} \times E$

$\rightarrow C_Y = 6.765 \cdot 10^{-3} \times E$

N° du plan de contrev.	$e(x)$ $10^{-3} \times E$	d_Y	$C(x) \times d_Y^2$ $10^{-3} \times E$
1	3.835	16.115	2×995.92
2	10.95	12.165	1620.46
3	20.71	8.215	1397.64
4	30.25	5.099	786.49
5	30.25	2.169	141.79
6	20.71	5.285	578.45
7	10.95	9.235	933.87
8	3.835	13.185	2×666.69

$\sum_{\text{étage}} C_x d_Y^2 = 8.78 E$

N° du plan de contrevent	$C(y)$ $10^{-3} \times E$	d_x	$C(y) d_x^2$ $10^{-3} \times E$
1	1.743	15.865	438.71
2	1.866	15.085	424.62
3	1.91	14.065	377.84
4	1.743	12.265	262.2
5	1.866	11.485	209.176
6	43.79	10.465	4785.72
6'	43.89	10.465	4795.72
7	21.38	6.865	1007.6
7'	5.27	6.865	239.88
8	6.765	3.265	72.12
9	6.765	0.335	0.759
10	5.27	3.935	78.82
10'	21.38	3.935	314.44
11	43.89	7.535	2486.23
11'	1.91	7.535	108.44
12	1.866	8.555	136.57
13	1.743	9.335	151.89
14	1.91	11.135	236.82
15	1.866	12.155	276.59
16	1.743	12.935	291.63

$$\sum_{\text{étage}} c_y d_x^2 = 12.079 E$$

La rigidité globale de cisaillement en torsion des portiques :

$$C_{\theta} = \sum_{\text{étage}} C_x d_y^2 + \sum_{\text{étage}} C_y d_x^2$$

$$C_{\theta} = 20.859 E$$

3- CALCUL DE LA RIGIDITE GLOBALE DE FLEXION EN TORSION

PORTIQUES .

1- Détermination de la rigidité de flexion d'un portique

courant ou mixte : $B_p(x \text{ ou } y)$

1-1 Portique courant ou mixte quelconque à nombre
de travée ≤ 3

1-1-1 Plan de contreventement // à OY

N°de portique	$B_p(y)$
1	3.0375E
2	2.34 E
6	38.28 E
7	93.82 E
7'	34.64 E
8	22.58 E

1-1-2 Plan de contreventement // à OX

N°de portique	$B_p(x)$
1	10.135 E
4	95.256 E

1-2 Portique courant ou mixte quelconque à nombre

 de travée > 3

Portique 2

$$B_{(x)} = \sum E \Omega d^2$$

$$\Omega_1 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 0.3 \text{ m}^2$$

$$d_1 = 9.51 \text{ m}$$

$$d_2 = 3.6 \text{ m}$$

$$B_{(x)} = 286.33 \text{ E}$$

Portique 3

$$\Omega_1 = 0.3 \text{ m}^2$$

$$d_1 = 12.6 \text{ m}$$

$$d_3 = 7.2 \text{ m}$$

$$d_2 = 10.8 \text{ m}$$

$$d_4 = 3.6 \text{ m}$$

$$\rightarrow B_{(x)} = 204.12 \text{ E}$$

N° de plan de contreventé	$B_P(x) \times E$	d_y	$B_P(x) d_y^2 \times E$
1	10.135	16.115	2×2631.99
2	286.33	12.165	42373.18
3	204.12	8.215	13775.29
4	95.256	5.099	2476.64
5	95.256	2.169	446.48
6	204.12	5.285	5701.32
7	286.33	9.235	24419.72
8	10.135	13.185	2×1761.91

$$\sum_{\text{stage}} B_P(x) d_y^2 = 96218.5E$$

N° de plan de contrevent ^t	$B_p(y)$ $\times E$	d_x	$B_p(x)d_x^2$ $\times E$
1	3.0375	15.865	764.53
2	2.34	15.085	532.48
3	2.34	14.065	462.91
4	3.0375	12.265	456.93
5	2.34	11.485	308.658
6	2.34	10.465	256.27
6'	38.28	10.465	4192.3
7	93.82	6.865	4421.57
7'	34.64	6.865	1632.52
8	22.58	3.265	240.71
9	22.58	0.335	2.534
10	34.64	3.935	536.4
10'	93.82	3.935	1452.73
11	38.28	7.535	2173.4
11'	2.34	7.535	132.86
12	2.34	8.555	171.26
13	3.0375	9.335	264.7
14	2.34	11.135	290.13
15	2.34	12.155	345.72
16	3.0375	12.935	508.22
			$\sum_{\text{étage}} B_p(x)d_y^2 = 19146.78 E$

La rigidité globale de flexion en torsion des portiques :

$$I_{pt} = \sum (B_p(x) d_y^2) + \sum (B_p(y) d_x^2)$$

$$B_p(\ominus) = 110365.3 E$$

4- CALCUL DE LA RIGIDITE GLOBALE DE FLEXION EN TORSION DES VOILES PLEINS

On a que des voiles pleins // à OY qui participe dans le contreventement donc :

$$B_v(\theta) = \sum_{\text{étage}} B_v(y) d_x^2$$

Voile 8'

$$B_v(y) = E I_{\text{voile}} = E \times 8.01$$

$$d_x = 3.265 \text{ m}$$

Voile 9'

$$B_v(y) = E I_{\text{voile}} = E \times 8.01$$

$$d_x = 0.335 \text{ m}$$

Les voiles auxiliaires :

$$B_{vy} = 0.366 \times E$$

$$d_x = \begin{cases} 4.79 \\ 1.86 \end{cases} \rightarrow B_v(\theta) = 105.62 \times E$$

5- COEFFICIENTS DE BASE

Pour l'évaluation des sollicitations globales en torsion :

$$\alpha(\theta) = 1 + \frac{B_v(\theta)}{B_p(\theta)} = 1 + \frac{105.62}{115365.3} \approx 1$$

$$\alpha(\theta) = H_e \sqrt{\frac{C(\theta)}{B_v(\theta)} \alpha(\theta)} = 18.7$$

La côte z	ξ	$\phi(\alpha, \xi)$	$V_p(\theta)[z]$ suivant X	$V_p(\theta)[z]$ suivant Y
3.06	0.1098	0.8483	435.37	474.135
6.12	0.1830	0.9170	470.63	512.533
9.18	0.2562	0.9157	469.965	511.810
12.24	0.3294	0.8778	450.514	490.620
15.30	0.4026	0.8278	424.85	462.680
18.36	0.4758	0.7678	394.06	429.140
21.42	0.5490	0.6878	353.00	384.430
24.48	0.6222	0.6178	317.10	345.300
27.54	0.6954	0.5200	266.88	290.640
30.60	0.7687	0.4000	205.29	223.570
33.66	0.8419	0.3022	155.10	168.910
36.72	0.9151	0.1843	94.588	103.010
39.78	0.9883	0.1087	55.79	60.755
42.84	1.0615	0.0987	50.66	55.166

$$\alpha(\theta) = 18.6$$

$$\xi = \frac{\left(z + \frac{h}{2} \right)}{H_e}$$

L'effort tranchant global dans les portiques (mixte ou non) :

$$V_p(\theta)[z] = \frac{V_o}{\alpha_\theta} \frac{H_e}{H} \phi(\alpha_\theta, \xi)$$

Effort tranchant suivant X :

$$V_p(\theta)[z] = 513.23 \phi(\alpha_\theta, \xi)$$

Effort tranchant suivant Y :

$$V_p(\theta)(z) = 558.92 \phi(\alpha_\theta, z)$$

L'effort tranchant de torsion dans l'élément dû à la force horizontale // à X :

$$\begin{aligned} S_x &= R_x e_y d_y \frac{S(\theta)}{R(\theta)} \\ S_y &= C_p e_y d_y \frac{V_p(\theta)}{C(\theta)} \end{aligned} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} e_y = 1.465 \text{ m} \\ C(\theta) = 21.123 \text{ E} \end{cases}$$

LES PLANS DE CONTREVENTEMENTS PARALLELES A X

PORTIQUE N°: I

Niveau D'etage	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à Y	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à X
1	-4.16	-3.78
2	-4.45	-4.10
3	-4.44	-4.08
4	-4.26	-3.91
5	-4.02	-3.68
6	-3.73	-3.42
7	-3.34	-3.06
8	-2.99	-2.75
9	-2.52	-2.32
10	-1.94	-1.78
11	-1.46	-1.35
12	-0.89	-0.82
13	-0.53	-0.48
14	-0.48	-0.44

PORTIQUE N°: VIII

Niveau D'etage	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à Y	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à X
1	3.368	3.092
2	3.640	3.343
3	3.635	3.338
4	3.485	3.200
5	3.286	3.018
6	3.048	2.799
7	2.730	2.507
8	2.453	2.252
9	2.064	1.896
10	1.588	1.458
11	1.200	1.102
12	0.732	0.672
13	0.432	0.396
14	0.392	0.360

PORTIQUE N°: VII

Niveau D'etage	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à Y	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à X
1	3.367	3.092
2	3.640	3.343
3	3.635	3.338
4	3.485	3.200
5	3.286	3.017
6	3.048	2.799
7	2.730	2.707
8	2.452	2.252
9	2.064	1.895
10	1.588	1.458
11	1.200	1.100
12	0.732	0.672
13	0.431	0.396
14	0.392	0.360

PORTIQUE N°: VI

Niveau d'etage	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à Y	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à X
1	3.644	3.347
2	3.939	3.617
3	3.934	3.613
4	3.772	3.464
5	3.556	3.266
6	3.298	3.029
7	2.955	2.714
8	2.654	2.437
9	2.234	2.051
10	1.718	1.578
11	1.298	1.192
12	0.792	0.727
13	0.467	0.428
14	0.424	0.389

PORTIQUE N°: V

Niveau l'étage	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à Y	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à X
	2.165	2.066
2	2.362	2.168
	2.258	2.165
4	2.260	2.076
	2.132	1.958
6	1.977	1.816
7	1.772	1.626
8	1.591	1.461
9	1.339	1.230
10	1.030	0.946
11	0.778	0.715
12	0.476	0.436
13	0.279	0.257
14	0.254	0.233

PORTIQUE N°: IV

Niveau D'etage	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à Y	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à X
1	-5.136	-4.716
2	-5.552	-5.098
3	-5.544	-5.091
4	-5.315	-4.800
5	-5.012	-4.602
6	-4.650	-4.269
7	-4.165	-3.824
8	-3.740	-3.435
9	-3.148	-2.90
10	-2.422	-2.223
11	-1.830	-1.680
12	-1.116	-1.024
13	-0.660	-0.604
14	-0.597	-0.548

PORTIQUE N°: III

Niveau D'etage	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à Y	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à X
1	-5.665	-5.202
2	-6.124	-5.624
3	-6.116	-5.616
4	-5.862	-5.383
5	-5.53	-5.076
6	-5.127	-4.710
7	-4.593	-4.220
8	-4.126	-3.790
9	-3.473	-3.188
10	-2.671	-2.45
11	-2.018	-1.853
12	-1.231	-1.130
13	-0.726	-0.666
14	-0.660	-0.605

PORTIQUE N°: II

Niveau D'etage	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à Y	Effort tranchant de Torsion dû à la Force Horizontal // à X
1	-4.44	-4.07
2	-4.8	-4.4
3	-4.79	-4.39
4	-4.59	-4.22
5	-4.33	-3.97
6	-4.01	-3.68
7	-3.59	-3.30
8	-3.23	-2.97
9	-2.72	-2.50
10	-2.09	-1.92
11	-1.58	-1.45
12	-0.96	-0.88
13	-0.57	-0.2
14	-0.52	-0.47

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE

VI- FERRAILLAGE

Le calcul du ferrailage s'effectue à partir des efforts internes deduits des effets de la translation et de la torsion associes.

1- FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple conformement à l'article A-15 du reglement CCBA 68 , sous la plus défavorables des combinaisons de sollicitations pondérées SP1 et SP2, en augmentant les moments sous SP1 de 50 %.

- Sollicitation du 1^{er} genre : $G + 1.2 P$
- Sollicitation du 2^{ème} genre : $G + P \pm E$
 $0.8 G \pm E$

Tout en se référant au règles parasismique RPA 88.

La détermination des armatures des poutres sollicité en flexion simple s'effectue à partir de la méthode de calcul exposée dans PIERE CHARON :

1-1 ARMATURES LONGITUDINALES:

Etapas de calcul :

On connait $b, h, M, \bar{\sigma}_a$, et $\bar{\sigma}'_b$. On veut déterminer A et σ'_b .

a)- Calcul de paramètre :

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

En se referant aux tables indiqué en annexes (5) sur la ligne correspondant à μ , on deduit les valeurs de ϵ et K.

b)- Calcul de la contrainte de compression du béton :

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$$

Si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ Inéxistance d'armatures comprimées. $A' = 0$.

D'ou les armatures de traction seules :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h}$$

Si non c'est à dire $\bar{\sigma}_b > \bar{\sigma}'_b$, la partie du béton comprimée doit être soulager par des armatures de comprission $A' \neq 0$

On procède :

On prendra
$$K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$$

et on essayera éventuellement quelques valeurs de K obtenues en prenant pour σ_a des valeurs inférieures à $\bar{\sigma}_a$.

K étant connue, on déduit des tables de l'annexe (5) les valeurs de α , ε , μ' , et $\bar{\omega}$.

A partir de ces valeurs on déterminera :

* la contrainte de traction dans l'acier :

$$\sigma_a = K \bar{\sigma}'_b$$

* la contrainte de compression dans l'acier :

$$\sigma'_a = \frac{15(\alpha - \delta')}{\alpha} \bar{\sigma}'_b \quad \text{avec} \quad \delta' = \frac{d'}{h}$$

* le moment maximal susceptible d'être équilibré par la section sans armatures comprimées appelé moment résistant de la section donné par :

$$M_o = \mu' \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}'_b$$

* le surplus de moment ne pouvant être repris par le béton :

$$\Delta M = M - M_o$$

* Les armatures de compression :

$$A' = \frac{\Delta M}{(h - d') \sigma'_a}$$

* Les armatures de traction :

$$A = \bar{\omega} \frac{b \cdot h}{100} + \frac{\Delta M}{(h - d') \sigma'_a}$$

Les armatures ainsi obtenus doivent se plier aux prescriptions reglementaires préconisées par les RPA 88 pour les constructions en zone II.

* Vérification des contraintes :

Les contraintes peuvent être obtenues par application des formules suivantes :

$$D = \frac{15}{b} (A + A') \quad ; \quad E = \frac{30}{b} (A'd' + Ah)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15A'(y_1 - d')^2 + 15A(h - y_1)^2 \quad ; \quad \frac{M}{I} = K$$

$$\sigma'_b = K y_1 \quad ; \quad \sigma'_a = 15 K (y_1 - d') \quad ; \quad \sigma_a = 15 K (h - y_1)$$

Ferrailage adopté par les RPA 88 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.50% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % en zone courante

6 % en zone de recouvrement .

La longueur minimal de recouvrement est de :

40 ϕ en zone II

1-2 Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 S h$$

S : l'espacement entre les cours successifs d'armatures transversales avec $S \leq S_{max}$

$$S_{max} = \begin{cases} \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi \right) & \text{en zone nodale et en travée si les} \\ & \text{armatures comprimées nécessaires} \\ \leq \frac{h}{2} & \end{cases}$$

* le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

2 - FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux seront ferrailés en flexion composée, sous la plus défavorable des combinaisons des sollicitations pondérées SP_1 et SP_2 .

- Sollicitation du 1^{er} genre $G + 1.2 P$
- sollicitation du 2nd genre $G + P \pm 1.2 E$

tout en se référant aux règles parasismiques RPA 88.

La détermination des armatures des poteaux sollicités en flexion composée s'effectue à partir de la méthode de calcul exposée dans Pierre Charon.

2 - 1 Armatures longitudinales :

Calcul de $e = \frac{M_G}{N}$ (moment de flexion par rapport au centre de gravité G_G de la section du béton seul)

* Si $e < \frac{h_t}{6}$ section entierement comprimée :

on préconise des armatures symétriques

Les étapes de calcul sont les suivantes :

$$\rho = \frac{\sigma'_b b h_t}{N} ; \quad \beta = \frac{6 M_u}{N' h_t} ; \quad C = 0.27 (1 - 2\delta')^2 \rho$$

$$D = 0.30 (\rho - \beta) - 0.90 (1 - \rho)(1 - 2\delta')^2 ; \quad E = -(1 + \beta - \rho)$$

$$\bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4C.E}}{2.C} ; \quad A'_1 = A'_2 = \frac{\omega' b h_t}{100}$$

Si $C > h_t/6$ section partiellement comprimées.

On rapporte le moment de flexion au centre de gravité des armatures tendues.

On calculera la section donnée à la flexion simple sous l'effet du moment fictif M , soit A_1 trouvées.

La section d'armatures A dans la section soumise à N et à M sera obtenue par :

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} \quad (N \text{ est négatif en cas de traction}).$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{K}$$

$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ armatures comprimés ne seront nécessaire.

FERRAILLAGE ADOPTE PAR RPA 88 :

Les armatures longitudinaux doivent être à haute adhérence droite et sans crochets .

Leur pourcentage minimal sera de :

0.8 %

Leur pourcentage maximum sera de :

4 % en zone courante .

6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale des recouvrements 40ϕ .

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm .

Les jonctions par recouvrement doivent être faite si possible à l'extérieur des zone nodales.

2 - 2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculés directement à partir du RPA 88 à l'aide de la formule :

$$\frac{A}{S_t} = \frac{\rho_a T}{h_1 \sigma_{sn}}$$

T effort tranchant de calcul

S_t l'espacement des armatures transversales, il est déterminer comme suit :

* Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10 \phi , 15 \text{ cm})$$

* Dans la zone courante :

$$t \leq 15 \phi$$

ϕ est le diamètre des armatures longitudinales du poteau .

ρ_a est pris égal à 2.50 si l'élançement géométrique dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

- La quantité d'armatures transversales minimales $A_t/t b$ en % est donnée sous les conditions suivantes :

Si $\lambda_g \geq 5$	0.40 %
Si $3 < \lambda_g < 5$	$10/\lambda_g^2$ (%)
Si $\lambda_g \leq 3$	1 %

3 - FERRAILLAGE DES VOILES :

Le calcul des sections d'armatures dans voiles s'effectue de la même manière que celui des poteaux en flexion composée.

FERRAILLAGE ADOPTE PAR LE RPA 88 :

Les voiles doivent satisfaire la condition suivante :

l 5 a

L'épaisseur minimum est de 15 cm.

* Aciers verticaux:

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.50 %.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau ; la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.5 % de la section horizontale du béton tendu. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munis de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonctions par recouvrement).

A chaque extrémité du voile, (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

* Aciers horizontaux :

Les barres horizontaux doivent être munis de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Un prototype de portiques et de voiles a été choisi pour le calcul du ferrailage.

- Portique 1 (voir vue en plan).
- voile appartenant au portique mixte 2 (voir vue en plan).

1) FERRAILLAGE DU PORTIQUE :

1-1) Ferrailage des poteaux :

Chaque file de poteaux présente quatre sections différentes, le calcul des armatures s'effectue pour le poteau le plus sollicités parmi chaque groupe de poteaux.

a) Armature longitudinale :

En comparant les sections qu'on trouvera avec celles prescrites par le règlement RPA 88, le nombre de barres sera donné par le minimum d'acier adopté par le règlement.

N° de l'élément	Armature de traction A_s (cm ²)	section min RPA (cm ²)
4	8.87	8 HA 20 = 24.0
8	10.90	7 HA 20 = 19.8
11	1.81	5 HA 20 = 16.0
14	0.63	4 HA 20 = 12.6
18	4.00	8 HA 20 = 24.0
22	4.93	7 HA 20 = 19.8
25	2.63	5 HA 20 = 16.0
28	0.51	4 HA 20 = 12.6
32	3.46	8 HA 20 = 24.0
36	5.00	7 HA 20 = 19.8
39	8.12	5 HA 20 = 16.0
42	0.76	4 HA 20 = 12.6

b) Armatures transversales :

N° de l'élément	Armature de traction A_s (cm ²)
4	1.30 = 2 HA 10
8	1.75 = 3 HA 10
11	1.80 = 3 HA 10
14	1.94 = 3 HA 10
18	1.77 = 3 HA 10
22	2.47 = 4 HA 10
25	2.45 = 4 HA 10
28	2.40 = 4 HA 10
32	0.26 = 1 HA 6
36	0.57 = 2 HA 6
39	0.50 = 2 HA 6
42	0.24 = 2 HA 6

L'espacement adopté pour le cours d'armatures transversales est au plus égale à 30 cm .

2) FERRAILLAGE DU VOILE :

Suivant la file du voile on choisit l'élément le plus sollicité parmi un certain groupe (les 4 premiers, les 4 seconds, 3 troisième, 3 qui restent)
D'après les efforts obtenus toutes les sections des éléments suivant la file du voile sont entièrement comprimées.

N° de l'élément	section d'armature A
44	4 HA 20
47	6 HA 20
51	6 HA 20
56	5 HA 20

BIBLIOGRAPHIE

B I B L I O G R A P H I E

- 1 Règles parasismiques algériennes RPA 88.
- 2 Règles techniques CCBA 68.
- 3 Logiciel SAP 80 (Programme d'analyse des structures)
(E L Wilson, A Habibullah) Version 1986 Barkeley Californie.
- 4 Construction en béton armé (Zigalov) Ed Mir 1971
- 5 Calcul pratique des ossatures de batiments en béton armé
(A Fuentés).
- 6 Modélisation des structures (Capra).
- 7 Calcul des tours en béton armé (M Diver).
- 8 Le calcul et la vérification des ossatures en Béton armé
(P Charon).

