

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

7/96

وزارة التربية الوطنية

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Genie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE AUTOMATIQUE D'UNE
TOUR (R+12+3SS) CONTREVENTEE
PAR PORTIQUES-NOYAU CENTRAL
3 PLANCHES

Proposé par :

M^r R.BIOUD

Etudié par :

DJAAFER MAAMAR
DJEHBAR ABDESSAMAD

Dirigé par :

M^r R.BIOUD

PROMOTION

JUIN 1996

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *Genie Civil*

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE AUTOMATIQUE D'UNE
TOUR (R+12+3SS) CONTREVENTEE
PAR PORTIQUES - NOYAU CENTRAL

Proposé par :

M' R.BIOUD

Etudié par :

DJAAFER MAAMAR
DJEBBAR ABDESSAMAD

Dirigé par :

M' R.BIOUD

PROMOTION

JUIN 1996

DEDICACES



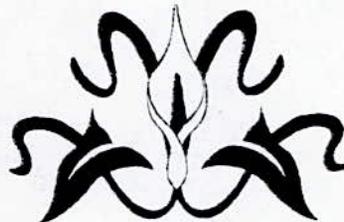
Je dédie ce modeste travail:

- A ma très chère mère
- A mon adorable père
- A mes deux frères
- A mes trois soeurs
- A mes neveux Yacine et Zohair
- A mes cousins
- A tous mes amis, je cite en particulier: Fayçal, Hassene, Hamiche, Dehmani, Réda, Mostapha, Mahfoud, Mohamed, Abed Nour, Ben Ali, Nour El-Dinne, Hassoune Maamar.
- A toutes les familles DJAFER, SAID MANSEUR, GHARBI, HAMER, et BENSALAH.

· *Maamar* ·

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents, à mon frère Abou-Bakr, à l'ensemble de ma famille et à tous ceux qui m'aiment et j'aime.

Abdessamad



REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à notre promoteur et encadreur, Monsieur: BLOUD, pour les efforts qu'il n'a pas ménagé pour le bon déroulement de notre travail et nous avoir soutenu moralement.

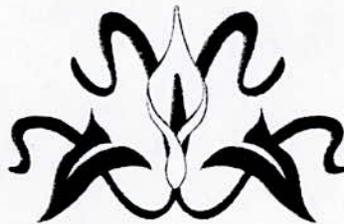
Nos remerciements vont aussi à tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin et nous ont facilité notre tâche, en l'occurrence: M^f AMEUR chef du département de la réglementation au C.G.S, M^f CHARFAOUI, ainsi que M^f M.BERAMI ingénieur au C.T.C de Chlef.

Nos remerciements vont aussi à M^{me} CHEIKH pour son aide.

Nos remerciements vont aussi à M^f GHARBI CHERIFF et M^{elle} DJAFER FOUZIA, pour leurs aide morale et matérielle.

Nous n'oublions pas les sincères et très chers Omar et Mohamed.

Sans oublier l'ensemble de nos enseignants et tous ceux qui ont contribué à notre formation de près ou de loin.



ملخص

يتمثل عملنا في دراسة منشأة R+12+3ss. يتوفر لدينا برنامجين هما SAP 90 ، MAGE خاصين بالتحليل البنيوي. فبهذا نستطيع مقارنة النتائج المتحصل عليها. ويكون دراستنا قبل المشروع. ننتهز الفرصة للقيام بتغييرات بنيوية ومراقبة نتائجها.

Résumé:

Notre travail consiste à étudier une structure (R+12+3ss). Nous nous disposons de deux logiciels SAP90 et MAGE. Cependant, nous aurons à comparer les deux résultats obtenus. Et comme il s'agit d'un avant projet, nous avons eut l'occasion de faire des modifications dans la structure et d'interpréter ses conséquences.

Abstract:

Our study consists in the analysis of a structure (R+12+3ss). We dispose of two softwares SAP90 and MAGE. By the way, we'll have to compare the results of each software. As it concerns not a final plan, we expedite to modify the structure and interpret its outcomes.

SOMMAIRE :

I. Introduction	1
1. Introduction	1
2. Présentation de l'ouvrage	1
2.1. Bloc 1	1
2.2. Bloc 2	2
3. Caractéristique géométrique du bâtiment	2
II. Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
1. Acier	6
1.1. Catégorie des aciers utilisés	6
1.2. Contraintes de calcul à l'ELU	6
1.3. Contraintes de calcul à l'ELS	7
2. Béton	8
2.1. Résistance caractéristique	8
2.2. Diagramme contraintes-déformations	8
2.3. Contrainte de cisaillement	9
2.4. Module de déformation longitudinale du béton	10
2.5. Coefficient de poisson	10
III. Prédimensionnement	11
1. Poteaux	11
2. Poutres	12
3. Planchers	12
4. Voiles	13
5. Escalier	13
6. Voile périphérique	14
IV. Charges et surcharges	15
1. Plancher terrasse	15
2. Planchers courants	15
2.1. Plancher d'habitation	15
2.2. Plancher bureau	16
2.3. Plancher commerce	16
2.4. Plancher parking	17
3. Mur extérieur	17
4. Acrotère	17
5. Escalier	18
5.1. Volée d'escalier	18
5.2. Palier	18
V. Centre de masse	19
1. Centre de masse	19
1.1. Définition	19
1.2. Choix du repère	19
VI. Les contreventements	21
1. Généralités sur les contreventements	21
2. Différents éléments de contreventements	21

2.1. Contreventement plan	21
2.2. Contreventements non plans	24
2.3. Contreventement des tours de grandes hauteurs	24
2.4. Contreventement longitudinal	25
3. Déformabilité semblable et non semblable	25
VII. Généralités sur les logiciels SAP90 et MAGE	26
1. Introduction	26
2. SAP90	26
2.1. Introduction	26
2.2. Modélisation	26
2.3. Fonctionnement	27
2.4. Analyse	28
3. MAGE	31
3.1. Introduction	31
3.2. Modélisation	31
3.3. Fonctionnement	32
VIII. Etude dynamique	34
1. Introduction	34
2. Modélisation	34
3. Calcul dynamique	37
4. Résultats de calcul	38
5. Interprétation des résultats	42
IX. Etude au vent	43
1. Introduction	43
2. Force de trainée	43
3. Force de dérive	46
4. Force de portance	47
5. conclusion	48
X. Ferrailage des éléments de la superstructure	49
1. Introduction	49
2. Poteaux	49
2.1 Valeurs numériques du calcul automatique	49
2.2 Ferrailage des poteaux	54
2.3 Schéma de ferrailage	56
3. poutres	59
3.1 Introduction	59
3.2 Choix de la section en T	59
3.3 Résultats de calcul	59
3.4 Calcul de ferrailage	62
4. Linteaux	66
4.1 Résultats du calcul automatique	66
4.2. Calcul de ferrailage	66
4.3 Schéma de ferrailage	68
5. Voile	69
5.1 Résultats du calcul automatique	69
5.2 Calcul de ferrailage	69
5.3 Schéma de ferrailage	70

6. Trumeaux	70
6.1 Résultats de calcul automatique	71
6.2 Calcul de ferrailage	71
6.3 Schéma de ferrailage	71
XI. Ferrailage des éléments de l'infrastructure	72
1. Fondation	72
1.1. Définition	72
1.2. Stabilité des fondations	73
1.3. Le choix du sol d'assise	74
1.4. Hypothèses de calcul	75
1.5. Vérification diverses	77
1.6. Ferrailage du radier	80
2. Voiles périphérique	85
2.1. Introduction	85
2.2. Dimensionnement	85
2.3. Ferrailage	85
XII. Etude comparative	93
1. Introduction	93
2. Elimination du noyau central	93
3. Réduction de la portée des poutres longitudinales	97
Conclusion	99
Bibliographie	100
Annexe	102

CHAPITRE-I

INTRODUCTION

<< Les mots et les formules sont de grands
générateurs d'opinions
et de croyances
puissances redoutables,
ils ont fait
périr plus d'hommes que les canons >>

"Gustave lebon"

I. Introduction:

Le présent ouvrage est constitué par deux structures séparées par un joint de rupture. La première (R+12+3SS) contreventée par portiques et un demi-noyau central. La deuxième (R+5+3SS) contreventée par portiques. Nous nous intéresserons dans notre étude par l'analyse automatique, qui sera basée sur l'utilisation du logiciel SAP90 (Structural Analysis Programs) et dont les résultats seront comparés par ceux obtenus par le logiciel MAG.

Notre travail se limitera à l'étude du premier bloc uniquement. Les étapes de calcul sont les suivantes:

- Prédimensionnement des éléments structuraux et une descente des charges.
- Etude statique et dynamique de la structure contreventée par portiques et Noyau central telle qu'elle nous est donnée.
- Ferrailage des éléments de contreventement, en utilisant les résultats obtenus par le SAP90.
- Etude des sous-sols et des fondations.
- Etudes comparatives en éliminant le noyau central d'une part et en ajoutant des files de poteaux d'autre part.
- Nous terminerons notre étude par une conclusion.

II. Présentation de l'ouvrage:

Notre bâtiment se situe à El-Mouradia (Alger), qui est classé dans une zone de moyenne sismicité (Zone II) et est à groupe d'usage 2.

II.1. Bloc 1:

Le premier bloc en (R+12 + 3 SS) à usage multiple est constitué de: Deux étages réservés pour les commerces, un étage réservé pour un caféteriat, restaurant et une salle polyvalente. Quatre autres étages de bureaux, et enfin six étages d'habitations. L'accès aux différents niveaux de ce bloc se fera par l'escalier central et les deux ascenseurs regroupés dans le noyau central. Deux escaliers de secours sont aussi prévus.

II.2. Bloc 2:

Le deuxième bloc en (R+6) est limité aux niveaux des bureaux. L'accès au premier étage des deux blocs se fera par l'intermédiaire des escaliers se trouvant au niveau du RDC de ce bloc. Ce bloc comporte lui-aussi un escalier de service.

Les trois sous-sols des deux blocs sont réservés au parking de véhicules légers.

Le bâtiment présente deux façades vitrées (principale et latérale).

III. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

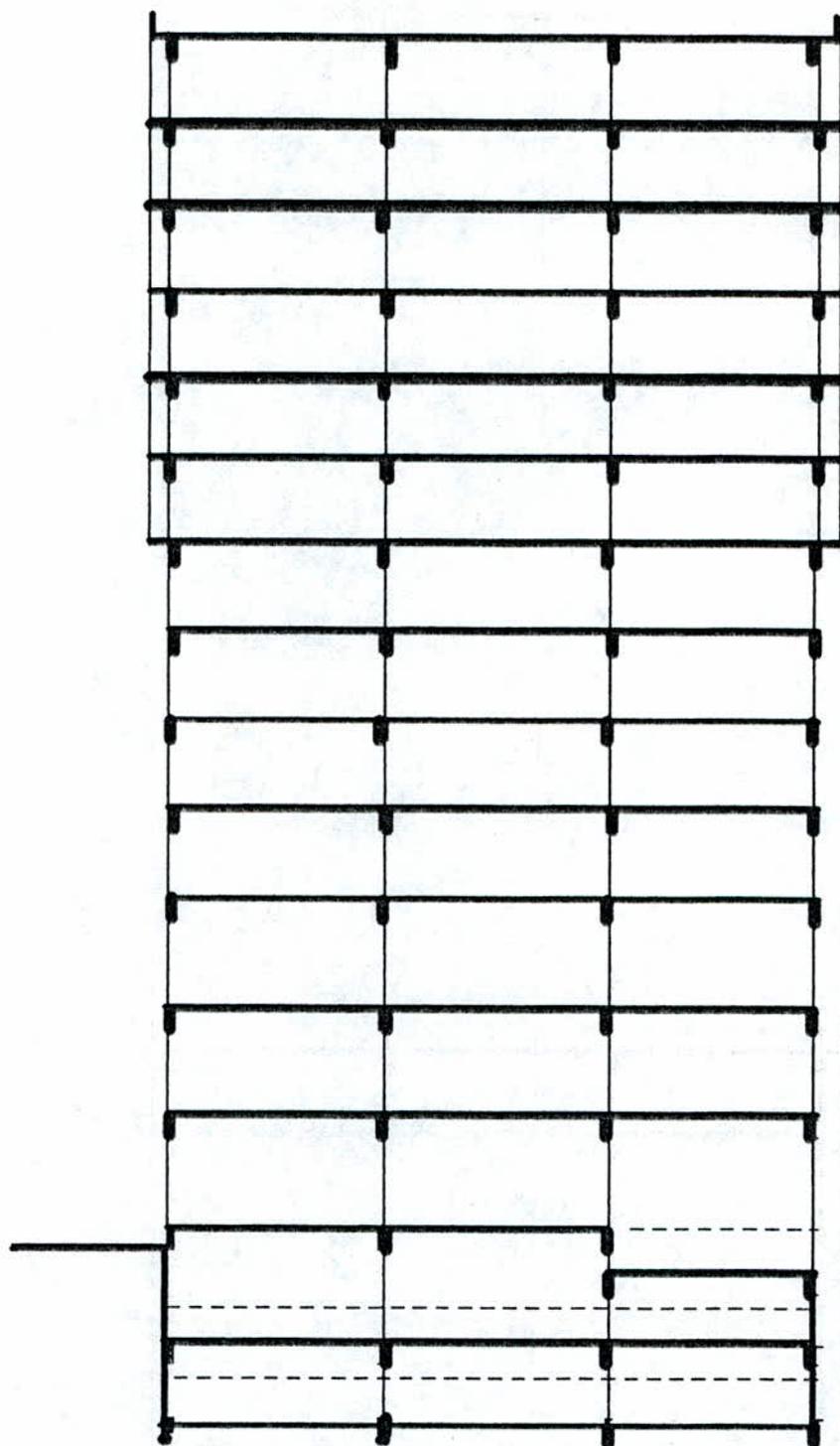
Les planchers du RDC et des étages courants sont réalisés par des prédalles et des dalles de compression. Les voiles du noyau central et les dalles du parking sont en dalles pleines coulées sur place.

Les dimensions du premier bloc sont:

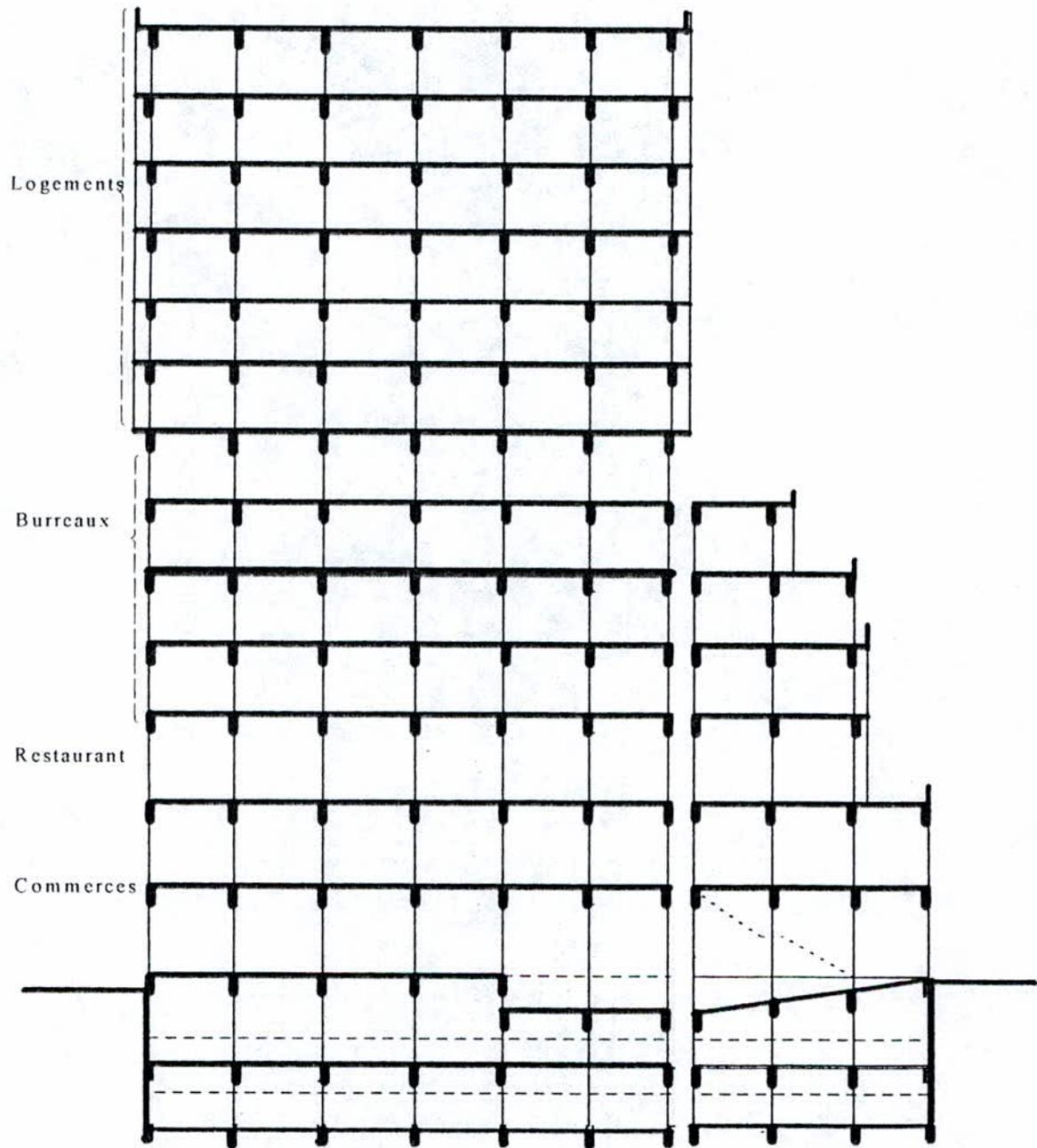
Longueurs :	- $L_x = 29.30$ m
Largeur:	- $L_y = 29.70$ m
Hauteurs d'étages :	- commerce : 4.16m
	- bureaux : 3.52m
	- habitations: 3.20m
Hauteur totale :	46.40m

Les dimensions du deuxième bloc sont:

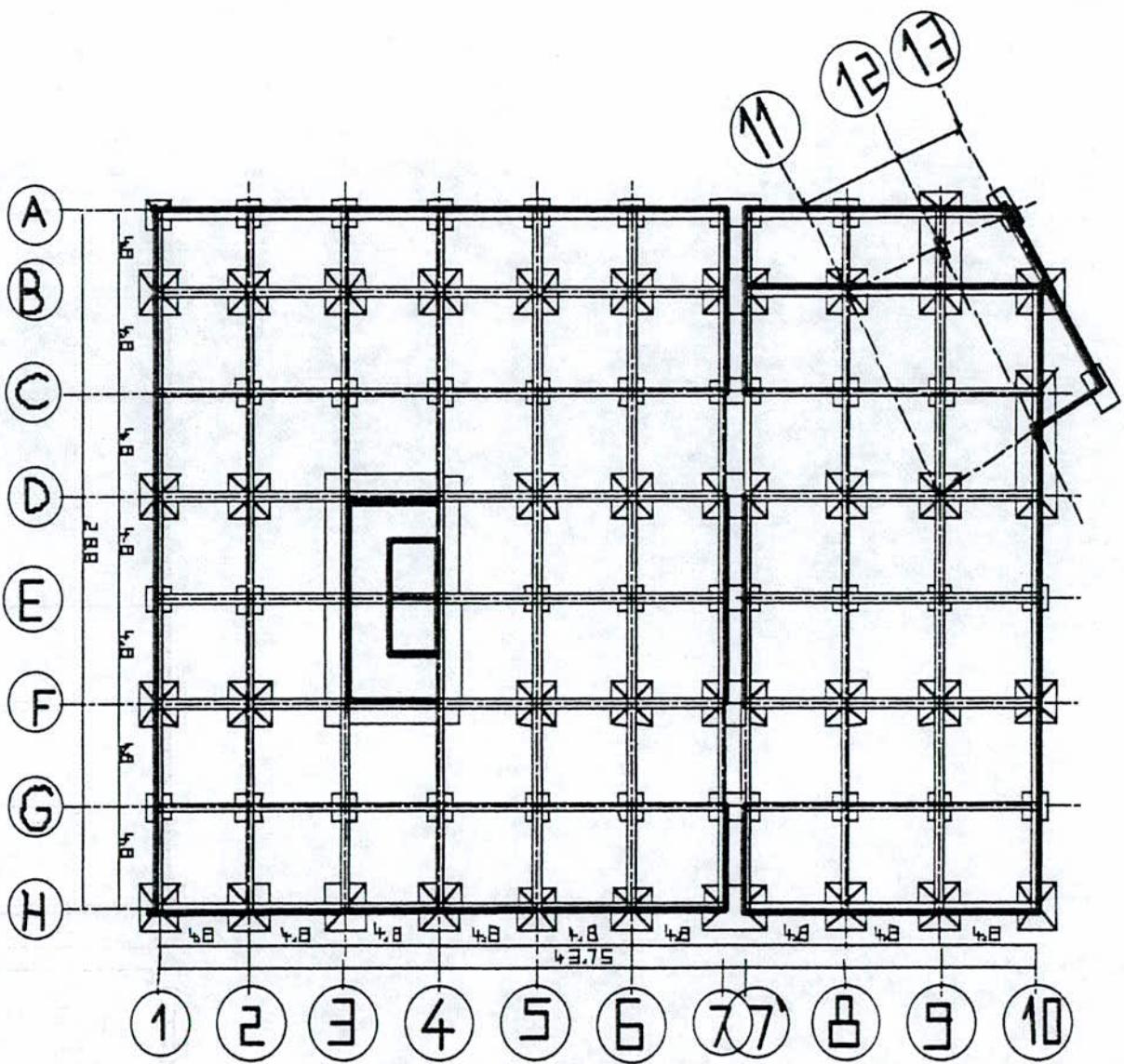
Longueurs:	- $L_x = 18.30$ m
Largeur:	- $L_y = 33.60$ m
Hauteurs d'étages :	- commerce : 4.16m
	- courants : 3.52m
Hauteur totale :	23.04m



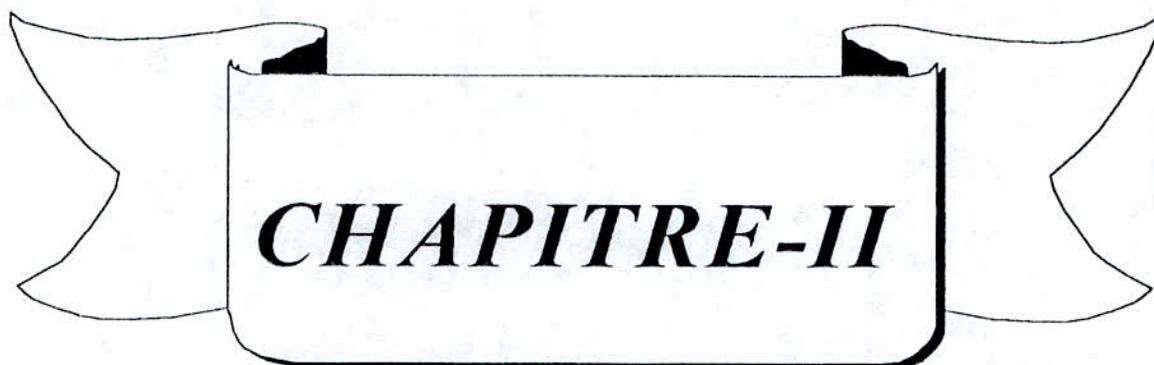
- Fig I.1: Coupe transversale -



- Fig 1.2: Coupe longitudinale -



- Fig I.3: Plan de fondations -



CHAPITRE-II

CARACTERISTIQUES MECANQUES

DES MATERIAUX

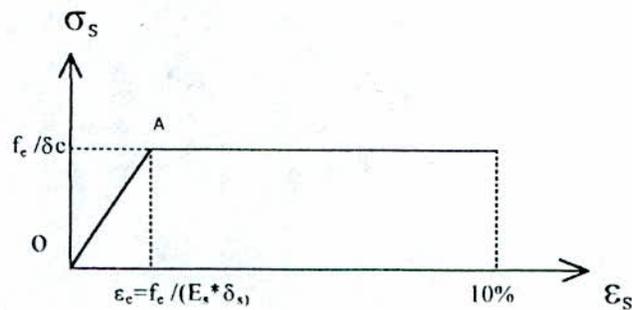
I. ACIER:

I.1. Catégorie des aciers utilisés:

Les armatures utilisées sont des barres à haute adhérence, obtenues par laminage à chaud d'un acier doux. Ce sont donc des armatures de type (1) de nuance FeE40. Elles doivent être conformes aux tests réglementaires.

I.2. Contraintes de calcul à l'ELU:

Les contraintes sont données en fonction de la déformation de l'acier par le diagramme ci-dessous :



- fig II.1:Diag σ - ϵ de l'acier -

De l'origine O (0,0) au point A($f_c / (E_s * \gamma_s)$; f_c / γ_c) on a une droite d'équation :

$$\sigma_s = E_s * \epsilon_s$$

A partir du point A, le diagramme contraintes-déformations sera constitué par l'horizontale d'ordonnée(f_c / γ_s). L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 %_o . Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (cas d'une compression).

Avec: f_c : limite d'élasticité de l'acier; $f_c = 400$ MPa

E_s : module d'élasticité de l'acier; $E_s = 2 * 10^5$ MPa

γ_s : coefficient de sécurité. Il a pour valeur: $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \text{ Pour les situations accidentelles} \\ \gamma_s=1.15 \text{ Pour tous les autres cas} \end{array} \right.$

La contrainte admissible à l'ELU ($f_{su} = f_e / \gamma_s$) a pour valeur:

- en cas de situation accidentelle $f_{su} = 400 \text{ MPa}$
- en cas de situation normale $f_{su} = 348 \text{ MPa}$

I.3. Contraintes de calcul à l'ELS:

Dans ce cas, l'acier est considéré comme un matériau linéairement élastique, c'est-à-dire que les contraintes sont proportionnelles aux déformations: $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

La contrainte admissible à l'ELS est limitée à:

$$\left\{ \begin{array}{l} - \sigma_s \leq \text{Min}(2 \cdot f_e / 3; 150 \cdot \eta) = 240 \text{ MPa (cas de fiss préj)} \\ \sigma_s \leq \text{Min}(f_e / 2; 110 \cdot \eta) = 176 \text{ MPa (cas de fiss très préj)} \end{array} \right.$$

Avec: η : coefficient de fissuration

$$\eta = 1.6 \text{ (acier HA)}$$

Remarque:

lorsque la fissuration est peu nuisible, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire. Il suffit de respecté la condition de non-fragilité en utilisant un pourcentage suffisant d'armatures tendues et en évitant d'employer des aciers de trop gros diamètre.

II. BETON:

II.1. Résistance caractéristique:

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

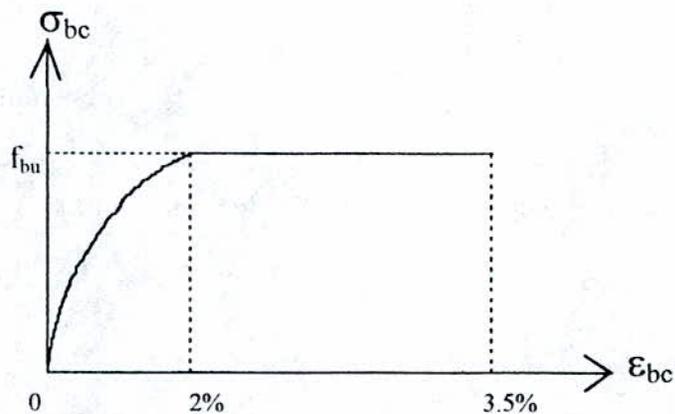
La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours est déduite de celle à la compression par la relation:

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

II.2. Diagramme Contraintes-Déformations:

II.2.1. Etat limite ultime:

Les vérifications à ELU des contraintes de compression dans le béton s'effectuent en utilisant un diagramme non linéaire dit parabole-réctangle (fig II.2).



-Fig II.2: Diagramme parabole-réctangle -

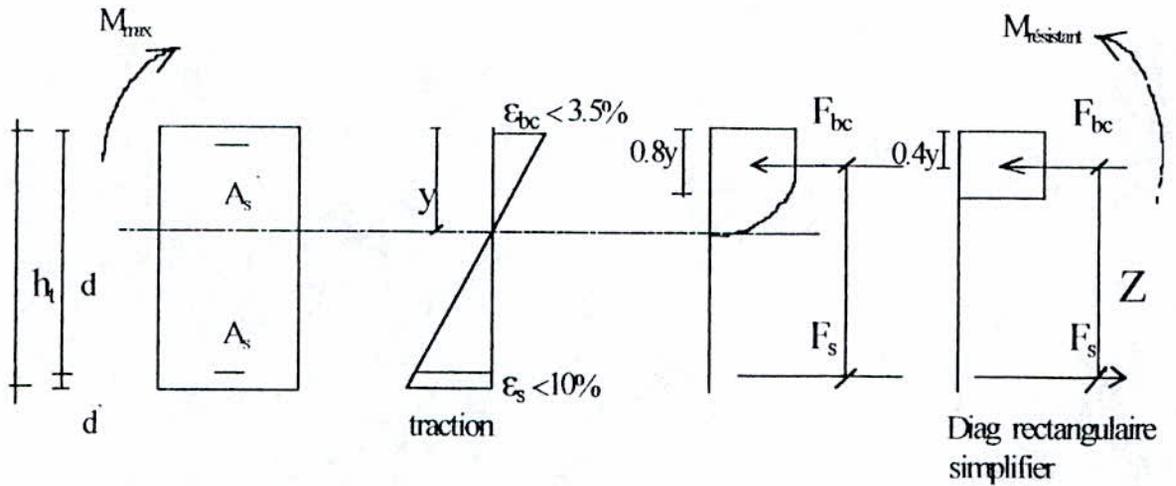
La contrainte de compression à l'ELU: $f_{bu} = 0.85f_{c28} / \gamma_b$

{ $\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle

avec: γ_b : coefficient de sécurité. }

{ $\gamma_b = 1.5$ situation normale

Dans le but de simplification, les règles BAEL permettent de considérer un diagramme rectangulaire simplifier dans le cas où la section étudiée n'est pas entièrement comprimée.

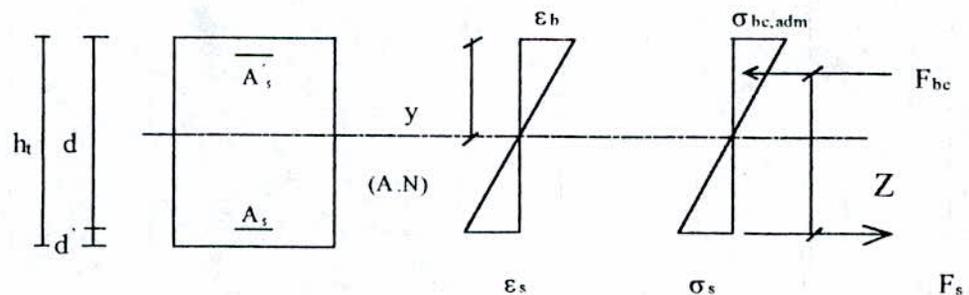


- Fig II.3: Diagramme rectangulaire simplifier -

II.2.2. Etat limite de service:

A E.L.S, le béton est considéré comme élastique. Les vérifications des contraintes s'effectuent en utilisant un diagramme linéaire.

La contrainte de compression limite de service: $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$



-Fig II.4: Diagramme linéaire -

II.3. Contrainte de cisaillement:

La contrainte ultime de cisaillement a pour valeur:

$$\left\{ \begin{array}{l} -\tau_{u \max} \leq \text{Min} (0.13f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa (cas de fiss peu nuisible)} \\ \end{array} \right.$$

}

$$\left\{ \begin{array}{l} -\tau_{u \max} \leq \text{Min} (0.10f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.50 \text{ MPa (cas de fiss préj et très préj)} \\ \end{array} \right.$$

II.4. Module de déformation longitudinale du béton:

Selon les BAEL pour des charges de durée d'application inférieure à 24 h ,le module de déformation instantanée a pour valeur:

$$. E_{i28} = 11000(f_{c28})^{1/3} = 33000 \text{ MPa}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée à pour valeur:

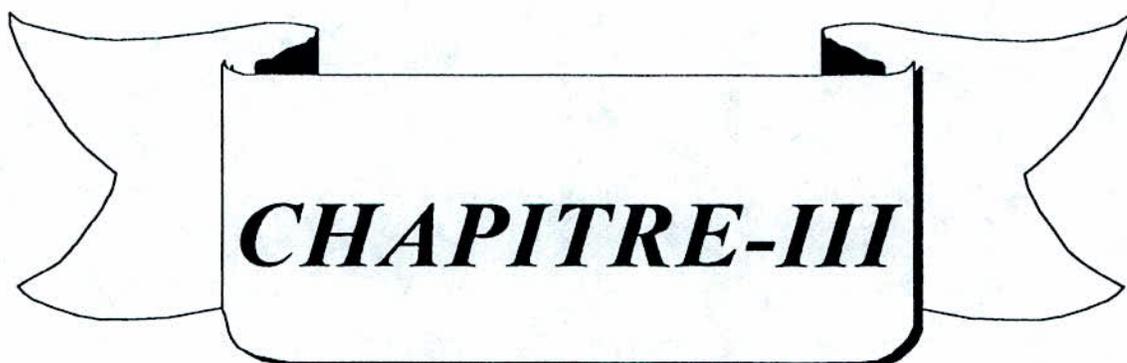
$$. E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3} = 11100 \text{ MPa}$$

II.5. Coefficient de poisson:

Les règles BAEL donnent les valeurs suivantes:

$$- \nu = 0.0 \quad \text{à l'ELU}$$

$$- \nu = 0.2 \quad \text{à l'ELS.}$$



CHAPITRE-III

PREDIMENSIONNEMENT

I. Poteaux:

Selon le R.P.A88 (art 4.1.1) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$- \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$- \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$- 1/3 \leq b_1 / h_1 \leq 3$$

En effectuant une descente de charges au niveau du poteau le plus sollicité (poteau central) et en appliquant la méthode des BAEL 91 on a:

Au niveau du RDC :

$$-G = 558.60 \text{ t}$$

$$-Q = 93.93 \text{ t}$$

$$-N_U = 895 \text{ t}$$

$$-B_r \geq 0.9\beta N_U / (f_{bu} + f_{StU} / 130)$$

$$B_r = (a-2)(b-2) = 4914 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons donc un poteau de section: $(90 \times 50) \text{ cm}^2$

Au niveau du 3^{ème} étage :

$$-G = 432.12 \text{ t}$$

$$-Q = 60 \text{ t}$$

$$-N_U = 673.36 \text{ t}$$

$$B_r = 4174.84 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons donc un poteau de section : $(70 \times 50) \text{ cm}^2$

Au niveau du 7^{ème} étage :

$$-G = 275 \text{ t}$$

$$-Q = 35.71 \text{ t}$$

$$-N_U = 424.81 \text{ t}$$

Nous prendrons donc un poteau de section : $(50 \times 40) \text{ cm}^2$

II. Poutres:

Selon le RPA88, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes:

$$b \geq 20\text{cm (zone II)}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$h/b \leq 3$$

$$b_{\max} \leq 1.5h + b_1$$

$$b_1 - b \leq \text{Max}(b_1/2, h_1/2)$$

Selon le sens longitudinal:

$$1. L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10$$

$$L_{\max} = 9.60\text{m} \quad \Rightarrow 64\text{cm} \leq h_t \leq 96\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_t = 70\text{cm}$$

$$2. 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \Rightarrow b = 40\text{cm}$$

Selon le sens transversal:

$$1. L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10$$

$$L_{\max} = 4.80\text{m} \quad \Rightarrow 32\text{cm} \leq h_t \leq 48\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_t = 40\text{cm}$$

$$2. 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

. Pour des simplifications lors de la réalisation du coffrage, on prendra une section de:

$$. b = 40\text{cm}$$

III. Planchers :

Condition de limitation de la flèche dans un panneau dalle se traduit par :

$$- f = 5 q_u L^4 / 384 EI \leq f_{\text{adm}} = L / 500$$

$$- I = 100 e^3 / 12$$

planchers commerces:

$$q_u = 1.518 \text{ t / m}^2$$

$$I \geq 2500 q_u L^3 / 384 E$$

$$I \geq 3.468 \times 10^4 \text{ cm}^4 \Rightarrow e = 16 \text{ cm}$$

planchers bureaux:

$$q_u = 1.143 \text{ t / m}^2$$

$$I \geq 2.557 \times 10^4 \text{ cm}^4 \Rightarrow e = 16 \text{ cm}$$

planchers d'habitation :

$$q_u = 0.993 \text{ t / m}^2$$

$$I \geq 2.221 \times 10^4 \text{ cm}^4 \Rightarrow e = 16 \text{ cm}$$

plancher terrasse:

$$q_u = 1.1571 \text{ t / m}^2$$

$$I \geq 2.588 \times 10^4 \text{ cm}^4 \Rightarrow e = 16 \text{ cm}$$

On prendra $e = 16 \text{ cm}$ pour tous les planchers.

IV. Voiles :

Le RPA88 recommande une épaisseur minimale égale à 15 cm (art 4.3.1).

La condition de rigidité aux extrémités: $a \geq h_e / 25$

$$\Rightarrow a \geq 14.08 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur uniforme sur toute la hauteur: $e = 15 \text{ cm}$

V. Escalier:

Il est prévu de réaliser des escaliers droits à paillasse reliées à 3 paliers coulés sur place.

$$\text{Pour notre cas: } \therefore nh = h_e / 2 = 208 \text{ cm } \}$$

$$\} \Rightarrow n = 12$$

$$\therefore (n-1)g = 300 \text{ cm } \}$$

D'où: $h = 16\text{cm}$

$g = 28\text{cm}$

Inclinaison de la paille: $\alpha = \text{arctg}(h/g)$

$$\Rightarrow \alpha = 29.74^\circ$$

Epaisseur de la paille:

$$l = L/\cos \alpha$$

$$L = 3\text{m} \Rightarrow l = 3.46 \text{ m}$$

Sachant que: $1/30 \leq e \leq 1/20$

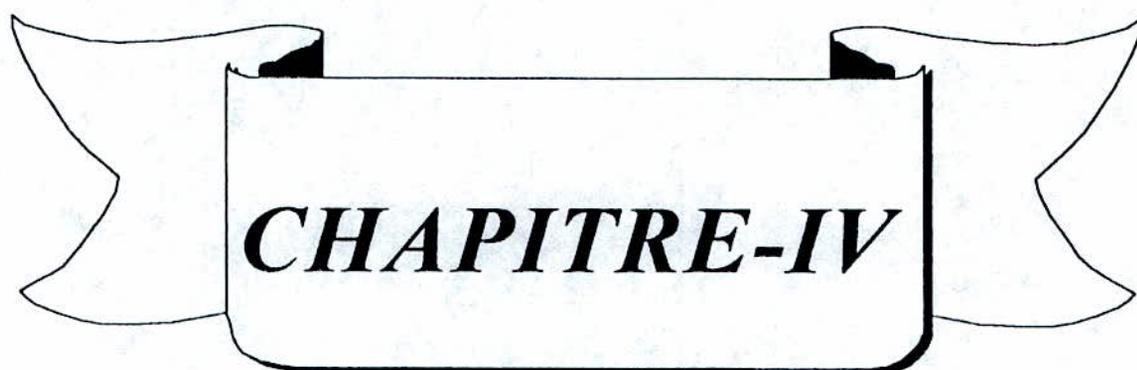
$$\Rightarrow 11.52\text{cm} \leq e \leq 17.27\text{cm}$$

$$\Rightarrow e = 15\text{cm}$$

VI. Voile périphérique:

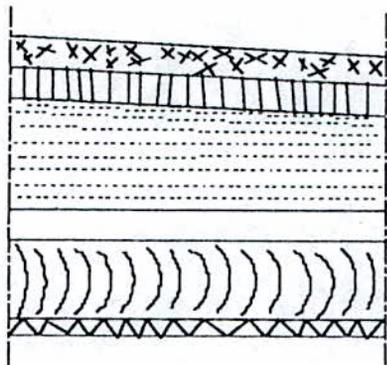
Selon le RPA88 l'épaisseur minimale est de 15cm.

On prend une épaisseur : $e = 15\text{cm}$

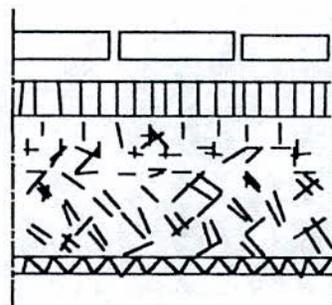


CHAPITRE-IV

CHARGES ET SURCHARGES

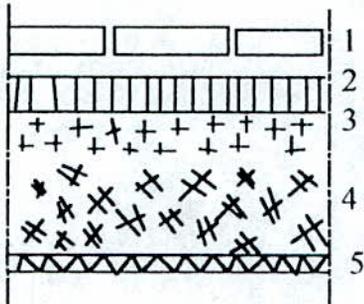
I. Plancher terrasse:**1. Terrasse inaccessible(niveau 45.76m):**


1	1. gravillons roulés	: 60 kg/m ²
2	2. étanchéité multicouche	: 15 ~
3	3. béton pour forme de	: 200 ~
4	4. isolation thermique	: 5 ~
5	5. dalle pleine en BA (e=16cm)	: 400 ~
6	6. enduit plâtre	: 20 ~
		Σ
		G=700 kg/m ²
		Q=100 kg/m ²

II. Planchers courants:**II.1. Plancher d'habitation:**


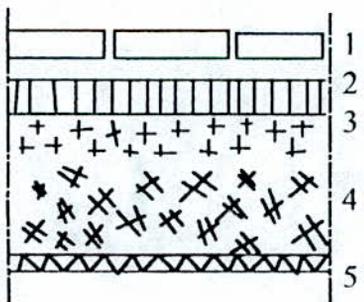
1	1. revêtement carrelage	: 50 kg/m ²
2	2. mortier de pose	: 40 ~
3	3. couche de sable sec	: 50 ~
4	4. dalle pleine en BA (e=16cm)	: 400 ~
5	5. enduit plâtre	: 20 ~
		Σ
		G=560 kg/m ²
		Q=150 kg/m ²

II.2. Plancher bureau:

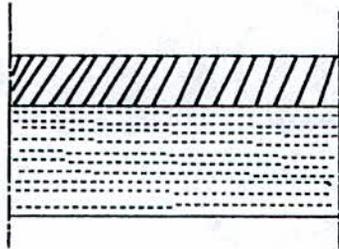


1. revêtement carrelage	:	45 kg/m ²	
2. mortier de pose	:	40 ~	
3. couche de sable sec	:	50 ~	
4. dalle pleine en BA (e=16cm)	:	400 ~	
5. enduit plâtre	:	20 ~	
			Σ
		$G = 550 \text{ kg/m}^2$	
		$Q = 250 \text{ kg/m}^2$	

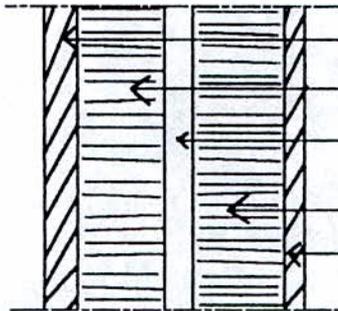
II.3. Plancher commerce:



1. revêtement carrelage	:	45 kg/m ²	
2. mortier de pose	:	40 ~	
3. couche de sable sec	:	50 ~	
4. dalle pleine en BA (e=20cm)	:	500 ~	
5. enduit plâtre	:	20 ~	
			Σ
		$G = 650 \text{ kg/m}^2$	
		$Q = 500 \text{ kg/m}^2$	

II.4. Plancher parking:

1	1.chape en ciment	:	80 kg/m ²
2	2.dalle pleine en béton armé (e=20cm)	:	500 kg/m ²
			Σ
			G=580 kg/m ²
			Q=500 kg/m ²

III. Murs extérieurs:

1	1.enduit ciment	:	30 kg/m ²
2	2.briques creuses (e=10cm)	:	102.5 ~
3	3.vide d'air (e = 10cm)	:
4	4.briques creuses (e=10cm)	:	102.5 ~
5	5.enduit plâtre	:	15 ~
			Σ
			G=250 kg/m ²

IV. Acrotère:

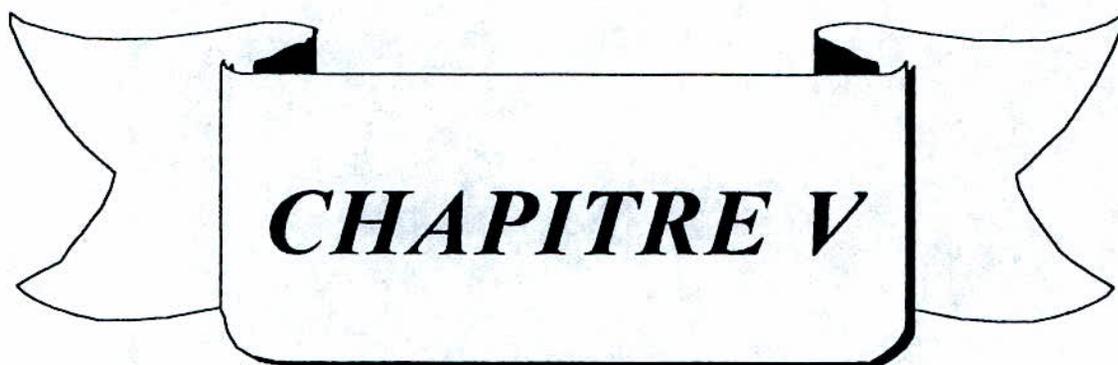
1.acrotère en BA (e = 10cm)	:	250 kg/m ²
2.enduit ciment 1 face(e = 2cm)	:	30 ~
		Σ
		G = 280 kg/m ²

V. Escalier:**V.1. Volée d'escalier:**

1.paillasse en BA (e=15cm)	:	347 kg/m ²
2.marches	:	176 ~
3.revêtement des marches et contre marches	:	100 ~
		<u> </u> Σ
		G = 623 kg/m ²
		Q = 250 kg/m ²

V.2. Palier:

1.revêtement granito	:	45 kg/m ²
2.mortier de pose	:	40 ~
3.sable sec	:	45 ~
4.dalle pleine en BA (e=15cm)	:	375 ~
		<u> </u> Σ
		G = 505 kg/m ²
		Q = 250 kg/m ²



CHAPITRE V

CENTRE DE MASSE

I. Centre de masse:

I.1. Définition:

On appelle centre de masse, le point sur lequel, l'effort sismique est appliqué. Les coordonnées de ce point sont données par les expressions suivantes:

$$X_{cm} = (\sum_i^i m_i x_i) / \sum_i^i m_i$$

$$Y_{cm} = (\sum_i^i m_i y_i) / \sum_i^i m_i$$

Pour calculer le centre de masse d'un étage, on tiendra compte des masses des éléments: dalles, maçonnerie, poutres, poteaux, voiles ect...

I.2. Choix du repère:

Le repère qu'on choisit est représenté par les deux axes: 'h' pour l'axe X, 'l' pour l'axe Y (voir le plan de fondation). Du fait que notre structure représente une symétrie selon l'axe X, on calculera donc les coordonnées suivant l'axe 'l' pour les trois types de plancher existants.

I.2.1. Centre de masse selon le sens longitudinal (l'axe l):

A. Planchers commerces:

Elément	X_i (m)	M_i (t)	$X_i M_i$ (t.m)
Poteaux	14.40	131.04	1886.97
Poutres	14.40	187.20	2695.68
Cloisons	14.40	41.47	597.19
Remplissages	14.40	46.08	663.55
Voiles 01	12.00	9.98	112.81
2	09.60	19.96	191.70
3	12.00	9.98	112.81
4	13.25	4.78	63.38
5	12.10	9.56	115.77
6	13.25	4.78	63.40
7	13.25	4.78	63.40
Σ	-----	469.64	6566.67

Donc le centre de masse du plancher commerce est:

$$\cdot X_{cm} = 13.98 \text{ m}$$

$$\cdot Y_{cm} = 14.40 \text{ m}$$

B. Planchers bureaux:

Elément	X_i (m)	M_i (t)	$X_i M_i$ (t.m)
Poteaux	14.40	86.24	1241.85
Poutres	14.40	187.20	2695.68
Cloisons	14.40	41.47	597.19
Remplissage	14.40	46.08	663.55
Voiles 1	12.00	8.44	101.28
2	09.60	16.90	162.24
3	12.00	8.44	101.28
4	13.25	8.10	107.39
5	12.10	16.21	196.14
6	13.25	8.10	107.39
7	13.25	8.10	107.39
Σ	-----	435.28	6081.38

$$\cdot X_{cm} = 13.97 \text{ m}$$

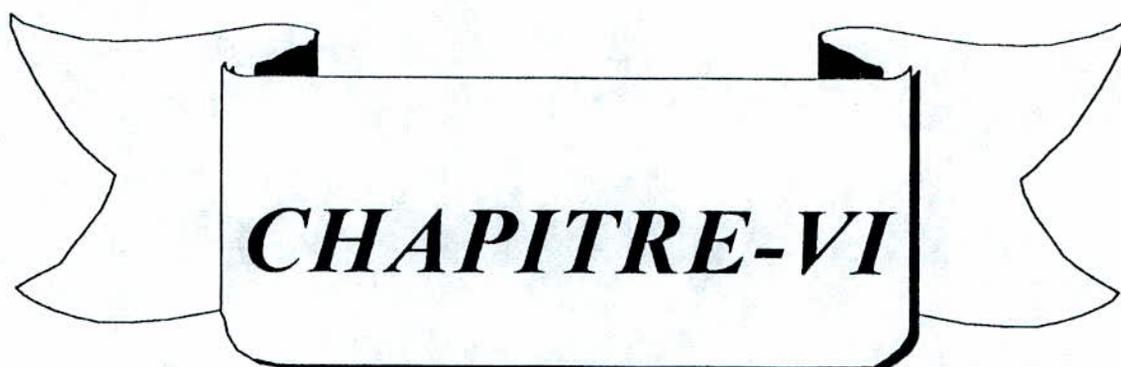
$$\cdot Y_{cm} = 14.4 \text{ m}$$

C. Planchers d'habitation:

Elément	X_i (m)	M_i (t)	$X_i M_i$ (t.m)
Poteaux	14.40	44.80	645.12
Poutres	14.40	187.20	2695.68
Cloisons	14.40	41.47	597.19
Remplissage	14.40	46.08	663.55
Voiles 1	12.00	9.98	73.72
2	9.60	19.96	221.18
3	12.00	9.98	147.45
4	13.25	4.78	44.52
5	12.10	9.56	105.98
6	13.25	4.78	52.99
7	13.25	4.78	61.45
Σ	-----	368.67	5308.87

$$\cdot X_{cm} = 14.02 \text{ m}$$

$$\cdot Y_{cm} = 14.40 \text{ m}$$



CHAPITRE-VI

***GENERALITES SUR LES
CONTREVENTEMENT***

I. Généralités sur les contreventements:

Le contreventement d'un immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales: essentiellement les forces d'origine sismique ou climatique (vent). Ces éléments: refends pleins et portiques, compte-tenu de l'hypothèse d'élasticité linéaire, les différents effets de flexion, torsion, compression etc... sont étudiés séparément sous:

- L'effet des charges verticales est généralement estimé d'une manière simple. Les résultats ainsi obtenus sont suffisamment proches de la réalité et un calcul plus fin, tenant compte des différentes phases de la construction (fluage, retrait, etc...) ne s'impose qu'au niveau de l'exécution, pour des structures exceptionnelles.

En ce qui concerne les sollicitations horizontales, le problème est le suivant: connaissant les efforts extérieurs, déterminer leur répartition entre les différents éléments de contreventement qui peuvent être étudiés comme des systèmes isolés.

II. Différents éléments de contreventement:

On peut distinguer plusieurs types de contreventement:

II.1. Contreventements plans:

- Refend plein,
- refend avec petites ouvertures,
- Mur avec une ou plusieurs files d'ouvertures,
- portiques,
- refends associés à un portique.

Tous ces éléments possèdent une rigidité dans leurs plans. En dehors de leurs plans, la rigidité est nulle ou négligeable.

II.1.1. Les Portiques:

le terme portique désigne une structure qui peut résister aux efforts horizontaux grâce à la rigidité des liaisons (noeuds) entre poutres et poteaux. L'effort est repris entre les différents éléments proportionnellement à leurs rigidités. Les contreventements par portiques ont connu un essor remarquable après la découverte de méthodes de calcul simplifiées (par exemple, la méthode de cross). Cette structure continue d'être utilisées pour des immeubles de faible et moyennes hauteurs; Cependant elle devient onéreuse et de conception lourde pour des bâtiments de plus de 7 à 8 niveaux (pour une zone de moyenne sismicité), cette limitation est due à des exigences de résistance vue les grandes déformations latérales du portique (mode distorsionnel).

II.1.2. Les Refends Linéaires (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 linéaires se sont avérés satisfaisants du point de vue économique pour des immeubles ne dépassant pas 20 à 25 niveaux.

Les structures à voiles sont assez rigides dans le sens de la disposition des refends. L'ossature en voiles dans une structure est généralement imposée par le type de coffrage disponible.

II.1.3. Contreventement mixte:

Dans certains cas où les portiques ne suffisent plus à assurer le contreventement, une liaison avec des refends permet d'augmenter leur capacité de résistance. Ceci peut être appliqué par le fait que sous l'action de forces latérales, 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. Lorsque ces deux éléments sont appelés à travailler conjointement, on se placera dans le cas de déformabilité non semblable pour l'ensemble de la structure, ceci aura comme conséquence sur le comportement global:

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

. Les poteaux sont moins sollicités à la base, mais en partie haute ils le sont fortement.

Dans une telle structure, les portiques s'activent en développant des forces de résistance réduisant la déformée en élévation d'où l'interaction portiques-voiles est équivalente à une charge complémentaire variable avec la hauteur.

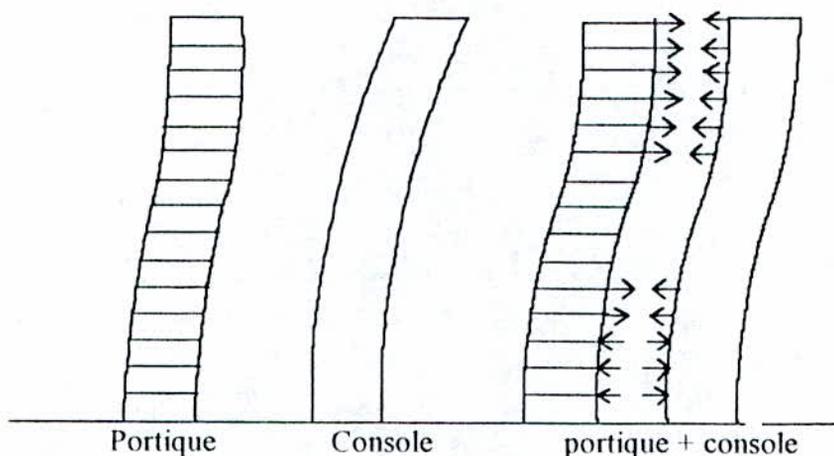


Fig VI.1: Intéraction portique-voile

II.1.4. Les Noyaux centraux:

Les limites des structures comprenant les refends se sont faites ressentir dès que les bâtiments tours ont été utilisés comme bureaux ce qui a poussé les ingénieurs à rechercher un nouveau genre de structures tout en concentrant les différents services dans un noyau central. Le noyau servira de contreventement tandis que les poteaux périphériques serviront à acheminer les efforts verticaux aux fondations.

Ce genre de structure est utilisé jusqu'à 30 niveaux en zone de moyenne sismicité.

Sous l'action de charge latérale le noyau sera soumis à plusieurs déformations notamment:

- . La torsion pure
- . La torsion fléchie
- . La flexion qui sera la sollicitation prépondérante dans la plupart des cas.

Par soucis de simplification, le concepteur admet par fois que l'action des forces latérales soit uniquement équilibrée par le noyau central. Il en résulte une surestimation des efforts et par conséquent un sur-dimensionnement du noyau.

Le problème peut être contourné en faisant participer les façades au contreventement. La rigidité de la structure peut alors être accrue. Mais le calcul de ce genre de structure est fastidieux sans modèle mathématique car la méthode qui intègre le noyau et la façade ne peut être utilisée qu'après avoir prédimensionner les deux parties (noyau et façade).

II.2. Contreventements non plans:

Ce sont essentiellement les cages avec ou sans ouvertures, les noyaux d'immeubles élevés et les murs ayant des sections en L, en T, etc... Ces éléments ont deux rigidités flexionnelles et pour les cages fermées une rigidité torsionnelle.

II.3. Contreventement des tours de grandes hauteurs:

Pour assurer la stabilité des structures élevées, il devient nécessaire de faire participer la façade conjointement avec le noyau central. Ou même dans certains cas exceptionnels, d'assurer le contreventement par la façade seule.

II.4. Contreventement longitudinal:

Il ne faut pas perdre de vue que, contrairement à ce qui se produit pour la stabilité vis-à-vis des sollicitations dues au vent, le contreventement longitudinal présente autant d'importance que le contreventement transversal. Il peut même arriver, si le bâtiment

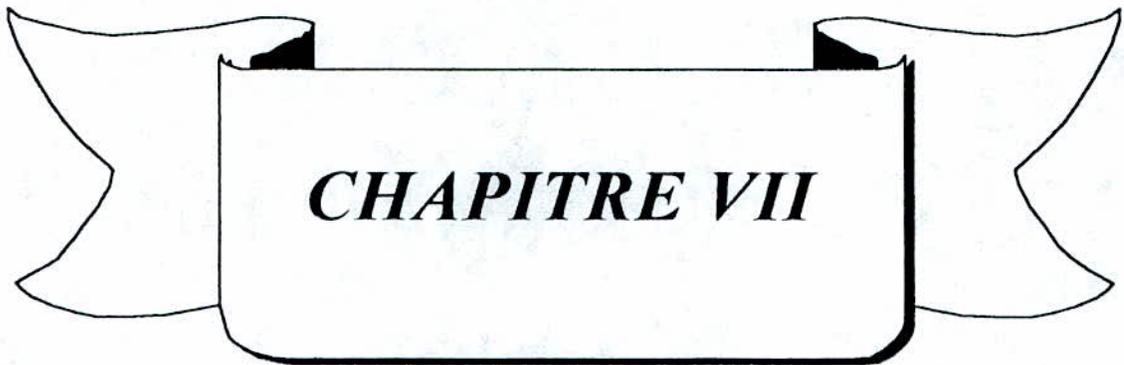
présente plus de raideur dans le sens longitudinal que dans le sens transversal, que les efforts sismiques longitudinaux l'emportent sur les efforts transversaux.

III. Déformabilité semblable et non semblable:

Lorsque les éléments de contreventements ont même loi de déformation on est en déformabilité semblable. Dans le cas contraire on est en déformabilité non semblable. La conséquence immédiate de cet état de fait est que lorsque deux éléments appelés à travailler conjointement n'ont pas la même loi de déformation, l'interaction de l'un sur l'autre est équivalente à une charge complémentaire variable avec la hauteur.

Remarque :

Les calculs en déformabilité non semblable sont plus compliqués qu'en déformabilité semblable.



CHAPITRE VII

GENERALITES SUR LES LOGICIELS

SAP90 MAG

I.Introduction:

Le calcul automatique permet, grâce à une analyse préalable, le traitement d'une classe importante de problèmes.

Plusieurs logiciels ont été développés pour faciliter le calcul automatique, nous avons travaillé sur les deux logiciels suivants:

. SAP90

. MAGE

II.SAP90:**II.1.Introduction:**

Les programmes SAP, lancés il y a plus de 32 ans, ont acquis la réputation du logiciel le plus utilisé dans le domaine de l'analyse des structures par éléments finis.

Opérationnel sur un ordinateur personnel, le SAP90 offre les performances de la technologie d'aujourd'hui: capacité de calcul, vitesse d'exécution, précision, analyses statique et dynamique.

SAP90 est une formule complète, il permet, en outre de la préparation et de l'exécution, l'interprétation graphique des résultats de l'analyse.

Plus récemment la famille SAP a mis au jour d'autres versions, citons: SAP95, Super SAP.

II.2.Modélisation:

La modélisation géométrique et mécanique d'une structure est basée sur deux pièces maîtresses, à savoir: les noeuds et les éléments.

La dimension géométrique d'une structure est établie en plaçant des points(noeuds), identifiés par leurs numéros, dans un repère spatial à l'aide de coordonnées tridimensionnelles. La géométrie de la structure sera complétée en connectant ces noeuds

entre eux par des éléments spécifiques tels que: poutres, plaques et coques, etc...Chaque élément a un seul numéro d'identification.

L'aspect modélisation comporte deux volets, l'emplacement des noeuds avec leurs conditions de fixation et l'implantation des éléments entre ces noeuds.

L'utilisation du SAP90 n'est pas conditionnée à introduire ses données en unités spécifiques, mais il peut choisir des unités cohérentes où les résultats seront produits en ces mêmes unités.

II.3.Fonctionnement:

Le programme SAP90 est un ensemble de programmes (modules) et qui sont exécutés dans un ordre déterminé.

Le module SAP90 est toujours exécuté le premier. A sa requête, on doit lui spécifier le nom du fichier de données de la structure à traiter. Une exécution sans erreur de ce module va créer le fichier GO.Bat. Ce dernier comporte une série de modules qui sont activés pour le traitement de la structure particulière et suivant les types d'analyse désirés.

L'étape suivante est de lancer GO, pour exécuter cette série de commandes. Après quoi nous aurons les fichiers suivants:

- .SAP image ordonnée du fichier de donnée
- .EIG fréquences et paramètres modales (vecteurs propres)
- .RIT fréquences et paramètres modales (vecteurs de Ritz)
- .SPC facteurs modaux d'analyse spectrale.
- .SOL déplacements et réactions aux noeuds (statique et dynamique)
- .F3F forces sur un élément FRAME (statique et dynamique)
- .F4F forces sur un élément SHELL (statique et dynamique)
- .F5F forces sur un élément ASOLID (statique et dynamique)
- .F8F forces sur un élément SOLID (statique et dynamique)
- .FEF forces sur les noeuds d'un élément (statique et dynamique)

.ERR erreurs et avertissements.

II.4. Analyse:

II.4.1. Analyse statique:

L'analyse statique implique la résolution d'un système d'équations linéaires de type:

$$[K] \{U\} = \{R\}$$

où:

[K] représente la matrice de rigidité.

{U} vecteur de déplacement.

{R} vecteur de chargement.

La structure peut être analysée pour plusieurs cas de charges au cours d'un seul passage. L'analyse dynamique peut être effectuée en même temps que l'analyse statique.

II.4.2. Analyse dynamique:

une étude dynamique peut être menée selon les méthodes suivantes:

- . Analyse dynamique directe
- . Analyse d'un problème aux valeurs propres
- . Analyse par des vecteurs de Ritz
- . Analyse par spectre de réponse
- . Analyse dans le domaine temporel

II.4.2.1. Analyse dynamique directe:

Un type classique est le chargement de la structure par des forces harmoniques de la forme:

$$\{R\} = \{F\} \sin(\omega t)$$

où:

ω est la pulsation de l'excitation.

L'équation d'équilibre pour ce type de structure à la forme suivante:

$$[K]\{U\} + [M]\{\ddot{U}\} = \{R\}$$

où: $[M]$ est la matrice des masses.

$\{\ddot{U}\}$ l'accélération de la structure.

Il est très intéressant de constater que la solution pour un chargement statique n'est rien d'autre que la solution de cette équation avec une fréquence nulle. La fréquence est exprimée en cycle par seconde. Les déplacements donnés par le programme sont des maximums qui varient comme la fonction $\sin(\omega t)$.

Il est à noter que l'amortissement de la structure doit être pris égal à zéro et aucune autre analyse ni statique ni dynamique ne peut être effectuée en même temps qu'une analyse directe.

II.4.2.2. Analyse d'un problème aux valeurs propres:

La résolution d'un système libre non amorti revient à déterminer les valeurs et les formes propres de l'équation:

$$[K][\Phi] = [M][\Phi][\Omega^2]$$

où:

$[\Omega^2]$ est la matrice diagonale formée de valeurs propres.

$[\Phi]$ est la matrice dont les colonnes représentent des vecteurs propres.

La méthode de superposition modale est utilisée pour l'analyse sismique avec soit un spectre de réponse ou l'analyse dans le domaine temporel.

II.4.2.3. Analyse avec les vecteurs de Ritz:

Une récente recherche a démontré que les modes propres de vibrations ne donnent pas une meilleure base pour l'analyse dynamique des structures soumises à un chargement

dynamique. La raison pour laquelle les vecteurs de Ritz produisent d'excellents résultats et qu'ils sont générés en considération la distribution spatiale du chargement dynamique.

II.4.2.4. Analyse spectrale:

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante:

$$[K]\{U\} + [C]\{\dot{U}\} + [M]\{\ddot{U}\} = [M]\{\ddot{U}_s\}$$

Avec: $[C]$ matrice d'amortissement,

$\{\ddot{U}_s\}$ accélération du sol,

$\{U\}, \{\dot{U}\}$ et $\{\ddot{U}\}$ sont le déplacement, la vitesse et l'accélération de la structure.

Le SAP90 résout ce système d'équation en utilisant l'approche de la superposition des réponses spectrales. En introduisant l'accélération du sol, l'excitation du sol est introduite comme une courbe digitalisée du spectre de réponse dans les directions de l'espace.

II.4.2.5. Analyse dynamique dans le domaine temporel:

Dans le cas général, le chargement appliqué sur une structure donnée est une fonction arbitraire de l'espace et du temps $F(s,t)$. Cette fonction peut être écrite comme une somme finie de série de vecteurs de chargement spatial et les fonctions du temps:

$$F(s,t) = \sum G(s)_i * f(t)_i$$

Pour le SAP90 le vecteur spatial peut être défini comme vecteur de chargement $G(s)$ et la fonction $f(t)$ peut être définie comme fonction du temps arbitraire ou périodique. La résolution du système d'équations de mouvement dynamique pour l'ensemble de la structure est basée sur la méthode standard de la superposition modale, et les solutions seront en fonction du temps.

III. MAGE:

III.1. Introduction:

MAGE est un logiciel d'analyse des structures par éléments finis et d'architecture modulaire.

Il a vu le jour en 1992. MAG-STR est disponible en plusieurs langues (Anglais, Français, Russe).

MAGE met en oeuvre plusieurs pré-procésseurs pour une saisie rapide des données. Il dispose de post-procésseurs, autorisant une analyse graphique des plus exhaustive des résultats. Il est ouvert aux post-traitements des applications les plus variées (béton armé, charpente métallique, charpente bois, mécanique des sols etc...).

III.2. Modélisation:

Le principe de la modélisation dans MAGE est le même que celui du SAP, à l'exception du type d'introduction des données.

MAG-STR met en oeuvre les possibilités de modélisation en sens structure, ce qui permet d'atteindre les géométries les plus complexes. Ainsi les différents composants associés à la structure finale sont définis indépendamment, et ensuite assemblés entre-eux pour former le schéma final. Le schéma peut être défini par trame régulière, il est ensuite corrigé grâce aux divers outils de DAO disponibles.

MAGE permet plusieurs options, citons:

- . génération des structures spatiales
- . une bibliothèque des éléments finis (plus de 70 différents types)
- . fonction ajout noeuds
- . fonction de sauvegarde de plusieurs sous-structures
- . création d'un plan d'implantation (plan d'assemblage)
- . assemblage par désignation de points de connexion
- . fonction duplication: Permet de copier sur plusieurs trames un même schéma
- . insertion de rotules (relaxation de certains degrés de liberté)

- . affectation des raideurs et autres caractéristiques physico-mécaniques des matériaux associés
- . insertion d'éléments finis spéciaux (ressorts, éléments de contact, liaison élastique)
 - . définition des lois de comportement personnalisées
 - . insertion de parties rigides (prise en charge des excentremments)
 - . contrôle de l'orientation des axes principaux d'inerties
 - . possibilités de rotation d'axes d'inerties
 - . mise en place des conditions aux limites
 - . capture des noeuds à bloquer par plans sécants virtuels
 - . définition des noeuds à déplacement identique suivant la direction d'un degré de liberté donné
- . application des charges sur une structure (capture des parties à charger par plans sécants)

III.3. Fonctionnement:

De même que SAP90, MAGE permet selon les chargements et leurs combinaisons introduites de faire une étude statique et/ou dynamique.

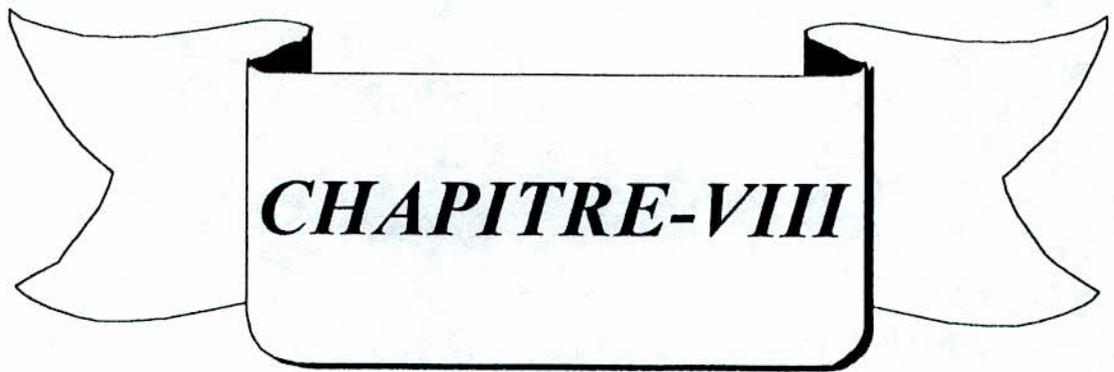
Lors de l'exécution du programme, MAGE suit les étapes suivantes:

- . contrôle syntaxique
- . contrôle des éléments
- . optimisation de la matrice de rigidité
- . assemblage de la matrice
- . triangularisation de la matrice
- . analyse dynamique
- . formation du chargement
- . calcul des déplacements
- . impression des déplacements
- . contrôle de solutions
- . calcul des efforts
- . impression des efforts
- . impression des réactions

- . calcul des combinaisons des efforts
- . impression des combinaisons des efforts

Après achèvement de l'exécution du programme, MAGE crée un gestionnaire d'impression des résultats. Ainsi on peut faire plusieurs types de sélections des sorties (déplacements, contraintes, réactions, modes, forces etc...).

MAGE possède un post-posséreur graphique permettant l'affichage des déformés (champs des contraintes, efforts, modes de vibrations, modes de stabilité etc...).



CHAPITRE-VIII

ETUDE DYNAMIQUE

I. Introduction:

La dynamique des structures a pour objectifs, le calcul et l'étude du comportement des structures soumises à des vibrations ou à des chocs. Les structures généralement caractérisées par une masse et une élasticité peuvent effectuer des mouvements relatifs sous l'action des sollicitations dynamiques. Si le mouvement est répétitif, il est appelé 'vibration'.

Généralement, on comprend par action dynamique la sollicitation produite par des charges qui varient rapidement avec le temps et qui contribuent à l'application des forces d'inertie.

Le problème fondamental de la dynamique des structures réside dans la détermination de la réponse de la structure à une excitation donnée, c'est à dire la description et la traduction de ces sollicitations en termes de cinématique.

Pour notre présent ouvrage nous avons opté pour le calcul automatique par le SAP90, ainsi que par MAGE. Ce calcul permet, grâce à une analyse préalable, le traitement d'une classe importante de problèmes.

L'analyse dynamique de structures importantes, requiert toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle, introduit ensuite comme données dans un programme de calcul dynamique, permet alors la détermination de ses modes propres de vibrations, des efforts engendrés par un signal défini appliqué à ce modèle, etc...

II. Modélisation:

Le modèle mathématique d'une structure dépend principalement de sa nature, de ses caractéristiques mécaniques et physiques.

Les deux logiciels utilisés dans notre étude introduisent une modélisation par éléments finis. Ce type de modélisation ne présente aucune difficulté, puisque les divers

éléments de la structure, voiles, poteaux, poutres sont représentés avec leur géométrie réelle par les éléments de coques, barres, etc. affectés d'une masse volumique: la procédure est alors identique à celle utilisée pour un simple calcul en éléments finis.

Pour le modèle de notre structure nous avons introduit les poteaux et les poutres ainsi que les linteaux en éléments barres (frame). Et les voiles et les trumeaux en éléments plaques (shell).

Les planchers de chaque niveau sont modélisés comme étant des masses concentriques aux noeuds, dont les coordonnées sont les coordonnées du centre de masse de chaque niveau. Ces noeuds sont appelés noeuds maîtres (master joints).

Les planchers possèdent une très grande rigidité dans leurs plans vis-à-vis les sollicitations horizontales. Et ce, par leurs caractéristiques géométriques et mécaniques qu'ils présentent. Ce qui nous ramène à affecter aux noeuds maîtres des conditions aux limites leur permettant d'agir en translation où en rotation dans leurs plans.

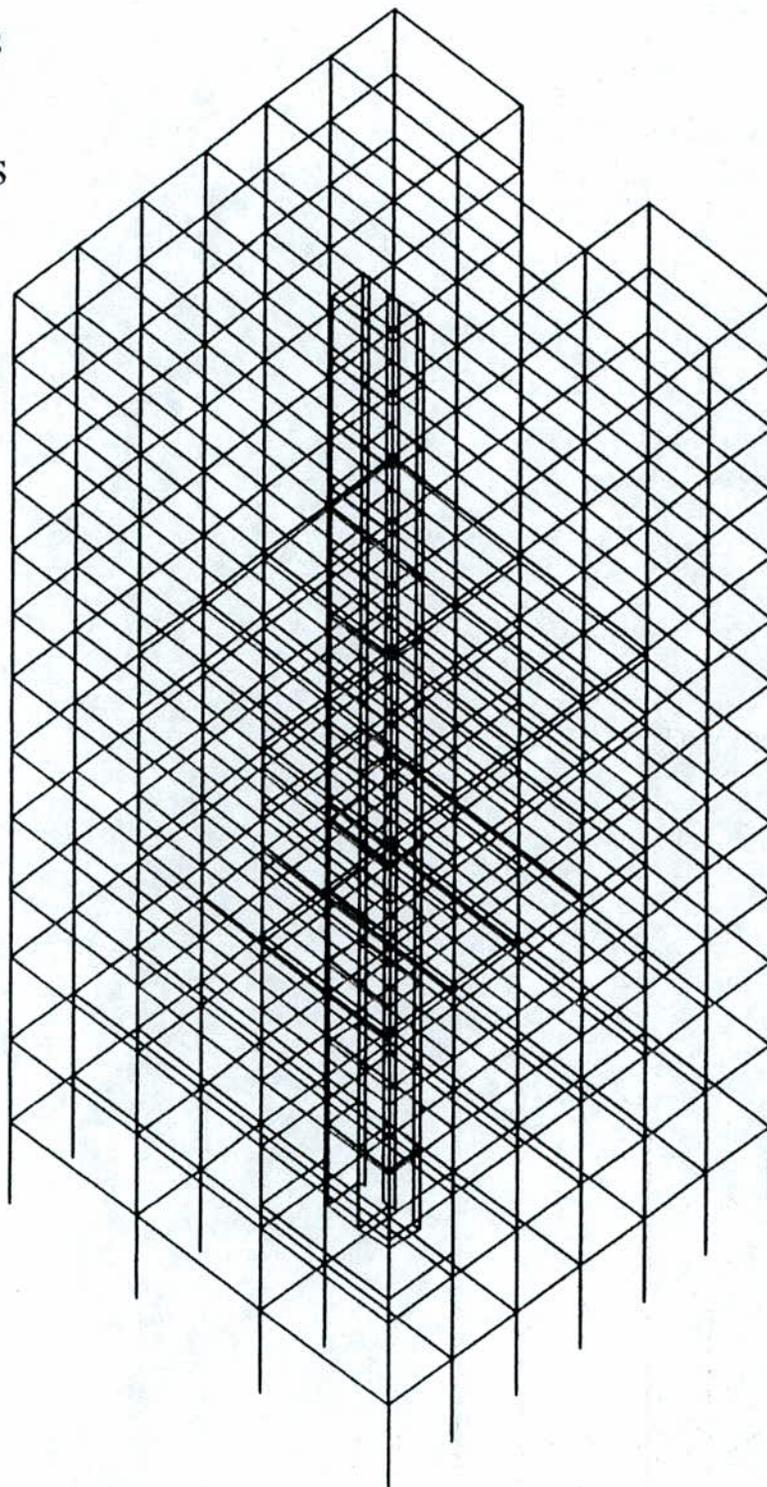
Au niveau de chaque planchers, tous les autres noeuds nous leur avons imposé des conditions aux limites leur permettant de suivre le noeud maître dans ses déplacements. Ces noeuds sont appelés noeuds esclaves (slave joints).

Vue la grande rigidité que présente notre structure à la base, nous avons supposé que tout les noeuds de la base sont parfaitement encastés.

Dans notre modélisation, nous avons ajouté des poutres auxiliaires au tour du noyau de chaque niveau. Ces poutres présentent une très grande rigidité flexionnelle dans le plan horizontal, elles sont aussi rigidement liées aux extrémités.

Les poutres auxiliaires servent à maintenir la forme de la section transversale du noyau. Elles apportent aux bords de l'élément plaque une rigidité contre la déformation verticale, elles permettent aux poutres (réelles) de liées les éléments du noyau à travers ses ouvertures, et permettent aussi aux poutres de liées le noyau avec toute autre partie de la structure totale.

611 noeuds
1013barres
157 plaques



III. Calcul dynamique:

Pour le calcul dynamique par le SAP90, on fait introduire un bloc de données qui définit les données nécessaires à l'analyse dynamique des structures par spectre de réponse:

Syntaxe: **Spec**

$$A = \langle a \rangle \quad S = \langle s \rangle \quad D = \langle d \rangle$$

$$\langle tp \rangle \quad \langle s_1 \rangle \quad \langle s_2 \rangle \quad \langle s_z \rangle$$

Avec:

Paramètres de réponse,

a: angle d'excitation dans la direction 1 (degrés). [0]

s: facteur d'échelle de la réponse spectrale. [1]

d: coefficient d'amortissement de la structure. [0]

Définition de la courbe du spectre, (fonction discrétisée point par point pour chaque période du temps).

tp: période de temps.

s₁: valeur de l'accélération spectrale au temps tp selon la direction 1.

s₂: valeur de l'accélération spectrale au temps tp selon la direction 2. [0]

s_z: valeur de l'accélération spectrale au temps tp selon la direction z. [0]

Dans notre cas, on a fait introduire un angle nul (a=0), ce qui signifie qu'on a injecté un séisme dans la direction transversal du bâtiment.

Pour le facteur d'échelle de la réponse spectrale, il correspond aux valeurs définies par les R.P.A : $S = A.B.Q.g$

Le coefficient d'amortissement des structures en béton armé est de: $d = 0.05$

Pour la définition de la courbe du spectre, les R.P.A88 la définit par le facteur d'amplification dynamique, ce dernier est fonction de la période, et de la nature du sol. Pour notre cas, on a un sol ferme.

IV. Résultats de calcul:

Les résultats des modes propres donnés par le SAP90:

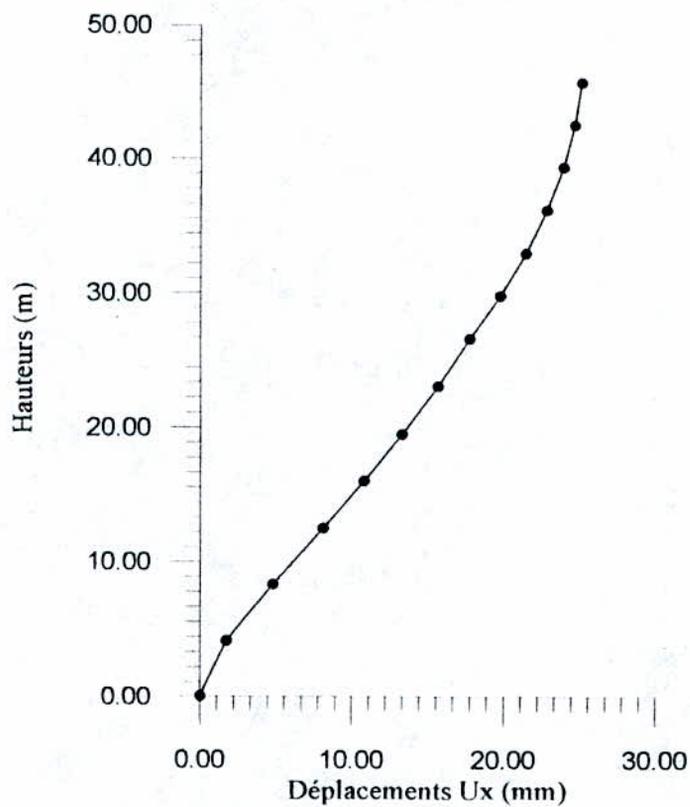
Mode	Valeurs Propres (rad/sec) ²	Fréquences circulaires (rad/sec)	Fréquences (Hz)	Période (sec)
1	17.2855	4.15758	0.661700	1.511258
2	36.2948	6.02452	0.958832	1.042936
3	149.531	12.2283	1.946194	0.513823
4	284.332	16.8622	2.683695	0.372621
5	484.481	22.0109	3.503148	0.285458
6	921.971	30.3640	4.832577	0.206929

Les résultats donnés par le MAGE:

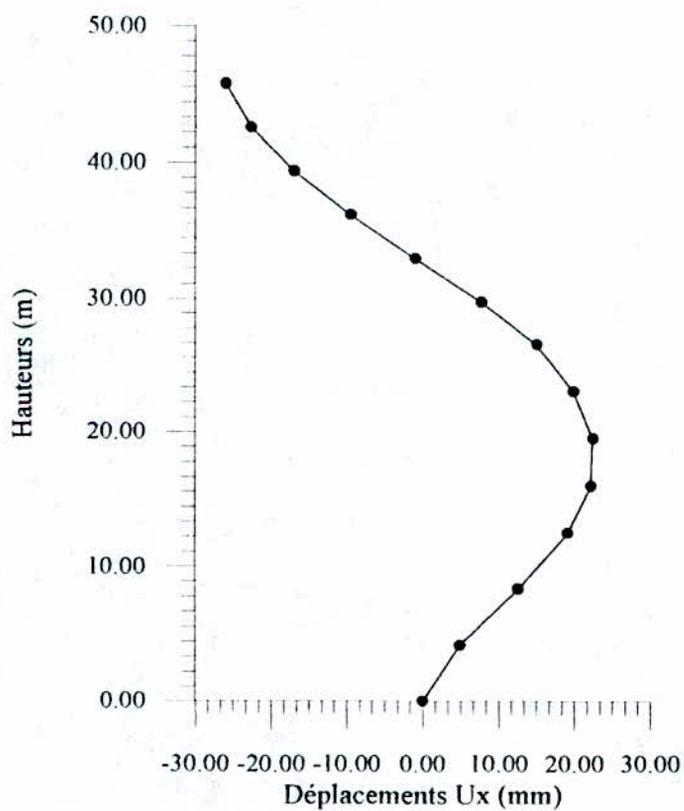
Mode	Valeurs Propres (rad/sec) ²	Fréquences circulaires (rad/sec)	Fréquences (Hz)	Période (sec)
1	17.76057	4.2122	0.6707	1.49091
2	53.55477	7.3144	1.1647	0.85858
3	304.3130	17.4356	2.7764	0.36018
4	755.5849	27.4732	4.3747	0.22858
5	1527.009	39.0569	6.2192	0.16079

Le pourcentage de participation de la masse de la construction:

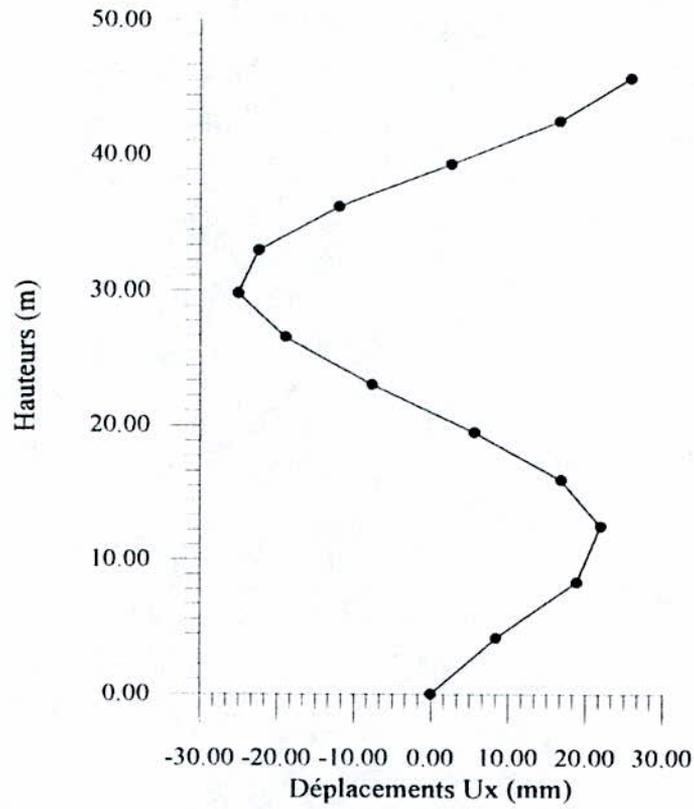
Mode	X-Dir	Y-Dir	Z-Dir	X-Somme	Y-Somme	Z-Somme
1	79.081	0	0	79.081	0	0
2	0	76.885	0	79.081	76.889	0
3	10.157	0	0	89.237	76.889	0
4	0	11.126	0	89.237	88.016	0
5	3.814	0	0	93.051	88.016	0
6	0	3.746	0	93.051	91.762	0



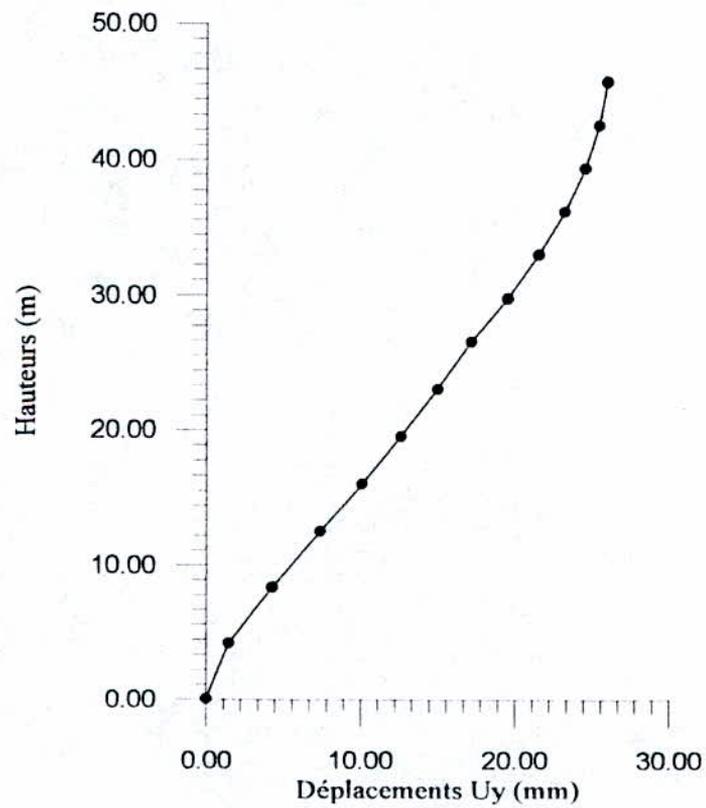
MODE 1



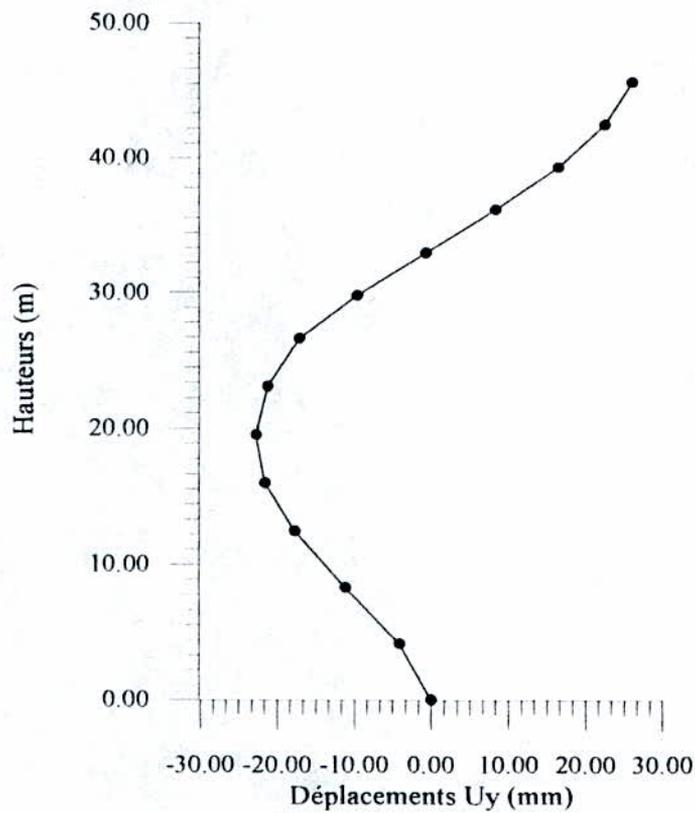
MODE 2



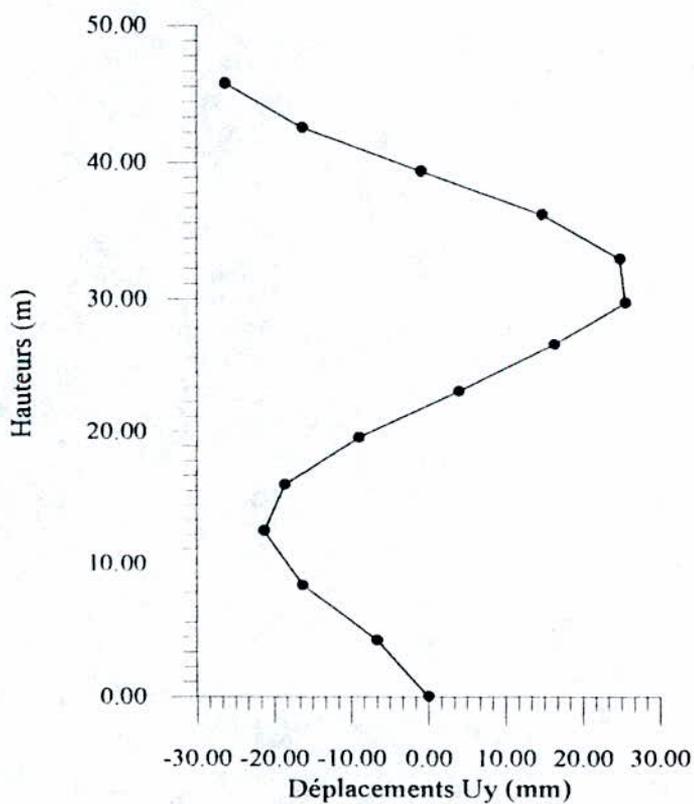
MODE 3



MODE 1



MODE 2



MODE 3

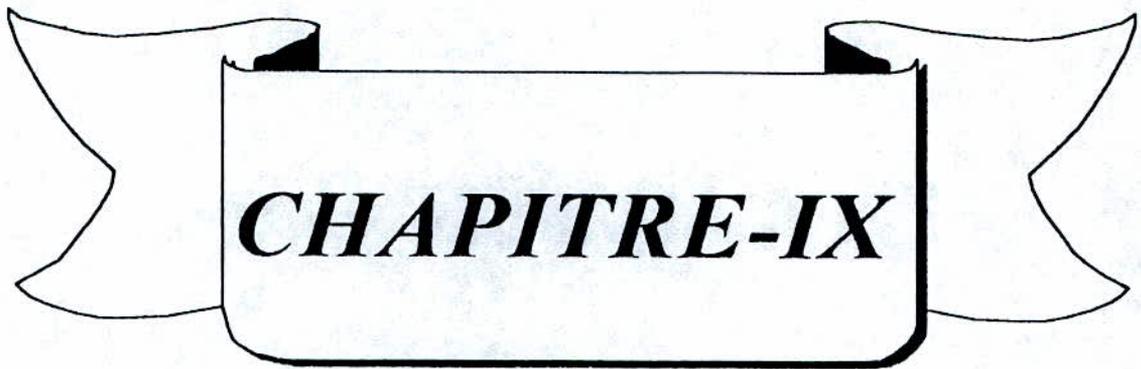
V. Interprétation des résultats:

Pour un séisme dans une direction horizontale, les modes propres excités correspondent, en général, à des déplacements verticaux faibles par rapport aux déplacements horizontaux.

Les résultats obtenus par les logiciels SAP90 et MAGE sont comparables, essentiellement pour le premier mode.

Comme dans notre cas, le bâtiment étant soumis à un séisme de direction horizontale, le nombre de modes propres à considérer est en général très faible. Ainsi, pour une structure régulière, seuls les trois premiers modes sont en fait à considérer, le premier étant toujours nettement prépondérant.

On peut alors sans risque d'erreur notable conserver ces seuls modes pour la suite de l'étude. A la lecture des efforts correspondants, on s'apercevra même souvent du peu d'influence du troisième mode, voire même du second.



CHAPITRE-IX

ETUDE AU VENT

I. Introduction:

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction. Ces forces dépendent de plusieurs paramètres, la région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage, la majoration dynamique, coefficient de traînée et de l'effet de masque.

L'action dynamique du vent se compose de:

- T: Force de traînée où action parallèle à l'action du vent,
- L: Force de dérivée où action perpendiculaire à l'action du vent,
- U: Force de portance où action verticale et perpendiculaire à la force du vent.

II. Force de traînée:

La force de traînée est donnée par la formule suivante:

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_c$$

tel que:

C_t : Coefficient de traînée, dépendent de l'élanement de l'ouvrage et de la rugosité de la surface.

$$C_t = C_{t0} \cdot \gamma_0$$

$C_{t0} = 1.3$: prisme 3 ou 4 cotés.

γ_0 : Coefficient dépendant du rapport de dimension sa valeur est donnée par le diagramme (R III 5), elle est fonction des dimensions de l'ouvrage.

Sens longitudinal: $\lambda_l = b/H = 29.3/46.4 = 1.58 \Rightarrow \gamma_0 = 1$

Sens transversal: $\lambda_t = a/H = 29.7/46.4 = 1.56 \Rightarrow \gamma_0 = 1$

$$C_t = C_{t0} \cdot \gamma_0 = 1.3 \text{ (pour les deux sens).}$$

β : Coefficient de majoration dynamique. Il est donné par la relation suivante:

$$\beta = \theta (1 + \xi \cdot \tau)$$

θ : Coefficient global qui dépend du type de construction.

$$30 < H < 60 \text{ m} \Rightarrow \theta = 0.7 + 0.01 (H - 30) = 0.864$$

ξ : Coefficient de réponse donné en fonction de la période.

Sens longitudinal: $T = 1.043 \text{ s} \Rightarrow \xi = 0.72$

Sens transversal: $T = 1.511 \text{ s} \Rightarrow \xi = 0.75$

τ : Coefficient de pulsation, fonction de la côte de l'étage considéré.

$$H = 46.4 \text{ m} \Rightarrow \tau = 0.306$$

$$\text{D'où: } \beta_l = 1.054$$

$$\beta_t = 1.062$$

δ : Coefficient de réduction des pressions dynamiques qui tient compte de l'effet des dimensions de l'ouvrage: $H = 46.4 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0.86$

$$q: \text{ pression de vent. } \quad q = K_s K_m q_{II}$$

K_s : Coefficient de l'effet de site, (région II, site normal $K_s = 1$).

K_m : Coefficient d'effet de masque, ouvrage non masqué $\Rightarrow K_m = 1$

q_{II} : Pression dynamique agissant au niveau H au-dessus du sol.

$$q_{II} = 2.5 q_{10} (H+18)/(q+60)$$

q_{10} : Pression dynamique de base

Pour une région située à une altitude inférieure à 1000 m en région II, on a:

$$q_{10} = 70 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{D'où: } q = 175 (H+18)/(H+60).$$

D_c : Le maître du couple est la dimension en plan du bâtiment suivant la direction du vent.

$$\text{Sens longitudinal: } b = 29.7 \text{ m} \Rightarrow D_c = 29.7 \text{ m.}$$

$$\text{Sens transversal: } a = 29.3 \text{ m} \Rightarrow D_c = 29.3 \text{ m.}$$

Finalement la force de traînée est dans le:

$$\text{Sens longitudinal: } T_l = 35.q$$

$$\text{Sens transversal: } T_t = 34.80.q$$

$$\text{Sous vent extrême: } T_e = T$$

$$\text{Sens longitudinal: } T_{e1} = 61.25.q$$

$$\text{Sens transversal: } T_{e1} = 60.90.q$$

$$q = 175 (H+18)/(H+60)$$

Hauteur	q	$T_{e1} (Kg/m^2)$	$T_{e2} (Kg/m^2)$
46.40	105.92	6487.66	6450.60
43.20	103.77	6356.50	6320.60
40.00	101.50	6216.86	6118.34
36.80	99.07	6068.05	6033.37
33.60	96.46	5909.05	5875.28
30.40	93.70	5738.80	5706.00
27.20	90.71	5556.04	5524.30
23.68	87.16	5338.87	5308.47
20.16	83.31	5102.64	5073.47
16.64	79.09	4844.69	4817.07
13.12	74.48	4561.92	4535.84
8.96	68.41	4190.51	4166.40
4.80	61.57	3771.41	3749.86

Calcul des efforts:

Vent longitudinal:

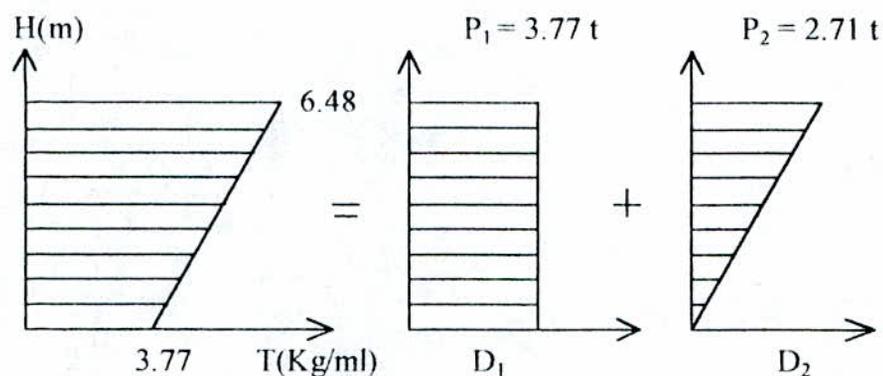


Diagramme 01:

$$T_1 = 175 \text{ t}$$

$$M_1 = T_1 \cdot H/2 = 4059.85 \text{ t.m}$$

Diagramme 02:

$$T_2 = 63.015 \text{ t}$$

$$M_2 = T_2 \cdot 2H/3 = 1949.27 \text{ t.m}$$

Diagramme total du vent extrême:

$$T_e = T_1 + T_2 = 238.01 \text{ t}$$

$$M_e = M_1 + M_2 = 6009 \text{ t.m}$$

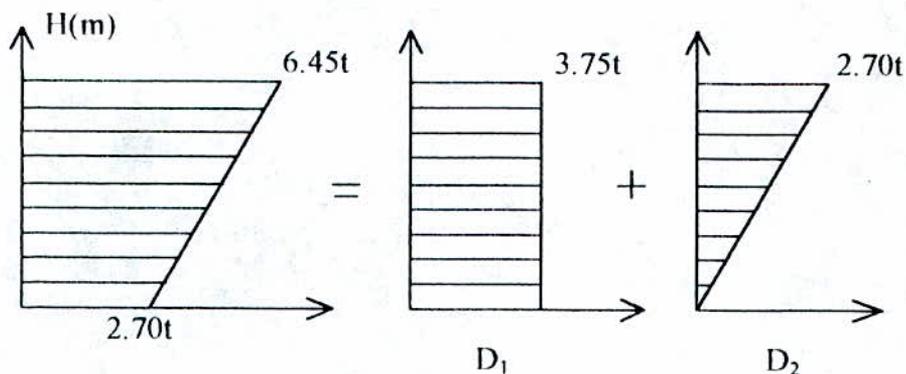
Vent transversal:

Diagramme 01:

$$T_1 = 173.99 \text{ t}$$

$$M_1 = T_1 \cdot H/2 = 4036.65 \text{ t.m}$$

Diagramme 02:

$$T_2 = 62.65 \text{ t}$$

$$M_2 = T_2 \cdot 2H/3 = 1938.18 \text{ t.m}$$

Diagramme total du vent extrême:

$$T_e = T_1 + T_2 = 236.64 \text{ t}$$

$$M_e = M_1 + M_2 = 5974.83 \text{ t.m}$$

III. Force de dérive:

Action perpendiculaire à celle du vent, elle correspond à une force qui s'exprime par:

$$L = C_1 \cdot \delta \cdot \beta \cdot q_{cr} \cdot d \cdot H / \tau$$

δ : coefficient de dimension (déjà calculé)

β : coefficient de majoration dynamique

C_1 : coefficient de dérive,

q_{cr} : pression dynamique critique tenant compte de l'amortissement.

d : largeur du maître couple.

H : la côte du niveau considéré à partir du sol

D'après les règlements N.V65, si la vitesse du vent est supérieure à 25m/s, il serait inutile de faire un calcul à la résonance.

Si : $T = T_K$, on aura dans ce cas le phénomène de résonance c'est à dire:

$$V = V_r = d/S.T$$

tel que: d : longueur du maître couple.

S : nombre dit de Stouhal, fonction de la rugosité des surfaces de la forme de la construction et de la rugosité du fluide.

On prend : $S = 0.25$

donc la vitesse sera égale à :

sens longitudinal : $V = 29.7/0.25.1.043 = 113.9 \text{ m/s} > 25\text{m/s}$

sens transversal : $V = 29.3/0.25.1.511 = 77.56 \text{ m/s} > 25\text{m/s}$

Donc il est inutile de faire un calcul à la résonance puisque dans les deux sens les vitesses sont supérieures à 25m/s.

IV. Force de portance:

C'est une action de soulèvement du bâtiment, mais généralement elle est négligeable devant le poids mort du bâtiment, elle s'exprime par:

$$U = C_u . \delta . q . S_u$$

tel que: C_u : coefficient de portance

$$C_u = C_i - C_e$$

C_i : coefficient de surpression intérieure sur la terrasse

$$C_i = 0.6(1.8 - 1.38\gamma_o) \quad \text{avec} \quad \gamma_o = 1 \Rightarrow C_i = 0.3$$

C_e : coefficient dépendant de l'angle d'inclinaison et γ_o

$$\alpha = 0 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} C_e = -0.5$$

$$\alpha = 1 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\}$$

$$C_u = 0.3 - (-0.5) = 0.8$$

$\delta = 0.86$ (déjà calculé)

S_u : surface de la terrasse ; $S_u = 870.21 \text{ m}^2$.

$q = 105.92 \text{ kg/m}^2$

$$U = 0.8.0.86.105.92.870.21 = 63.41 \text{ t}$$

Sous vent extrême:

$$U_c = 1.75U = 110.97t$$

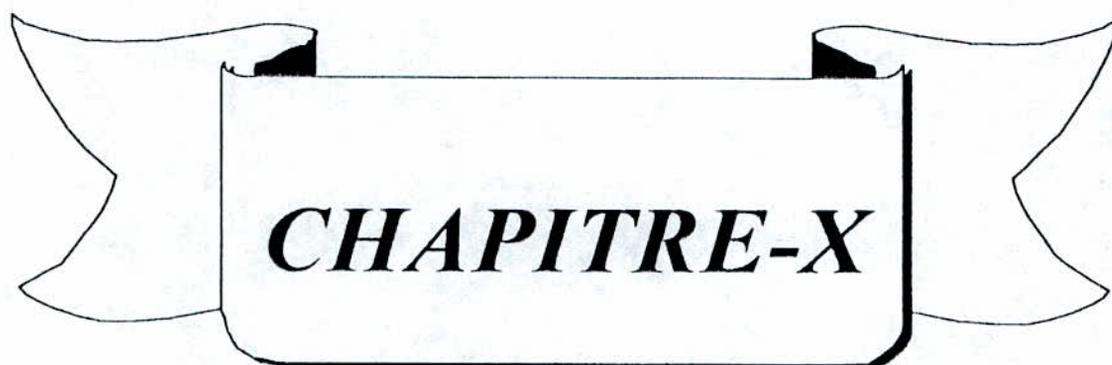
Si on désigne par G le poids total à vide du bâtiment, il faut vérifier que: $G > U_c$

On a: $G = 11957.85 t \gg U_c = 110.97 t$

Donc les effets de la portance sont négligeables.

V. Conclusion:

Cette étude a été menée dans un but purement pédagogique sachant d'avance que les efforts engendrés par l'action du vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme.



CHAPITRE-X

***FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA
SUPERSTRUCTURE***

I. Introduction:

Dans notre structure, le rôle du portique consiste à la transmission de la majorité des charges verticales. Cependant les voiles assurent le contreventement vis à vis des charges horizontales.

Dans les portiques, les poutres doivent assurer la transmission totale des charges qui leur reviennent des planchers, aux poteaux. Cependant le rôle des poteaux consiste à l'acheminement des charges verticales au sol de fondation.

II. Poteaux:

On opte pour trois types de section de poteaux, qui varient avec la hauteur du bâtiment et cela est dû à l'importante variation du poids d'un plancher à un autre.

Après un calcul automatique par SAP90, on donne les valeurs des efforts des différents types de poteaux les plus sollicités.

II.1. Valeurs numériques du calcul automatique:

On donne les valeurs de l'effort normal, ainsi que les moments dans le sens transversal et dans le sens longitudinal, sous ' 5 ' types de chargement.

a. Poteau central:

Le calcul montre que parmi les poteaux centraux les plus sollicités, on a le poteau F5. On donne les valeurs de l'effort normal et le moment fléchissant (transversal et longitudinal).

Effort normal:

Efforts Niveaux	$N_{1.35G+1.5P}$ (t)	$N_{G+P-1.2E}$ (t)	$N_{G+P+1.2E}$ (t)	$N_{0.8G-E}$ (t)	$N_{0.8G+E}$ (t)
12	58.59	42.98	42.90	3104	31.08
11	112.74	82.40	82.30	57.46	57.54
10	167.37	122.15	122.26	84.18	84.25
9	222.24	162.06	162.02	111.03	111.06
8	277.45	202.26	202.22	138.04	138.07
7	333.26	242.89	242.98	165.33	165.40
6	389.74	284.06	283.06	192.99	193.16
5	453.50	330.10	329.80	220.82	221.06
4	517.82	376.55	376.15	248.92	249.25
3	582.82	423.51	422.98	277.33	277.78
2	649.93	471.61	470.90	306.64	307.23
1	741.30	537.30	536.35	340.63	341.42
RDC	834.00	603.53	602.32	374.75	375.97

Moment fléchissant longitudinale:

Efforts Niveaux	$M_{1.35G+1.5P}$ (t.m)	$M_{G+P-1.2E}$ (t.m)	$M_{G+P+1.2E}$ (t.m)	$M_{0.8G-E}$ (t.m)	$M_{0.8G+E}$ (t.m)
12	2.70	1.99	2.70	2.65	1.27
11	2.78	2.01	2.02	1.33	1.33
10	2.47	1.79	1.80	1.16	1.16
9	2.32	1.68	1.67	1.10	1.08
8	1.93	1.40	1.40	0.90	0.89
7	1.64	1.18	1.19	0.74	0.73
6	2.41	1.75	1.75	1.16	1.15
5	1.90	1.31	1.38	0.92	0.91
4	1.31	0.95	0.95	0.64	0.63
3	0.88	0.63	0.64	0.40	0.40
2	1.16	0.84	0.84	0.57	0.56
1	0.12	0.09	0.10	0.13	0.12
RDC	0.045	0.03	.003	0.001	0.001

Moment fléchissant transversal:

Efforts Niveaux	$M_{1.35G+1.5P}$ (t.m)	$M_{G+P-1.2E}$ (t.m)	$M_{G+P+1.2E}$ (t.m)	$M_{0.8G-E}$ (t.m)	$M_{0.8G+E}$ (t.m)
12	4.11	3.25	3.10	2.12	2.74
11	3.17	2.77	1.82	1.06	1.85
10	3.20	3.05	1.58	0.85	2.07
9	2.93	3.12	1.12	0.51	2.17
8	2.78	3.30	0.73	0.20	2.33
7	1.94	2.87	0.06	0.34	2.10
6	2.38	3.43	0.01	0.36	2.50
5	1.90	3.34	0.60	0.80	2.48
4	1.60	3.40	1.10	1.17	2.57
3	1.11	3.18	1.57	1.50	2.47
2	0.87	3.66	2.41	2.15	2.91
1	0.46	4.10	3.42	2.93	3.33
RDC	0.09	6.60	6.45	5.40	5.47

b. Poteau de rive:

D'après les résultats de calcul, le poteau de rive le plus sollicité est le poteau F7.

Effort normal:

Efforts Niveaux	$N_{1.35G+1.5P}$ (t)	$N_{G+P-1.2E}$ (t)	$N_{G+P+1.2E}$ (t)	$N_{0.8G-E}$ (t)	$N_{0.8G+E}$ (t)
12	25.01	18.37	18.15	12.58	12.76
11	51.69	37.93	37.31	25.04	25.56
10	78.22	57.70	56.25	37.33	38.37
9	104.66	77.14	75.01	49.40	51.25
8	130.97	96.80	93.54	61.45	64.70
7	157.13	116.47	111.84	73.25	77.09
6	183.63	136.50	130.30	85.21	90.40
5	236.07	175.02	167.04	105.91	112.56
4	288.17	213.38	203.47	126.28	134.64
3	340.20	251.73	240.00	146.76	156.71
2	393.10	290.75	276.75	167.72	179.40
1	466.25	343.61	327.67	191.88	204.66
RDC	539.60	396.20	378.81	215.00	229.50

Moment fléchissant longitudinal:

Efforts Niveaux	$M_{1.35G+1.5P}$ (t.m)	$M_{G+P-1.2E}$ (t.m)	$M_{G+P+1.2E}$ (t.m)	$M_{0.8G-E}$ (t.m)	$M_{0.8G+E}$ (t.m)
12	14.08	10.22	10.22	6.64	6.64
11	11.51	8.32	8.32	5.19	5.19
10	12.09	8.75	8.75	5.51	5.51
9	11.92	8.63	8.63	5.43	5.43
8	12.23	8.85	8.85	5.57	5.57
7	11.17	8.08	8.08	5.10	5.10
6	3.58	2.60	2.60	1.64	1.64
5	1.08	0.75	0.78	0.47	0.47
4	0.06	0.04	0.04	0.03	0.03
3	0.21	0.15	0.15	0.07	0.07
2	0.33	0.24	0.24	0.15	0.15
1	0.20	0.14	0.14	0.03	0.03
RDC	0.11	0.08	0.08	0.03	0.03

Moment fléchissant transversal:

Efforts Niveaux	$M_{1.35G+1.5P}$ (t.m)	$M_{G+P-1.2E}$ (t.m)	$M_{G+P+1.2E}$ (t.m)	$M_{0.8G-E}$ (t.m)	$M_{0.8G+E}$ (t.m)
12	5.24	3.77	3.87	2.68	2.60
11	3.86	2.72	2.91	1.98	1.83
10	4.04	2.72	3.17	2.19	1.81
9	3.79	2.37	3.15	2.20	1.55
8	3.80	2.26	3.26	2.29	1.46
7	2.71	1.02	2.75	2.00	0.71
6	3.60	2.02	3.30	2.28	1.21
5	3.23	1.45	3.23	2.25	0.76
4	3.10	1.17	3.33	2.33	0.54
3	2.45	0.47	3.08	2.25	0.07
2	3.00	0.24	4.07	2.81	0.37
1	3.35	0.45	5.24	3.64	1.10
RDC	1.15	5.42	7.06	5.64	4.76

c. Poteau d'angle:

Le poteau le plus sollicité est le poteau H7.

Effort normal:

Efforts Niveaux	$N_{1.35G+1.5P}$ (t)	$N_{G+P-1.2E}$ (t)	$N_{G+P+1.2E}$ (t)	$N_{0.8G-E}$ (t)	$N_{0.8G+E}$ (t)
12	22.23	16.31	16.09	10.95	11.13
11	48.47	35.55	34.93	23.13	23.65
10	94.61	54.83	53.67	35.16	36.21
9	100.72	74.21	72.08	47.08	48.85
8	126.78	93.67	90.43	58.97	61.57
7	152.72	113.17	108.56	90.50	74.44
6	179.07	133.46	127.24	82.51	87.70
5	209.55	155.91	147.93	94.43	101.08
4	239.57	178.47	178.56	116.30	114.55
3	269.36	208.91	188.98	118.01	127.95
2	360.67	224.50	210.50	130.54	142.20
1	343.35	255.80	239.86	144.81	158.10
RDC	385.71	286.63	269.25	159.15	173.64

Moment fléchissant longitudinal:

Efforts Niveaux	$M_{1.35G+1.5P}$ (t.m)	$M_{G+P-1.2E}$ (t.m)	$M_{G+P+1.2E}$ (t.m)	$M_{0.8G-E}$ (t.m)	$M_{0.8G+E}$ (t.m)
12	16.83	12.19	12.19	7.76	7.76
11	13.77	9.94	9.94	6.11	6.11
10	14.41	10.41	10.41	6.45	6.45
9	14.15	10.22	10.22	6.33	6.33
8	14.74	10.65	10.65	6.57	6.57
7	11.72	8.48	8.48	5.33	5.33
6	16.81	12.05	12.05	6.76	6.76
5	16.01	11.44	11.44	6.15	6.15
4	17.27	12.34	12.34	6.66	6.66
3	11.28	8.08	8.08	4.53	4.53
2	22.75	16.08	16.08	7.31	7.31
1	26.64	18.75	18.76	7.96	7.96
RDC	8.75	13.80	6.17	2.68	2.68

Moment fléchissant transversal:

Efforts Niveaux	$M_{1.35G+1.5P}$ (t.m)	$M_{G+P-1.2E}$ (t.m)	$M_{G+P+1.2E}$ (t.m)	$M_{0.8G-E}$ (t.m)	$M_{0.8G+E}$ (t.m)
12	3.03	2.17	2.26	1.59	1.51
11	2.56	1.77	1.96	1.38	1.22
10	2.62	1.69	2.14	1.52	1.14
9	2.51	1.65	2.22	1.60	0.95
8	2.58	1.38	2.40	1.70	0.88
7	1.88	0.59	2.15	1.61	0.31
6	2.67	1.30	2.58	1.80	0.73
5	2.46	0.89	2.67	1.97	0.39
4	2.46	0.70	2.87	0.02	0.22
3	2.02	0.16	2.77	2.04	0.13
2	2.60	0.06	3.76	2.60	0.58
1	3.04	0.68	5.01	3.48	1.27
RDC	1.06	2.60	7.00	5.60	4.81

II.2. Ferrailage des poteaux:

Vue que le poteau le plus sollicité est le poteau central, donc on va calculer le ferrailage de ce poteau à l'E.L.U et faire une vérification à l'E.L.S.

2.2.1. Calcul des armatures à l'E.L.U:

A la base, nous avons pris une section de $(90 \times 50) \text{ cm}^2$. Comme le tableau l'indique, l'effort prépondérant est un effort de compression ($N = 834 \text{ t}$), le calcul des sections d'armatures nous donne les valeurs suivantes:

$$A_s = 28.25 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 9\Phi 20$$

$$A_s = 28.25 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 9\Phi 20$$

Au 3^{ème} niveau, on prend une section de $(70 \times 50) \text{ cm}^2$. L'effort prépondérant est un effort de compression ($N = 582.82 \text{ t}$). Les sections d'armatures sont les suivantes:

$$A_s = 12.50 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 7\Phi 16$$

$$A_s = 12.50 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 7\Phi 16$$

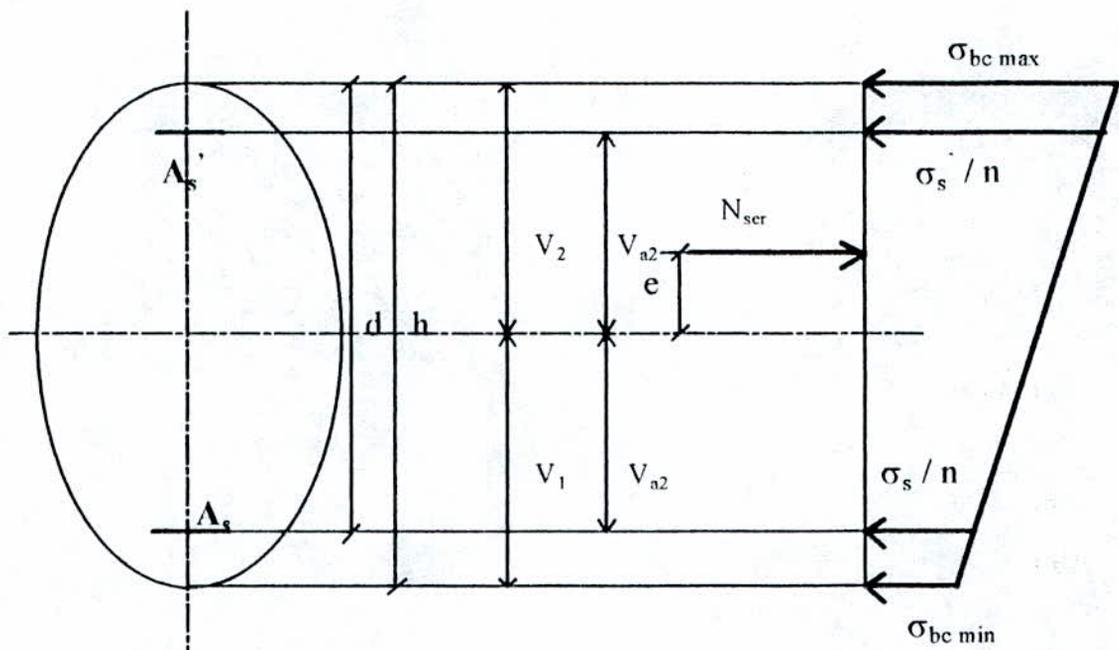
Au 7^{ème} niveau, on prend une section de $(50 \times 40) \text{ cm}^2$. L'effort le plus prépondérant est un effort de compression ($N = 333.26 \text{ t}$). Les sections d'armatures sont:

$$A_s' = 7.18 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 4\Phi 16$$

$$A_s = 7.18 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 4\Phi 16$$

2.1.2. Vérifications des contraintes à l'E.L.S:

Le diagramme de vérification suivant, est valable pour toutes les formes de sections.



On vérifie les contraintes du béton et de l'acier pour une section entièrement comprimée.

$$f_{c\ 28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min(2/3 f_c, 110\eta) = 240 \text{ MPa}$$

A la base du poteau:

$$\sigma_{bc} = N_{ser} / S \leq 0.6f_{c\ 28}$$

$$\sigma_{bc} = 598.70 / 90.50 = 0.133 \text{ t.m}^2 = 13.3 \text{ MPa} \leq 0.6f_{c\ 28} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{Vérifiée}$$

Du diagramme des contraintes on a:

$$\sigma_s / n = \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_s = n\sigma_{bc}$$

$$\sigma_s = 15(13.3) = 199.50 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa.} \quad \text{Vérifiée}$$

Au 3^{ème} niveau:

$$\sigma_{bc} = N_{ser} / S \leq 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 468.27 / 70.50 = 0.1338 \text{ t.m}^2 = 13.38 \text{ MPa} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{Vérifiée}$$

Du diagramme des contraintes on a:

$$\sigma_s = n\sigma_{bc}$$

$$\sigma_s = 15(13.38) = 200.70 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa.} \quad \text{Vérifiée}$$

Au 7^{ème} niveau:

$$\sigma_{bc} = N_{ser} / S \leq 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 242.22 / 50.40 = 0.1211 \text{ t.m}^2 = 12.11 \text{ MPa} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{Vérifiée}$$

Du diagramme des contraintes on a:

$$\sigma_s = n\sigma_{bc}$$

$$\sigma_s = 15(12.11) = 181.65 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa.} \quad \text{Vérifiée}$$

II.3. Schémas de ferraillage:

On donne les trois coupes transversales dans les poteaux à chaque niveau, ainsi que la coupe longitudinale du poteau. On montre dans la coupe longitudinale la variation de section du poteau et les précautions à prendre en considération.

Remarque:

1. La zone nodale est constituée par le noeud poutre-poteau et les extrémités des barres qui y concourent. Elle est définie comme suit:

$$h = \text{Max} [h_c / 6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}]$$

$$l = 2h$$

avec: - b_1 h_1 : dimensions de la section droite du poteau

- h : hauteur de la section droite de la poutre concourante au poteau.

2. Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales. La longueur de recouvrement l_r vaut: $l_r = 50 \Phi_1$.

3. L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit (pour la zoneII):

$S_t \leq \text{Min} (10\Phi, 15 \text{ cm})$: en zone nodale.

$S_t \leq 15\Phi$: en zone courante.

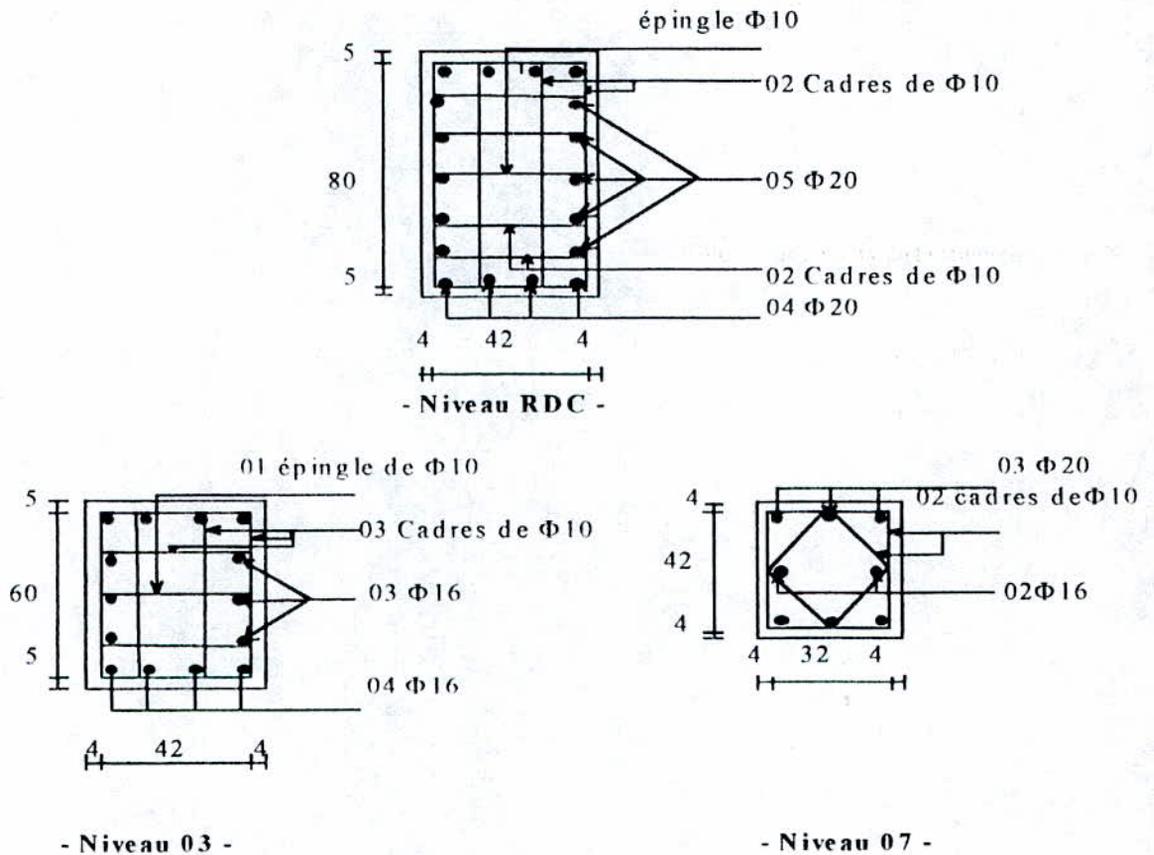


Fig-X.1- : Coupe transversal dans les poteaux.

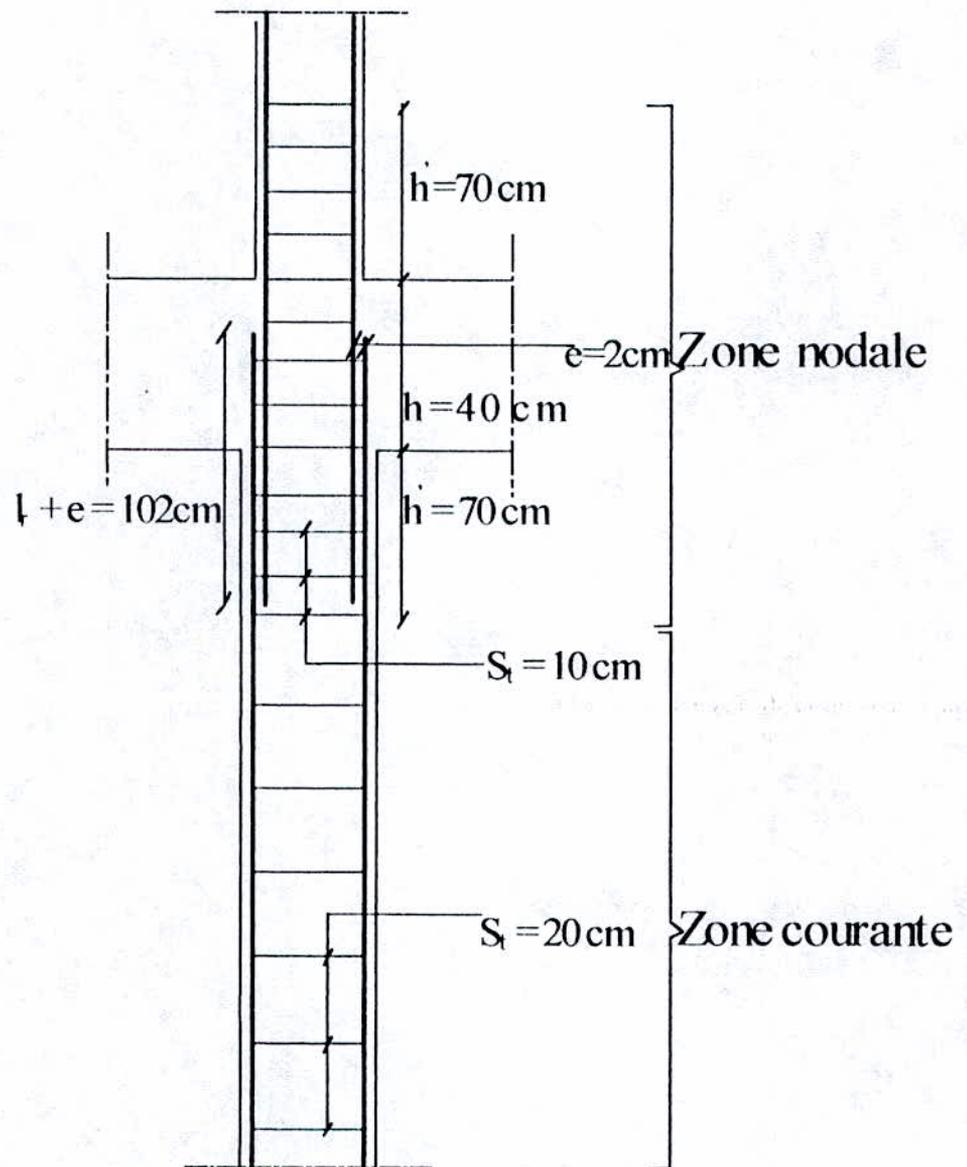


Fig-X2: Coupe longitudinale

III. Poutres:

III.1. Introduction:

La poutre, soumise à une flexion simple, sera ferrillée en considérant une section en T.

III.2. Choix de la section en T:

La largeur de la table de compression est fixée par les B.A.E.L. Sa largeur maximale est limitée par la plus faible des deux valeurs indiquées ci-dessous:

- 1/2 de la distance entre les deux faces voisines de deux nervures consécutives
- 1/10 de la portée de la travée.

De plus, la largeur de la table est telle que: $(b-b_0)/2 \leq L/10$.

Avec: b: largeur de la table.

b_0 : largeur de la nervure

L: portée de la poutre.

Remarque: On adopte pour chaque type de plancher le même ferrailage.

III.3. Résultats de calcul:

III.3.1. Poutres longitudinales:

a. Plancher commerce:

Combinaison	$M_{1.35G+1.5P}$			M_{G+P+E}			M_{G+P-E}		
	M_w	M_{tr}	M_e	M_w	M_{tr}	M_e	M_w	M_{tr}	M_e
Moment (t.m)									
Travée 01	59.31	30.03	57.10	42.07	21.35	40.56	43.23	22.19	41.69
Travée 02	58.73	29.41	58.73	41.75	20.91	41.75	43.05	21.59	43.05
Travée 03	57.10	30.03	59.13	40.56	21.35	42.07	41.69	22.19	43.23

b. Plancher bureaux:

Combinaison	$M_{1.35G+1.5P}$			M_{G+P+E}			M_{G+P-E}		
	M_w	M_{tr}	M_e	M_w	M_{tr}	M_e	M_w	M_{tr}	M_e
Travée 01	42.34	22.77	40.22	30.50	16.40	28.95	33.11	16.95	29.25
Travée 02	42.56	21.50	42.56	30.65	15.47	30.65	31.92	16.17	31.92
Travée 03	40.22	22.77	42.33	28.94	16.40	30.50	29.25	16.95	33.11

c. Plancher habitation:

Combinaison	$M_{1.35G+1.5P}$			M_{G+P+E}			M_{G+P-E}		
	M_w	M_{tr}	M_e	M_w	M_{tr}	M_e	M_w	M_{tr}	M_e
Travée 01	38.13	21.48	34.12	27.71	15.62	24.81	27.65	16.90	26.27
Travée 02	37.95	19.63	37.95	27.59	14.28	27.59	28.86	14.98	28.86
Travée 03	34.12	21.48	38.13	24.81	15.62	27.71	26.27	16.90	27.65

d. Plancher terrasse:

Combinaison	$M_{1.35G+1.5P}$			M_{G+P+E}			M_{G+P-E}		
	M_w	M_{tr}	M_e	M_w	M_{tr}	M_e	M_w	M_{tr}	M_e
Travée 01	32.88	24.75	37.25	24.01	18.13	27.30	23.34	19.78	28.69
Travée 02	39.55	20.23	39.57	28.98	14.79	27.30	30.33	15.42	30.33
Travée 03	37.25	24.76	32.88	27.30	18.11	24.02	28.69	19.78	23.34

III.3.2. Poutres transversales:**a. Plancher commerce:**

Combinaison	$M_{1.35G+1.5P}$			M_{G+P+E}			M_{G+P-E}		
	M_w	M_{tr}	M_e	M_w	M_{tr}	M_e	M_w	M_{tr}	M_e
Travée 01	6.12	2.72	4.36	2.38	2.21	1.12	9.33	0.33	6.71
Travée 02	3.78	2.75	6.76	0.88	1.83	3.21	5.37	0.26	9.62
Travée 03	5.36	2.53	5.32	2.40	1.94	2.37	7.07	1.56	5.22
Travée 04	6.87	2.74	3.68	2.27	2.35	0.79	7.87	0.12	8.11
Travée 05	5.15	2.66	5.40	1.69	2.05	1.88	6.51	0.49	9.60
Travée 06	4.28	2.71	6.23	1.06	1.09	2.45	8.51	0.17	7.27

b. Plancher bureaux:

Combinaison	$M_{1.35G+1.5p}$			M_{G+P+E}			M_{G+P-E}		
	M_w	M_{tr}	M_c	M_w	M_{tr}	M_c	M_w	M_{tr}	M_c
Moment (t.m)									
Travée 01	5.69	2.17	2.03	2.06	2.16	0.57	7.93	0.32	5.46
Travée 02	0.96	2.34	6.85	1.20	1.60	3.13	6.53	0.94	6.94
Travée 03	4.00	1.91	3.96	1.20	1.56	1.13	6.76	0.89	6.77
Travée 04	7.15	2.40	0.69	3.32	2.52	0.57	7.03	0.76	6.49
Travée 05	3.61	2.01	4.13	1.45	1.65	0.96	6.67	0.87	6.79
Travée 06	1.90	2.16	5.90	0.66	1.48	2.20	5.39	1.19	8.02

c. Plancher habitation:

Combinaison	$M_{1.35G+1.5p}$			M_{G+P+E}			M_{G+P-E}		
	M_w	M_{tr}	M_c	M_w	M_{tr}	M_c	M_w	M_{tr}	M_c
Moment (t.m)									
Travée 01	6.90	2.54	0.15	3.55	2.44	1.53	9.27	2.24	0.00
Travée 02	1.94	3.20	9.08	2.76	2.64	5.30	0.00	2.44	12.51
Travée 03	3.64	1.73	3.60	1.45	1.35	1.41	4.98	0.48	5.01
Travée 04	9.74	3.47	2.50	5.77	3.44	0.54	13.59	3.41	3.13
Travée 05	2.74	2.00	3.98	3.19	1.49	1.46	3.77	0.84	5.24
Travée 06	0.13	2.46	7.12	1.52	1.85	3.70	0.14	0.68	9.80

d. Plancher terrasse:

Combinaison	$M_{1.35G+1.5p}$			M_{G+P+E}			M_{G+P-E}		
	M_w	M_{tr}	M_c	M_w	M_{tr}	M_c	M_w	M_{tr}	M_c
Moment (t.m)									
Travée 01	8.02	3.36	0.39	5.53	2.55	0.56	7.77	4.21	3.02
Travée 02	2.63	4.00	11.38	2.27	3.08	7.82	0.00	5.61	13.73
Travée 03	4.47	2.01	4.47	2.78	1.50	2.76	4.30	1.28	4.39
Travée 04	12.11	4.20	3.10	8.36	3.30	2.61	14.78	6.03	0.00
Travée 05	2.84	2.70	4.81	1.74	1.98	3.20	1.08	3.00	3.80
Travée 06	0.28	2.94	8.05	0.12	2.20	5.55	1.55	3.06	8.02

III.4. Calcul de ferrailage:

III.4.1. Armatures longitudinales:

On donne les sections d'armatures nécessaires des poutres dans les tableaux suivant:

Poutres longitudinales	Section d'acier (cm ²)						
	Niveaux	Appui 01	Appui 02	Appui 03	Appui 04	travée 1	travée 2
Terrasse	15.71	19.25	19.25	15.71	11.59	9.36	11.59
7 ^{cm} au 12 ^{cm}	18.48	18.39	18.39	18.48	9.97	9.08	9.97
3 ^{cm} au 6 ^{cm}	20.76	20.88	20.88	20.76	10.60	9.97	10.60
1 ^{er} et 2 ^{em}	29.56	29.32	29.32	29.56	14.14	13.93	14.14

POUTRES TRANSVERSALES				
Types de planchers	Terrasse	7 ^{cm} au 12 ^{cm}	3 ^{cm} au 6 ^{cm}	1 ^{er} et 2 ^{em}
Section d'acier (cm ²)	-	-	-	-
Appui 01	7.02	5.98	4.89	5.27
Appui 02	0	0	1.68	3.7
Appui 03	9.17	8.02	5.94	5.85
Appui 04	10.10	8.66	6.21	5.95
Appui 05	2.38	2.30	3.05	4.40
Appui 06	4.10	3.39	3.51	4.62
Appui 07	7.05	6.18	5.04	5.36
Travée 01	2.83	2.13	1.81	2.28
Travée 02	3.39	2.69	1.96	2.29
Travée 03	1.68	1.42	1.59	2.18
Travée 04	3.00	2.93	2.02	2.30
Travée 05	2.26	1.66	1.68	2.23
Travée 06	2.47	2.06	1.81	2.28

Condition de non fragilité (art 4.2.2.1 RPA88):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de: 0.5% en toute section.

Pour les poutres: - longitudinaux: $A_{s \min} = 14 \text{ cm}^2$

- transversaux: $A_{s \min} = 8 \text{ cm}^2$

- Remarque: 1. On adopte le même ferrailage pour chaque type de plancher.
 2. la longueur de recouvrement, $l_r = 50\Phi_1$
 3. le recouvrement doit être réalisé à l'extérieur de la zone nodale.

III.4.2. Armatures transversales:

Selon le RPA88 (art 4.2.2.2), la section minimale est de: $A_{s\ min} \geq 0.003.S_n.b$

avec: S_n : espacement maximum des armatures d'âme dans la zone nodale;

{ Poutre Principale: 17.50 cm

$$S_n \leq \text{Min} (h/4; 12\Phi_1) = \{$$

{ Poutre transversale: 10 cm

{ Poutre Principale: $2.10\ \text{cm}^2 \Rightarrow 02\ \text{cadres de } \Phi 8$

Donc: $A_{s\ min} \geq \{$

{ Poutre transversale: $1.20\ \text{cm}^2 \Rightarrow 02\ \text{cadres de } \Phi 8$

Espacement des armatures d'âme:

Dans la zone nodale: $S_n = \{$
 { Poutre Principale: 15 cm

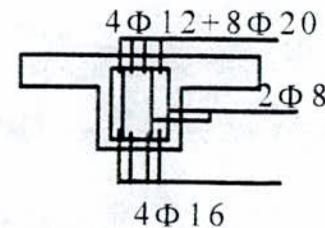
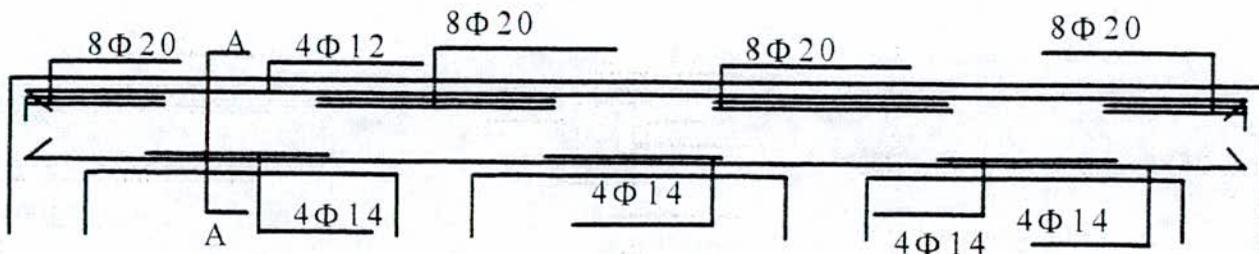
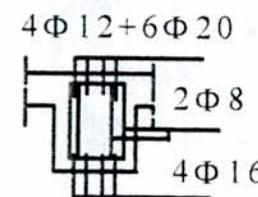
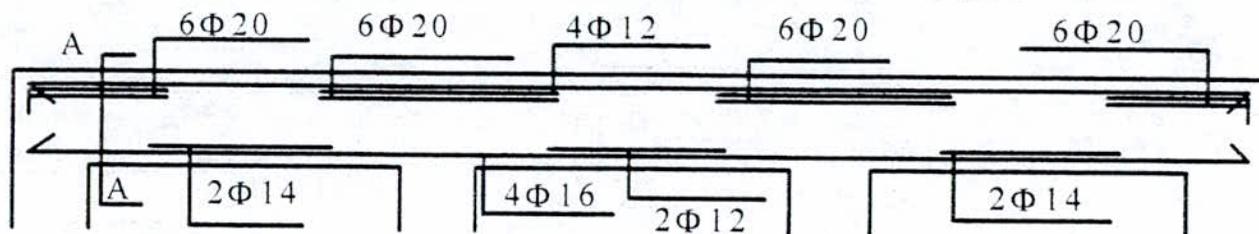
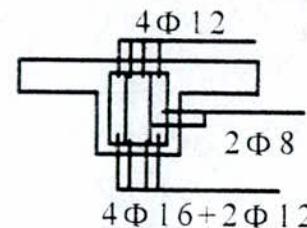
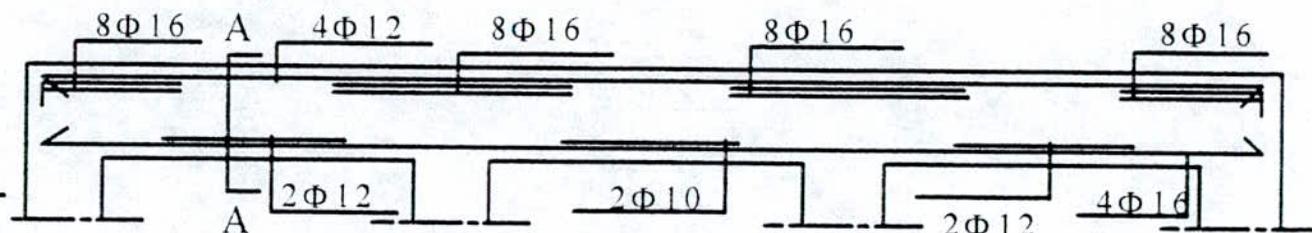
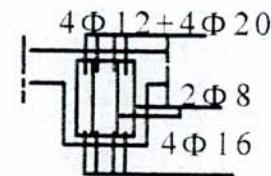
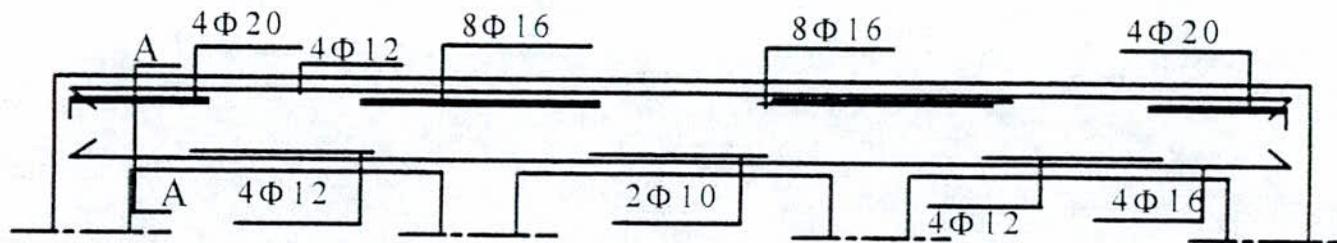
{ Poutre transversale: 10 cm

{ Poutre Principale: 30 cm

Dans la zone courante: $S_c \leq h/2 = \{$

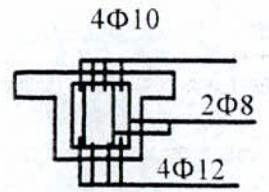
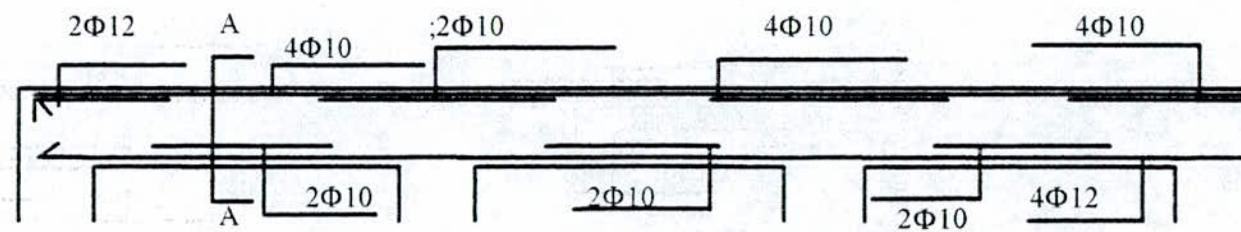
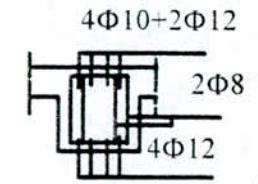
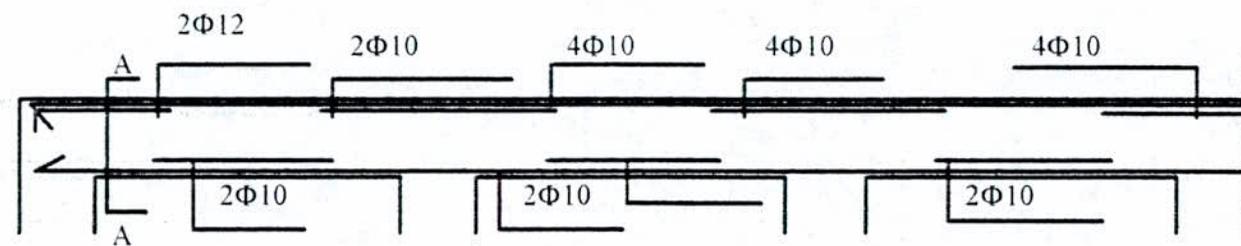
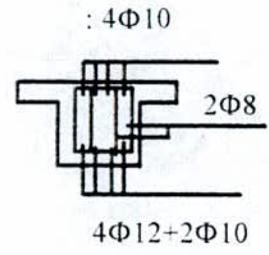
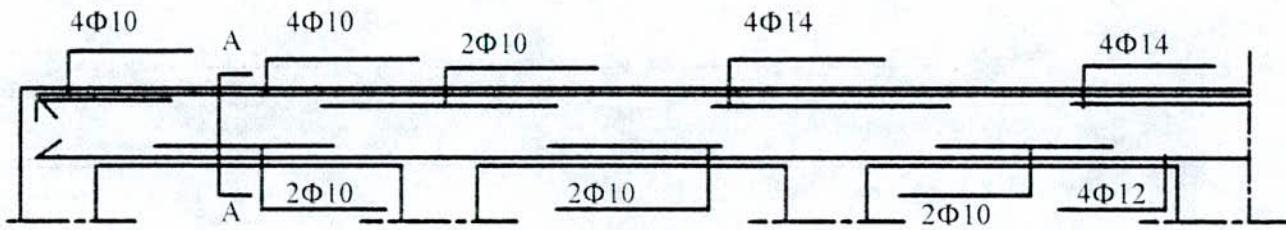
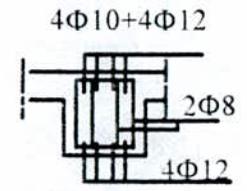
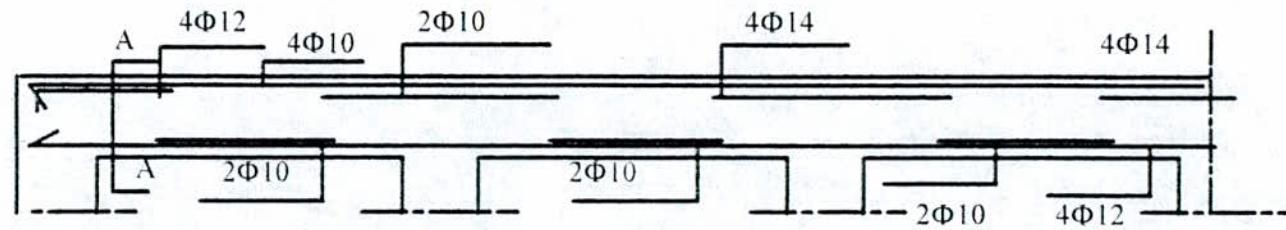
{ Poutre transversale: 20 cm

Poutres principales



Coupe A-A

Poutres secondaires



Coupe A-A

IV. Linteaux:**IV.1. Résultats du calcul automatique:**

On donne les efforts des linteaux les plus sollicités sous les combinaisons de charges les plus défavorables. Ces linteaux existent aux niveaux des commerces, des bureaux et des habitats.

Efforts		Tranchants (t)			Moments (t.m)		
Combinaisons		T _w	T _{tr}	T _c	M _w	M _{tr}	M _c
1.35G+1.5P	Linteau 01	0.880	0	0.970	0.045	0.340	0.016
	Linteau02	0.624	0	0.600	0.040	0.262	0.056
	Linteau 03	0.442	0	0.048	0.044	0.192	0.014
G+P+E	Linteau 01	0.654	0	0.719	0.034	0.252	0.012
	Linteau02	0.462	0	0.444	0.029	0.184	0.042
	Linteau 03	0.327	0	0.359	0.033	0.142	0.011

IV.2. Calcul de ferrailage:

Selon l'article (4.3.2.4), les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens peuvent s'alterner. Ils doivent avoir leurs armatures disposées et ancrées dans les trumeaux (art4.3.3.1).

Pour le calcul du ferrailage des linteaux, on doit calculer la contrainte admissible de cisaillement dans le béton. Elle est donnée par les R.P.A comme suit:

$$\tau_b \leq \tau_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{où: } \tau_b = \bar{T}/z.b$$

$$\text{avec: } \bar{T} = 1.4 T_{\text{calcul}}$$

b: épaisseur du linteau,

z: bras de levier.

h: hauteur totale de la section.

On a: $T = 0.971 \text{ t}$, $h = 220 \text{ cm}$, $b = 15 \text{ cm}$.

$$\tau_b = 1.4 (0.971) 10^3 / 15 \cdot 0.8(220) = 0.514 \text{ kg/cm}^2 < \tau_b = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$0.06 f_{c,28} = 15 \text{ kg/cm}^2$$

Donc: $\tau_b = 0.514 \text{ kg/cm}^2 < 0.06 f_{c,28} = 15 \text{ kg/cm}^2$.

D'où les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, T).

On devra disposer:

- des aciers longitudinaux (A_l).
- des aciers transversaux (A_t)
- des aciers en partie courante (A_c) [12].

Aciers longitudinaux:

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq M / z \cdot f_{su}$$

avec: $z = h - 2d$ où h est la hauteur totale du linteau, d est la distance d'enrobage.

M: moment dû à l'effort tranchant ($\bar{T} = 1.4 T_{\text{calcul}}$).

On a: $M = 1.82 \text{ t.m}$

$$z = 210 \text{ cm}$$

$$f_{su} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_l = 1.82 \cdot 10^2 / 2.1(348) = 0.25 \text{ cm}^2 .$$

Sachant que:

$$A_{l_{\min}} = 0.0015 bh = 4.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\Phi 14$$

donc: $A_l = A_{l_{\min}} \Rightarrow 4\Phi 14$ (pour les deux nappes inférieure et supérieure).

Aciers transversaux:

On est en présence d'un linteau court ($\lambda_g = l / h = 0.63 < 1$).

On doit avoir: $A_t \geq s \cdot T / f_{su} (l-s)$

s: espacement des cours d'armatures transversales.

$$T = \min(T_1, T_2) \text{ avec: } T_2 = 2T_{\text{calcul}}$$

$$T_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / l.$$

$$T_2 = 2.718 \text{ t} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow T = T_1 = 0.0207 \text{ t.}$$

$$T_1 = (0.045 - 0.016) / 1.4 = 0.0207 \text{ t}$$

$$s \leq \min(15\Phi_1, 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

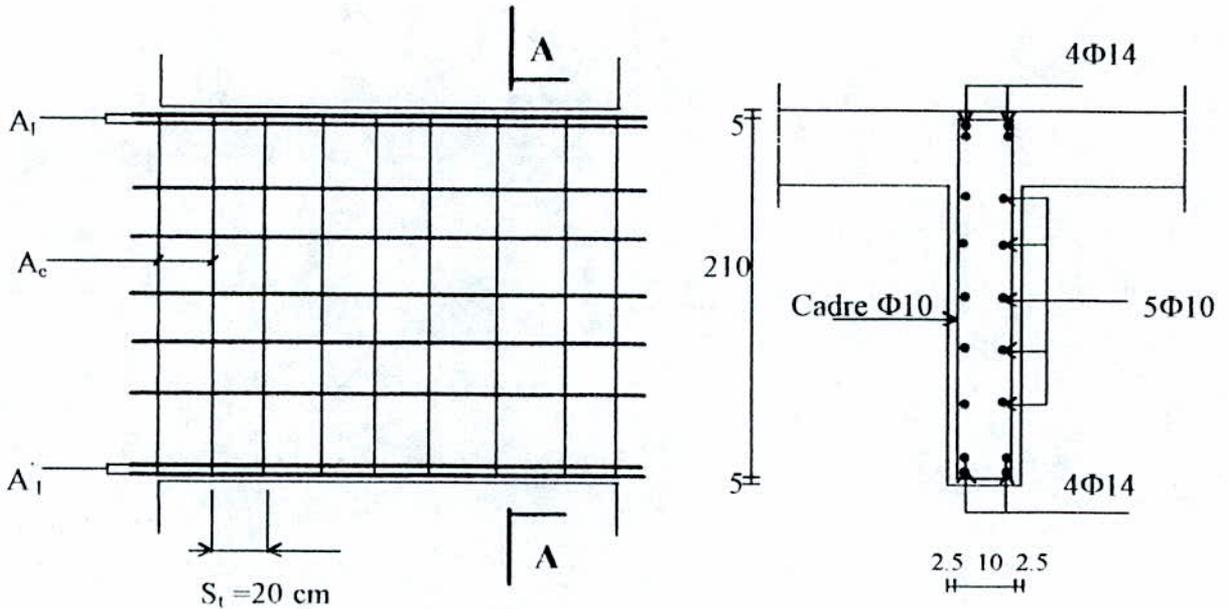
$$A_t \geq 20 (0.0207) / 348(140 - 20) = 0.001 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ min}} = 0.0015 b s = 0.0015 \cdot 15 \cdot 20 = 0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ cadre de } \Phi 8.$$

Acier de peau:

$$A_c = 0.002bh = 6.60 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10\Phi 10.$$

IV.3. Schéma de ferraillage:



V. Voiles:**V.1. Résultats de calcul automatique:**

On donne les résultats du calcul automatique pour le voile le plus chargé, pour plusieurs cas de chargement.

Efforts Combinaisons	Tranchant (t)	Normal (t)	Moment (t.m)
1.35G+1.5P	0.614	677.80	0.80
G+P-1.2E	11.50	464.08	65.64
G+P+1.2E	6.09	519.59	66.79
0.8G+E	3.62	342.70	55.47
0.8G-E	0.74	296.40	54.92
G+P+E	0.86	515.00	55.76

V.2. Calcul de ferrailage:

Comme le R.P.A le recommande, on doit faire une vérification aux contraintes de cisaillements. On remarque que l'effort de cisaillement le plus défavorable est:

$$T = 11.5 \text{ t} \Rightarrow \bar{T} = 1.4 T = 16.10 \text{ t}$$

$$\tau_b = 16.10 \cdot 10^3 / 15(416)0.8 = 3.225 \text{ kg/m}^2 < \tau_b = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\tau_b < \tau_b = 50 \text{ kg/m}^2 .$$

Armatures horizontales:

Vue que $\tau_b < \tau_b$, le béton peut reprendre les efforts de cisaillements, donc on prévoit des armatures minimales.

$$0.0025f_{c28} = 6.25 \text{ kg/m}^2$$

$$\tau_b = 3.225 \text{ kg/m}^2 < 0.0025f_{c28} \Rightarrow A_{t \min} = 0.0015bt.$$

$$t = \min(1.5b, 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}.$$

$$A_{t \min} = 0.0015 \cdot 15 \cdot 20 = 0.45 \text{ cm}^2 = 2.25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 5\Phi 8$$

Armatures verticales:

Dans notre cas, le voile ne présente pas un effort de traction. D'où on va ferrailer avec un pourcentage minimal, et on fait une vérification à la compression.

$$A_{v \min} = 0.005 b e = 0.005.480.15 = 36 \text{ cm}^2 = 7.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{ml. face.}$$

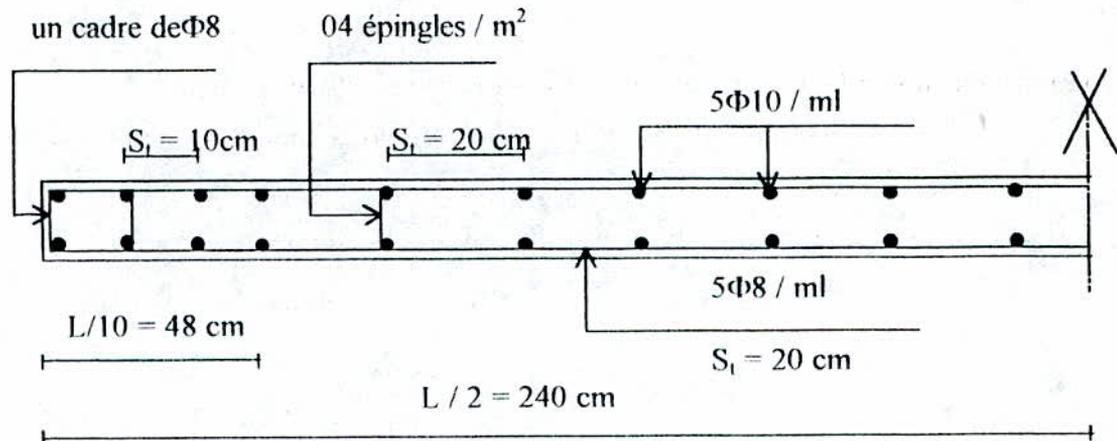
$$A_{v \min} = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{ml face} \Rightarrow 5\Phi 10$$

Vérification à la compression:

Effort de compression le plus défavorable est: $N = 677.8 \text{ t}$

$$\sigma_{b \max} = N/e.L < f_{c 28} = 250 \text{ kg/m}^2.$$

$$\sigma_{b \max} = 677.8.10^3 / 15.480 = 94.14 \text{ kg/m}^2 < 250 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow \text{la contrainte de compression est vérifiée}$$

V.3. Schéma de ferrailage:

VI. Trumeaux:**VI.1. Résultats du calcul automatique:**

On donne les sollicitations du trumeau le plus sollicité qui se trouve à la base.

Efforts Combinaisons	Tranchant (t)	Normal (t)	Moment (t.m)
1.35G+1.5P	0.035	19.42	0.060
G+P+1.2E	0.026	14.38	0.044
0.8G+E	0.021	11.50	0.035
G+P+E	0.026	14.38	0.044

VI.2. Calcul du ferrailage:

Comme le R.P.A le recommande, on doit faire une vérification aux contraintes de cisaillements. On remarque que l'effort de cisaillement le plus défavorable est de:

$$T = 0.035 \text{ t} \Rightarrow \bar{T} = 1.4 T = 0.049 \text{ t.}$$

$$\tau_b = 0.049 \cdot 10^3 / 15(416)0.8 = 0.01 \text{ kg/m}^2 < \tau_b = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\tau_b < \tau_b = 50 \text{ kg/m}^2 .$$

$$\text{On a: } 0.06 f_{c28} = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donc: } \tau_b = 0.01 \text{ kg/cm}^2 < 0.06 f_{c28} = 15 \text{ kg/cm}^2 .$$

D'où les trumeaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, T).

On devra disposer:

- des armatures horizontales (A_h)
- des armatures verticales (A_v).

Armatures horizontales:

Vue que $\tau_b < \tau_b$, le béton peut reprendre les efforts de cisaillements. Donc on prévoit des armatures minimales.

$$0.0025f_{c28} = 6.25 \text{ kg/m}^2$$

$$\tau_b = 0.01 \text{ kg/m}^2 < 0.0025f_{c28} \Rightarrow A_{t,\min} = 0.0015bt.$$

$$t = \min(1.5b, 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm.}$$

$$A_{t \min} = 0.0015 \cdot 15 \cdot 20 = 0.45 \text{ cm}^2 = 2.25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 5\Phi 8 / \text{ml}$$

Armatures verticales:

Dans notre cas, le voile ne présente pas un effort de traction. D'où on va ferrailer avec un pourcentage minimal et faire une vérification à la compression.

$$A_{v \min} = 0.005 b e = 0.005 \cdot 45 \cdot 15 = 3.375 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{v \min} = 3.375 \text{ cm}^2 = 1.687 \text{ cm}^2 / \text{face} \Rightarrow 3\Phi 10$$

avec un espacement de: $S = 10 \text{ cm}$.

Vérification à la compression:

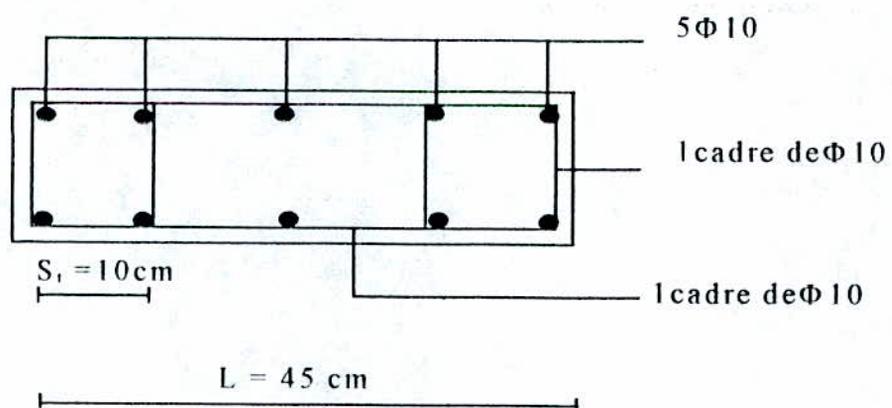
L'effort de compression le plus défavorable est: $N = 19.42 \text{ t}$

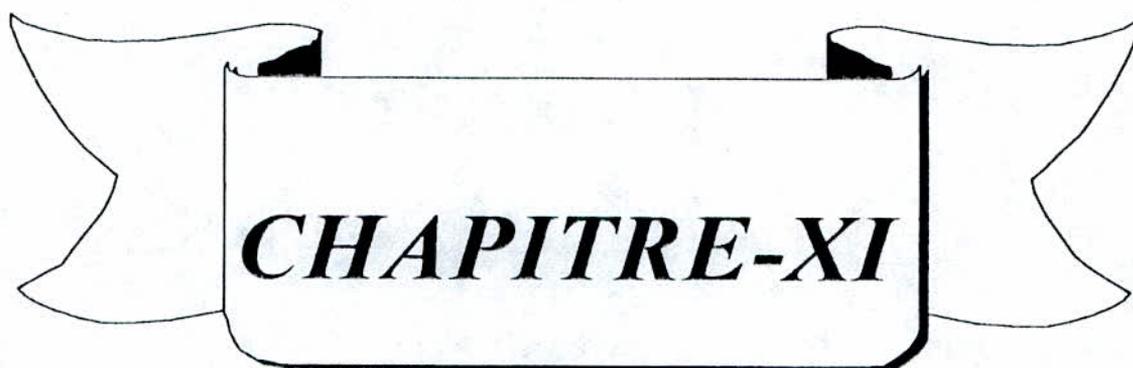
$$\sigma_{b \max} = N / e \cdot L < f_{c 28} = 250 \text{ kg/m}^2 .$$

$$\sigma_{b \max} = 19.42 \cdot 10^3 / 15.45 = 28.77 \text{ kg/m}^2 < 250 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow \text{la contrainte de compression est}$$

vérifiée.

VI.3. Schéma de ferrailage:





CHAPITRE-XI

***FERRAILLAGE DES ELEMEMENTS DE
L'INFRASTRUCTURE***

I. Fondations:

I.1. Définition:

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

I.2. Stabilité des fondations:

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action:

.des sollicitations dues à la superstructure qui sont:

- des forces verticales ascendantes ou descendantes,
- des forces obliques,
- des forces horizontales,
- des moments de flexion ou de torsion;

. des sollicitations dues aux sol qui sont:

- des forces verticales ascendantes ou descendantes,
- des forces obliques (adhérence, remblais, etc..).

les massifs de fondations doivent être stables. Il est donc nécessaire d'adapter le type de la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. Pour cela, l'étude géologique et géotechnique à pour objectif de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

1.3. Le choix du sol d'assise:

L'expérience montre que les bâtiments édifiés sur un rocher se comportent bien. Cela est dû à ce que l'amplitude des mouvements du sol est nettement plus petite pour les rochers que pour le cas des terrains meubles. Et d'autre part, les déformations que subissent les fondations du mouvement sont relativement faibles. Il convient de penser, dès l'avant-étude, à la manière dont doivent être réalisés les liaisons entre les fondations, en vue de limiter les déplacements relatifs en fondations.

Ce mode de liaison dépend du système de contreventement adopté. Et le choix de ce dernier peut être lui-même conditionné par la nature du sol d'assise.

Un certain nombre de problèmes se posent lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement, de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres:

- . la nature et le poids de la superstructure
- . la qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- . la qualité du type de fondation

Dans notre cas on a opté pour un radier général, vu les caractéristiques que notre sol (sol rocheux avec une contrainte moyenne admissible $\bar{\sigma}_{sol} = 2.5$ bars) présente, ainsi que les avantages qui sont offerts par le radier, on peut citer en particulier:

- . l'augmentation de la surface de la fondation minimise la forte pression apportée par la structure
- . la réduction des tassements différentiels,
- . l'effacement des irrégularités ou l'hétérogénéité du sol,
- . la facilité d'exécution,
- . l'économie dans la construction (réduction dans le ferrailage).

I.4. Hypothèses de calcul:

1. Le radier sera considéré comme infiniment rigide.
2. Le sol de fondation n'est pas compressible: Il n'existe pas de points durs pouvant causer une concentration trop importante de contraintes en ces points.
3. La fissuration est préjudiciable.

I.4.1. Calcul du radier:

A la base du bâtiment, la charge totale calculé vaut:

$$\cdot N_u = 19745 \text{ t}$$

$$\cdot N_{ser} = 14224 \text{ t}$$

I.4.2. Surface nécessaire du radier:

La surface nécessaire (minimum) est: $S_{nec} \geq N_u / \sigma_{adm.sol} = 789.8 \text{ m}^2$

La surface d'emprise du bâtiment: $S_{bat} = L_x \cdot L_y = 870.21 \text{ m}^2$

Vue que la surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire, donc notre radier ne comprendra pas de débordement. D'où:

$$S_{red} = 870.21 \text{ m}^2$$

I.4.3. Prédimensionnement de la hauteur du radier:

Pour le prédimensionnement du radier on considère une bande d'un mètre de largeur.

a. Condition de cisaillement:

Pour des raisons d'incommodités pratiques, on évite de mettre des armatures transversales. Pour cette raison, la contrainte de cisaillement doit être limitée pour que l'épaisseur du radier soit choisie convenablement.

Nous vérifions l'effort tranchant sous l'effet de l'effort normal par le poteau le plus sollicité qui devient un appui au radier renversé.

$$\tau_u = T_{\max} / (0.9 \cdot b \cdot h_{\text{rad}}) \leq \tau_{u \text{ adm}} = \min(0.1 f_{c28}, 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa} \quad \dots (I)$$

$$T_{\max} = q \cdot L_{\max} / 2 \quad \text{avec: } q = N_u / S_{\text{rad}}$$

$$L_{\max} = 4.8 \text{m}$$

$$q = 19745 / 870.21 = 2.27 \text{MPa}$$

$$(I) \Rightarrow h_{\text{rad}} \geq T_{\max} / 1.8 \cdot b \cdot \tau_{u \text{ adm}} = 2.27 \cdot 4.8 / 1.8 \cdot 2.5 = 24.20 \text{cm}$$

b. Condition forfaitaire:

Elle donne l'épaisseur par la condition suivante: $h_{\text{rad}} \geq L_{\max} / 10 = 4.80 / 10 = 48 \text{cm}$

c. Condition de non poinçonnement:

D'après le calcul automatique effectué par SAP90, le poteau le plus sollicité donne un effort à la base de:

$$N_u = 9.11 \text{MN}$$

Selon les règlements B.A.E.L 91, la condition de non poinçonnement est donnée par l'expression suivante:

$$N_u \leq (0.045 \cdot \mu_c \cdot h_t \cdot f_{c28}) \quad (II)$$

Avec: N_u : effort normal ultime de poinçonnement

$$h_t = h_{\text{rad}} + d = h_{\text{rad}} + 0.05$$

μ_c : périmètre du contour diffusé au niveau du feuillet moyen;

$$\cdot \mu_c = 2 \cdot (U + V)$$

$$\cdot U = U_0 + h_t = h_{\text{rad}} + U_0 + d = h_{\text{rad}} + 0.55$$

$$\cdot V = V_0 + h_t = h_{\text{rad}} + V_0 + d = h_{\text{rad}} + 0.95$$

$$\cdot \mu_c = 2 \cdot (1.5 + 2h_t) = 4(0.75 + h_t)$$

Ainsi la relation (II) donne:

$$\cdot N_u = 9.11 \leq 0.045.4(0.75+h_t).(h_t+0.05).25$$

$$\cdot h_t \geq 1.06 \text{ m}$$

d. Conclusion:

L'épaisseur du radier sera égale à: $\text{Max}(24.2, 48, 106) \text{ cm} = 110 \text{ cm}$

Donc on prend une section totale du radier égale à: $h_t = 110 \text{ cm}$

I.5. Vérifications diverses:

I.5.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges durables:

La contrainte due aux charges verticales ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$N = 1.35 (G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}}) + 1.5 Q = 21581.21 \text{ t}$$

On doit avoir :

$$\sigma = N/S_{\text{rad}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma = 21581.21 / 870.21 = 24.8 \text{ t/m}^2 \leq 25 \text{ t/m}^2$$

Donc sous la contrainte de compression maximale du bâtiment, l'épuisement du sol est évité.

I.5.2. Vérification de la stabilité:

Sous les charges horizontales (sismiques), il y a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être alors vérifiées:

- aux contraintes de traction (soulevement), spécialement sous la combinaison $0.8 G + E$ préconisée par le R.P.A,
- aux contraintes de compressions maximales (dans notre cas: $1.35 G + 1.5 Q$).

I.5.2.1. Vérification du soulèvement:

$$N = 9103.02 \text{ t}$$

Sens longitudinal :

$$M_x = 121.83 \text{ t.m.}$$

$$I_x = 73059.468 \text{ m}^4$$

$$V_y = 14.85 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = N/S + M_x V_y / I_x$$

$$\sigma_1 = 9103.02/ 870.21 + 121.83.14.85/ 73059.468 = 10.48 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = N/S - M_x V_y / I_x$$

$$\sigma_2 = 10.43 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 \quad \}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} \sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4 = 10.46 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 \quad \}$$

$$\cdot \sigma_{\text{moy}} = 10.46 \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 33.25 \text{ t/m}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\cdot \sigma_1 = 10.48 \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 33.25 \text{ t/m}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Sens transversal:

$$M_y = 5376.66 \text{ t.m}$$

$$I_y = 71168.041 \text{ m}^4$$

$$V_x = 14.65 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = N/S + M_y I_y / V_x$$

$$\sigma_1 = 9103.02/870.21 + 5376.66.71168.041/14.65 = 11.55 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = N/S - M_y I_y / V_x$$

$$\sigma_2 = 9.36 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 \quad \}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} \sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4 = 11 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 \quad \}$$

$$\cdot \sigma_{\text{moy}} = 11 \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 33.25 \text{ t/m}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\cdot \sigma_1 = 11.55 \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 33.25 \text{ t/m}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

I.5.2.2. Vérification à la compression maximale:

$$N = 20628.64 \text{ t}$$

Sens longitudinal :

$$M_x = 0.$$

$$I_x = 73059.468 \text{ m}^4$$

$$V_y = 14.85 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = N/S + M_x V_y / I_x$$

$$\sigma_1 = 20628.64 / 870.21 + 0 = 23.70 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = N/S - M_x V_y / I_x$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 = 23.70 \text{ t/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} \sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4 = 23.70 \text{ t/m}^2$$

$$\cdot \sigma_{\text{moy}} = 23.70 \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 33.25 \text{ t/m}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\cdot \sigma_1 = 23.70 \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 33.25 \text{ t/m}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Sens transversal:

$$M_y = 11808 \text{ t.m}$$

$$I_y = 71168.041 \text{ m}^4$$

$$V_x = 14.65 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = N/S + M_y I_y / V_x$$

$$\sigma_1 = 20628.64/870.21 + 11808.71168.041/14.65 = 26.13 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = N/S - M_y I_y / V_x$$

$$\sigma_2 = 21.27 \text{ t/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} \sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4 = 24.91 \text{ t/m}^2$$

$$\cdot \sigma_{\text{moy}} = 24.91 \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 33.25 \text{ t/m}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\cdot \sigma_1 = 26.13 \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 33.25 \text{ t/m}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

I.5.2.3. Vérification au renversement:

Etant donné que le bâtiment est soumis à des efforts horizontaux importants, il sera nécessaire de vérifier la condition de renversement:

$$M_{\text{stabilisant}} = M_{\text{renversant}} \geq F_s$$

F_s : coefficient de sécurité

$$F_s = 1.5$$

Sens longitudinal:

$$M_r = 9103.02 \text{ t.m}$$

$$M_s = W.L / 2$$

W: poids total de la structure

L : longueur du bâtiment

$$M_s = 11957.85.14.85 / 2 = 88787 \text{ t.m}$$

$$M_s / M_r = 9.75 > 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

Sens transversal:

$$M_r = 11808 \text{ t}$$

$$M_s = 11957.85.14.65 / 2 = 87591.25 \text{ t.m}$$

$$M_s / M_r = 7.41 > 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

I.6. Ferrailage du radier:

Le radier sera calculé comme un plancher renversé appuyé sur les longrines longitudinales et transversaux.

Suite à la symétrie qui existe dans notre structure (tous les panneaux sont identiques), on prend un panneau et on le calcule comme une dalle appuyée sur ces 4 cotés.

On utilise la méthode des B.A.EL pour déterminer les moments en travées et sur appuis.

Dans ce qui suit, deux cas de calcul s'imposent, le premier pour un panneau de rive et le deuxième pour un panneau continu.

La méthode de calcul dépend de deux paramètres:

$$\rho = L_x / L_y \quad \left\{ \begin{array}{l} L_x : \text{la plus petite valeur des deux portées.} \\ L_y : \text{la plus grand valeur des deux portées.} \end{array} \right.$$

$$\nu = \left\{ \begin{array}{l} 0 : \text{à l'E.L.U} \\ 0.2 : \text{à l'E.L.S} \end{array} \right.$$

Les moments sont données par les relations suivantes:

$$M_x = \mu_x \cdot \rho \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

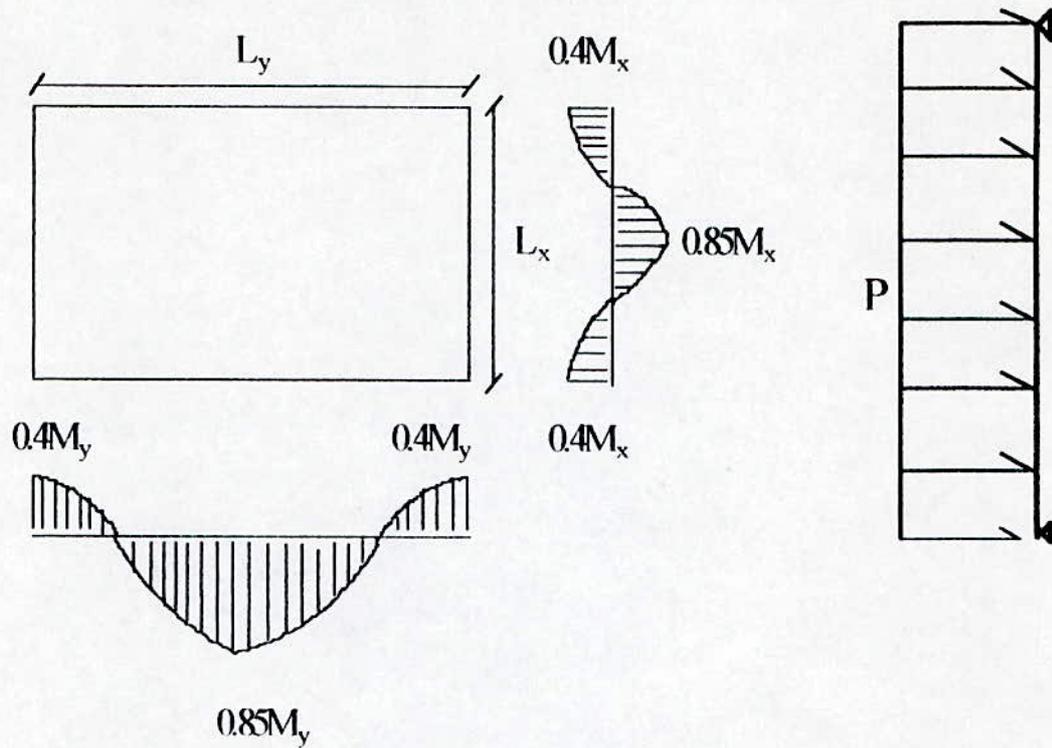
La charge p est celle qu'applique notre bâtiment sur le sol, $p = 24.80 \text{ t/m}^2$ (voir la vérification de la contrainte du sol sous les charges durables).

1.6.1. Panneau de rive:

$$L_x = 4.40 \text{ m}$$

$$L_y = 4.40 \text{ m}$$

$$\rho = L_x / L_y = 4.4 / 4.4 = 1 > 0.4 \quad (\text{dalle porte dans les deux sens}).$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0441 \end{array} \right.$$

Pour l'E.L.S ($\nu = 0.2$) on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_y = 1.000 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0368 \end{array} \right.$$

Pour l'E.L.U ($\nu = 0$) on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_y = 1.000 \end{array} \right.$$

• A l'E.L.S:

$$M_x = 24.8 \cdot 0.0441 \cdot (4.40)^2 = 21.17 \text{ t.m}$$

$$M_y = 21.17 \cdot 1 = 21.17 \text{ t.m}$$

Comme il est indiqué dans la méthode B.A.E.L., le moment en travée sera égale à 85% du moment réel et le moment sur appui à 40%. Le calcul du ferrailage sera le même pour les deux sens.

$$M_{\text{travée}} = 0.85M_x = 18 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 0.40M_x = 8.47 \text{ t.m}$$

On calcul les sections d'armatures pour une bande d'un ml. Donc on a une section rectangulaire soumise à la flexion simple. Les sections d'armatures sont:

$$\text{En travée: } - A_s = 0$$

$$- A_s = 5.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\Phi 12 / \text{ml}$$

$$\text{Sur appui: } - A_s = 0$$

$$- A_s = 2.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\Phi 10 / \text{ml}$$

- A l'E.L.U:

$$M_x = 24.8 \cdot 0.0368 \cdot (4.40)^2 = 17.67 \text{ t.m}$$

$$M_y = 21.17.1 = 17.67 \text{ t.m}$$

Comme il est indiqué dans la méthode, le moment en travée sera égale à 75% du moment réel et le moment sur appui à 50% du moment réel. Le calcul du ferrailage sera le même pour les deux sens.

$$M_{\text{travée}} = 0.75M_x = 13.25 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 0.50M_x = 8.83 \text{ t.m}$$

On calcul les sections d'armatures pour une bande d'1 ml. Donc on a une section rectangulaire soumise à la flexion simple. Les sections d'armatures sont:

$$\text{En travée: } - A_s = 0$$

$$- A_s = 3.83 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\Phi 10 / \text{ml}$$

Sur appui: - $\Lambda_s = 0$

$$- \Lambda_s = 2.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \Phi 10 / \text{ml}$$

La Vérification de la condition de non fragilité (B.A.E.L 83, art 8.2.4.1):

$$\Lambda_{s \text{ min}} \geq 0.0008((3-\rho)/2)^2 \cdot bh.$$

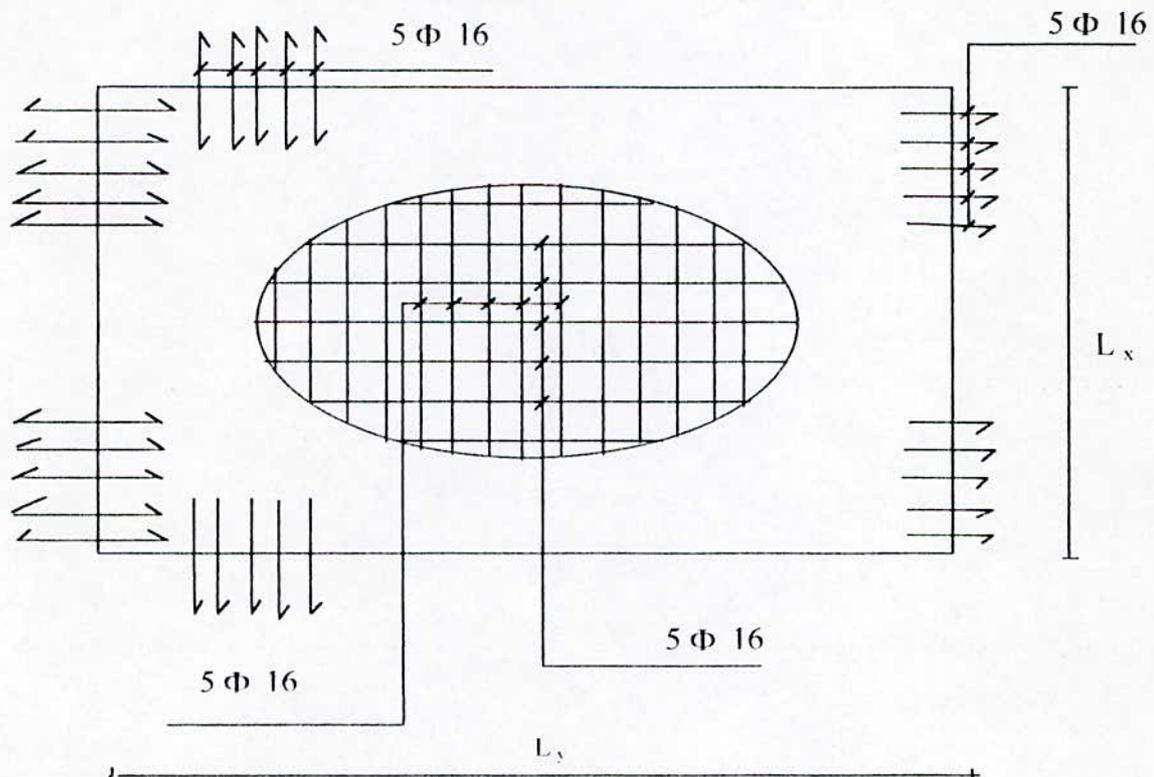
$$\Lambda_{s \text{ min}} \geq 0.0008(1)^2 100.110 = 8.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\Phi 16 / \text{ml}$$

On remarque que la section minimale donnée par les B.A.E.L est importante que celle calculée. Donc on l'opte pour le ferrailage du radier.

1.6.2. Panneau continue:

Etant donné que les moments en travées et sur appuis dans un panneau continu sont plus faible que le moment le plus défavorable du panneau de rive, donc on prendra la même section que celle donnée par les B.A.E.L.

1.6.3. Schema de ferrailage:



II. Voile périphérique:

II.1. Introduction:

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain,
- transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure,
- limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

II.2. Dimensionnement:

Le voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC.

D'après le R.P.A 88 (article 4.5.2), le voile périphérique doit satisfaire les conditions suivantes:

- épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm,
- les armatures sont constituées de deux nappes. Le pourcentage minimum est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

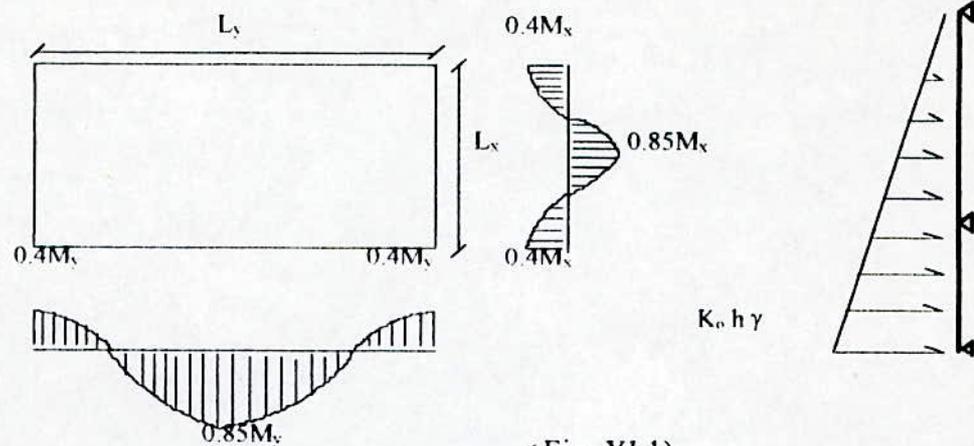
Dans notre cas, on adopte une épaisseur de 15 cm.

II.3. Ferrailage:

Vue les bonnes caractéristiques que présente notre sol de fondation, notre voile périphérique est considéré comme étant une plaque encastree à ces extrémités supportant le poids du remblai qui lui est directement appliqué.

Le calcul du ferrailage se fera par la méthode des B.A.E.L. Notre voile présente trois types de plaques, on calculera le ferrailage de chacun d'eux.

II.3.1. Plaques de rives:



Pour les poutres de rives on a deux types de plaques qui diffèrent l'une de l'autre par leurs dimensions.

Les caractéristiques du remblai sont:

- $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

- $\varphi = 30^\circ$

- $K_0 = 0.5$.

II.3.1.1. Plaque 01:

$L_y = 4.40 \text{ m}$

$L_x = 2.48 \text{ m}$

$\rho = L_x / L_y = 2.48 / 4.4 = 0.56 > 0.4$

Selon les B.A.E.L.:

• $M_x = \mu_x q L_x^2$

• $M_y = \mu_y q L_y^2$

• Avec:

$q = ((h_1 + h_2) / 2) K_0 \gamma$

$h_1 = 7.20 \text{ m}$ |

$h_2 = 4.32 \text{ m}$ |

} $\Rightarrow q = 5.76 \text{ t/m}^2$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.088 \\ \mu_y = 0.25 \end{array} \right\} \text{ Pour: } \rho = 0.56 \text{ on a}$$

$$\cdot M_x = 0.088 \cdot 5.76 \cdot (2.48)^2 = 3.117 \text{ t.m}$$

$$\cdot M_y = 0.25 \cdot 6.15 = 0.779 \text{ t.m}$$

Les armatures de flexion seront calculées en considérant une bande d'un mètre de largeur et en utilisant les relations de la R.D.M appliquées au béton armé suivant le calcul des poutres fléchies.

On considère une section rectangulaire soumise à un moment: $M = 0.85M_{x(y)}$ (en travées), et $M = 0.5M_{x(y)}$ (aux extrémités, pour les chapeaux).

a. Armatures longitudinale:

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent avoir une section supérieure ou égale à 0.1% de la section transversale du béton.

$$\cdot M_{tr} = 0.85M_x = 2.65 \text{ t.m}$$

$$\cdot M_{ex} = 0.40M_x = 1.247 \text{ t.m}$$

$$\begin{array}{l} \text{d'où en travée on a:} \\ \quad - A_s = 0 \\ \quad - A_s = 6.51 \text{ cm}^2 \\ \text{et aux extrémités on a:} \\ \quad - A_s = 2.95 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Sachant que:

$$\cdot A_{s \min} = 0.001 \cdot 15 \cdot 100 = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{array}{l} \text{Donc on prendra en travée:} \\ \quad - A_s = A_{s \min} = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow 5\Phi 10 \\ \quad - A_s = 6.51 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 5\Phi 14 \\ \text{et aux extrémités:} \\ \quad - A_s = 2.95 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 5\Phi 10 \end{array}$$

On a en travées: $- A_s = 0$
 $- A_s = 3.12 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \quad 4\Phi 12$

aux extrémités: $- A_s = 1.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
 $\cdot A_{s \text{ min}} = 0.001 \cdot b \cdot l = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

D'où on prend en travée: $- A_s = A_{s \text{ min}} = 1.50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \quad 4\Phi 10$
 et aux extrémités: $- A_s = A_{s \text{ min}} = 1.50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \quad 4\Phi 10$

b. Armatures transversales:

$$\cdot M_{tr} = 0.85M_y = 1.255 \text{ t.m}$$

$$\cdot M_{ex} = 0.40M_y = 0.591 \text{ t.m}$$

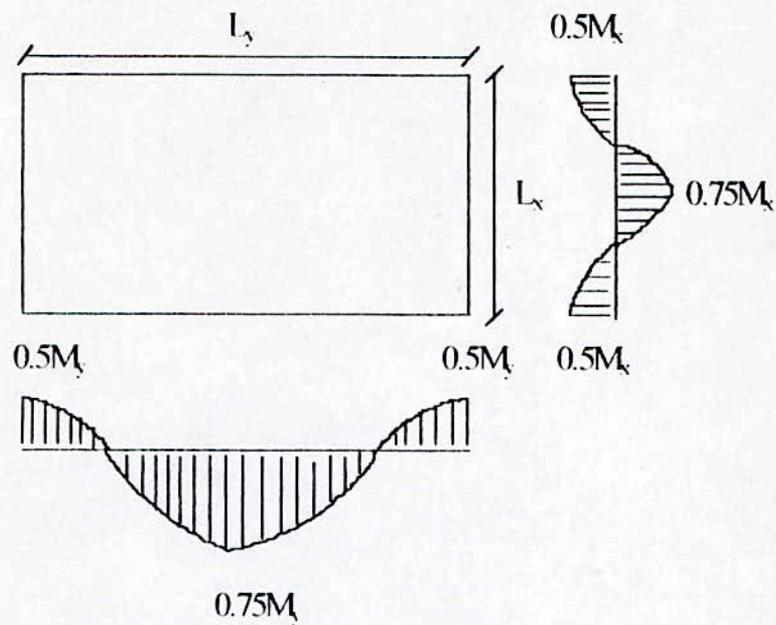
On a en travées: $- A_s = 0$
 $- A_s = 2.97 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \quad 4\Phi 10$

et aux extrémités: $- A_s = 1.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Donc on prend en travée: $- A_s = A_{s \text{ min}} = 1.50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \quad 4\Phi 10$
 et aux extrémités: $- A_s = A_{s \text{ min}} = 1.50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \quad 4\Phi 10$

II.3.2. Plaque continue:

Pour la plaque intermédiaire le raisonnement est le même pour les plaques de rives, sauf que le pourcentage des moments en travées et aux extrémités est prit différemment (voir - fig. X.2-).



-(Fig: XI.2)-

II.3.2.1. Plaque 03:

Elle a les mêmes caractéristiques que celle de la plaque 01. Les moments qui la sollicitent sont:

$$\cdot M_x = 3.117 \text{ t.m}$$

$$\cdot M_y = 0.779 \text{ t.m}$$

a. Armatures longitudinales:

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent avoir une section supérieure ou égale à 0.1% de la section transversale du béton.

$$\cdot M_{tr} = 0.75M_x = 2.338 \text{ t.m}$$

$$\cdot M_{cx} = 0.50M_x = 1.558 \text{ t.m}$$

d'où en travée on a: $- A_s = 0$

$$- A_s = 5.70 \text{ cm}^2$$

et aux extrémités on a: $- A_s = 3.72 \text{ cm}^2$

Sachant que:

$$\cdot A_{s \min} = 0.001.15.100 = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prendra en travée: $- A_s = A_{s \min} = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 4\Phi 10$

$- A_s = 5.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\Phi 14$

et aux extrémités: $- A_s = 3.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\Phi 12$

b. Armatures transversales:

De même pour la section transversale on calculera son ferrailage sous un moment de flexion égale à:

$$\cdot M_{tr} = 0.75M_y = 0.584 \text{ t.m.}$$

$$\cdot M_{ex} = 0.50M_y = 0.389 \text{ t.m}$$

en travée on a: $- A_s = 0$

$$- A_s = 1.36 \text{ cm}^2$$

aux extrémités: $- A_s = 0.90 \text{ cm}^2$

Sachant que: $- A_{s \min} = 0.001.15.100 = 1.5 \text{ cm}^2$

On prend: - en travée: $- A_s = A_s = A_{s \min} = 1.50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 4\Phi 10$

- et aux extrémités: $- A_s = A_{s \min} = 1.50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 4\Phi 10$

IV. Schéma de ferrailage:

L'écartement des armatures d'une même nappe pour une charge répartie ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

- Direction la plus sollicitée: $S = \min(3e, 33\text{cm}) = \min(45, 33) = 33 \text{ cm}$

- Direction la moins sollicitée: $S = \min(4e, 45\text{cm}) = \min(60, 45) = 45 \text{ cm}$

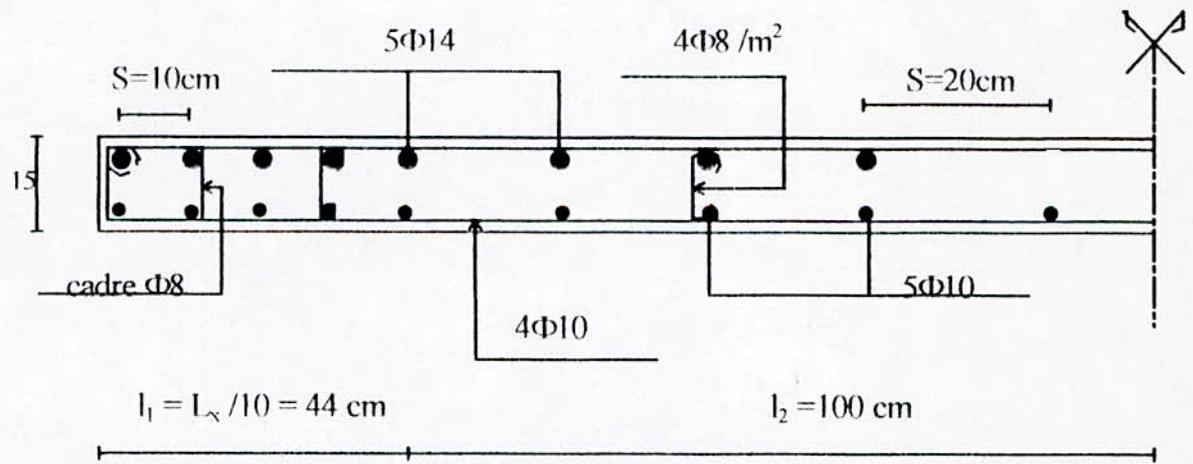
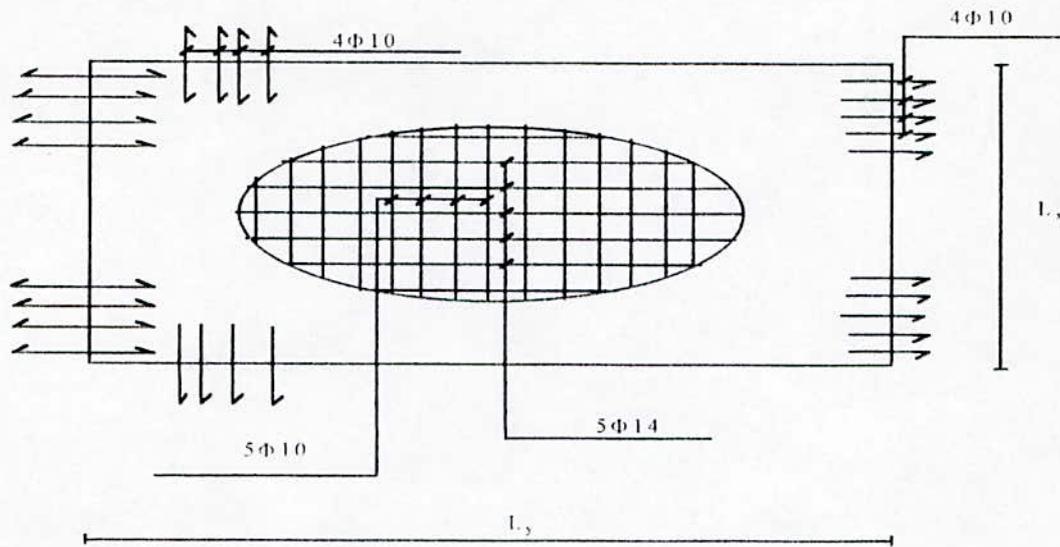
On prend dans notre cas pour la nappe:

• Supérieure: $S_x = 20 \text{ cm}$

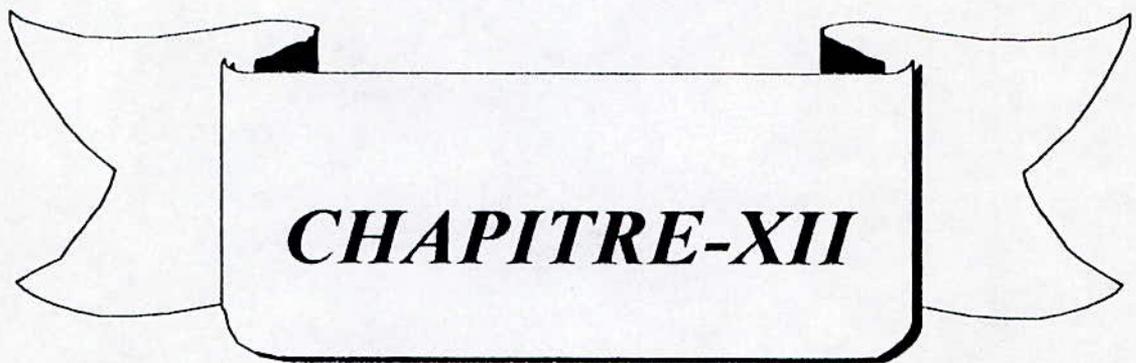
$S_y = 20 \text{ cm}$

. Inférieur: $S_x = 20 \text{ cm}$
 $S_y = 20 \text{ cm}$

On donne le ferraillage de la nappe supérieure et inférieure de la plaque 01, qui est la plus sollicitée des plaques étudiées:



- Coupe longitudinale -



ETUDES COMPARATIVES

I. Introduction:

Dans le but d'étudier l'interaction portiques-noyau et l'influence de la portée des poutres dans les efforts sollicitant les éléments structuraux de la construction, nous nous proposons de modifier la structure en éliminant le noyau central d'une part et en ajoutant trois plans de portiques dans le sens transversal d'autre part.

II. Elimination du noyau central:

L'élimination du noyau central mena la structure d'être contreventée par portiques seulement. Elle sera ainsi, autostable.

On se basera dans cette étude comparative dans l'établissement des efforts sollicitant les poteaux de rives et les poteaux d'angles. En effet, ces poteaux sont beaucoup plus sujet aux efforts horizontaux et aux moments fléchissants. Dans ce cas, nous établirons les efforts des combinaisons les plus prépondérantes, à savoir:

$$. 1.35 G + 1.5 Q$$

$$. G + Q - 1.2 E$$

$$. G + Q + 1.2 E$$

Nous aurons à établir aussi, les sollicitations dans les poteaux centraux, notamment ceux en liaison directe avec les éléments membranes du noyau central, ou qui leurs servent comme étant des raidisseurs. Les même combinaisons de charges seront gardées dans ce cas, vu qu'ils sont les plus défavorables.

II.1. Poteaux de rives:**II.1.1. Structure contreventée par portiques et noyau central:**

Numéreau du poteau z (m)	Effort normal N (t)	Effort tranchant T_v (t)	Moment fléchissant M_x (t.m)
3: (z = 0)	518.40	8.25	23.71
	388.06	8.72	17.66
	362.96	3.03	16.12
193: (z = 26.56)	239.85	11.64	21.55
	179.13	6.88	12.76
	170.72	9.99	18.58
200: (z = 29.76)	203.15	7.05	12.53
	151.52	6.84	11.93
	145.33	3.43	6.32
360: (z = 45.76)	30.39	10.83	19.74
	22.56	7.65	13.86
	22.11	8.19	15.08

II.1.2. Structure contreventée par portiques:

Numéreau du poteau z (m)	Effort normal N (t)	Effort tranchant T_v (t)	Moment fléchissant M_x (t.m)
3: (z = 0)	548.38	8.56	24.60
	409.62	8.98	18.24
	384.58	3.22	16.82
193: (z = 26.56)	260.39	16.13	30.26
	193.99	10.16	19.09
	185.70	13.24	24.89
200: (z = 29.76)	221.5	10.26	18.29
	164.57	9.11	16.04
	158.47	5.82	10.57
360: (z = 45.76)	33.40	18.31	33.22
	24.54	13.13	23.75
	24.35	13.59	24.78

II.2. Poteaux centraux:**II.2.1. Structure contreventée par portiques et noyau central:**

Hauteur (m)	numéro	$N_{1.35G+1.5Q}$	$N_{G+Q-1.2E}$	$N_{G+Q+1.2E}$
0	10	424.34	309.83	305.89
	11	442.07	323.68	317.26
	12	845.39	612.76	610.72
26.56	185	168.29	123.05	122.65
	186	167.48	122.70	121.95
	187	390.57	284.93	284.70
45.76	346	29.53	21.74	21.55
	347	31.45	23.22	22.90
	348	58.63	42.09	42.92

II.2.2. Structure contreventée par portiques:

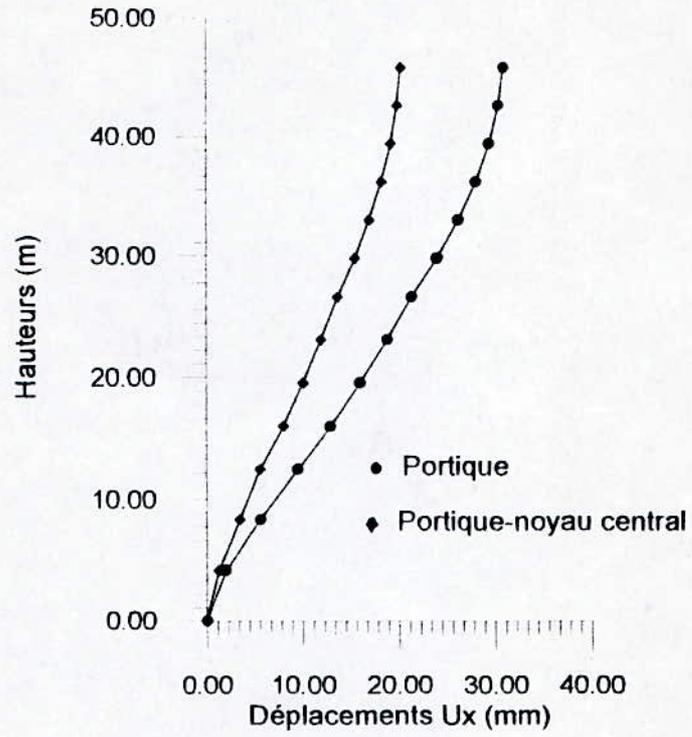
Hauteur (m)	numéro	$N_{1.35G+1.5Q}$	$N_{G+Q-1.2E}$	$N_{G+Q+1.2E}$
0	10	894.08	647.35	646.81
	11	899.43	651.28	650.77
	12	894.09	647.35	646.82
26.56	185	426.89	311.27	311.14
	186	430.83	314.18	314.14
	187	426.89	311.28	311.13
45.76	346	64.59	47.39	47.28
	347	65.09	47.76	47.66
	348	64.59	47.39	47.28

II.3. Valeurs intrinsèques de la structure autostable:

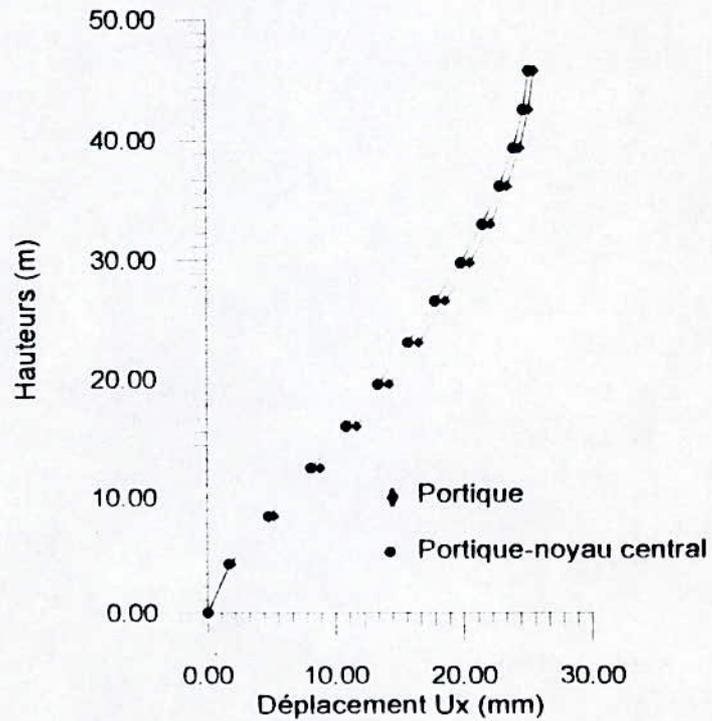
Mode	Valeurs Propres (rad/sec) ²	Fréquences circulaires (rad/sec)	Fréquences (Hz)	Période (sec)
1	16.6069	4.07516	0.648581	1.541827
2	37.5084	6.12441	0.974731	1.025925
3	14.2849	11.9519	1.902211	0.525704
4	29.2575	17.1048	2.722320	0.367334
5	45.3599	21.2979	3.389662	0.295015
6	94.6331	30.7625	4.896004	0.204248

Afin de visualiser l'interaction portiques-voiles, on donne ci-après, la déformée de la structure contreventée par portiques seuls et par portiques-noyau.

Première structure :



Structure modifiée :



II.4. Interprétation des résultats:

Pour déterminer le taux de participation du noyau central dans le contreventement de la structure, il sera nécessaire d'évaluer le pourcentage d'augmentation des efforts dans un même élément pour les deux cas, c'est à dire où le contreventement sera assuré par portiques et noyau central et où celui-ci sera assuré par portiques seuls.

A la base, l'effort tranchant et le moment fléchissant sont peu influencés. Il en est de même pour l'effort normal. En effet, le pourcentage d'augmentation est de l'ordre de 3 % à 5 %. Et en fonction de la hauteur, on remarque que l'effort normal continue à augmenter, jusqu'à atteindre 10 % au dernier niveau. Tandis que l'effort tranchant et le moment fléchissant augmentent d'une façon plus rapide. Effectivement, après un simple calcul, on trouvera que ces derniers atteindront 45 % au 7^{ème} niveau et 71 % au dernier étage.

Cela est due au fait que le noyau, par sa rigidité et son mode de déformation flexionnelle, reprend les efforts horizontaux à la base. Tandis que les portiques, par leurs rigidités distortionnelles, reprennent les efforts horizontaux aux niveaux les plus hauts.

Les poteaux centraux sont moins concernés par les efforts horizontaux. Et c'est ce que les résultats ont donné réellement. Par contre, ils sont remarquablement influencés par l'effort normal. En effet, lorsque les portiques et les voiles du noyau central sont appelés à travailler tous ensemble, une grande partie des charges verticales sera absorbée par le noyau. Et en éliminant ce dernier, nous remarquerons que l'effort normal dans les poteaux augmente de 105 % à 155 %.

Les déplacements des planchers sont considérablement influencés par la présence du noyau.

III. Réduction de la portée des poutres longitudinales:

Le calcul automatique de la structure de ce modèle donne le tableau suivant:

Mode	Valeurs Propres (rad/sec) ²	Fréquences circulaires (rad/sec)	Fréquences (Hz)	Période (sec)
1	27.2214	5.21742	0.830378	1.204271
2	27.2306	5.21829	0.830517	1.20069
3	207.606	14.4085	2.293192	0.436073
4	211.93	14.5575	2.316946	0.431603
5	661.52	25.72	4.093471	0.24429
6	671.796	25.919	4.125143	0.242416

Au niveau du RDC, le poteau le plus sollicité aura comme effort normal

$$N_{1.35G+1.5Q} = 510 \text{ t}$$

Un calcul similaire à celui fait précédemment pour la détermination de l'épaisseur du radier conduira à une valeur de 90 cm.

On utilisant les résultats donnés par SAP90, on trouvera comme poids totaux:

. Structure avec L = 9.6 m : $N_1 = 13621 \text{ t}$

. Structure avec L = 4.8 m : $N_2 = 11227 \text{ t}$

D'où: $N_1 - N_2 = 2394 \text{ t}$

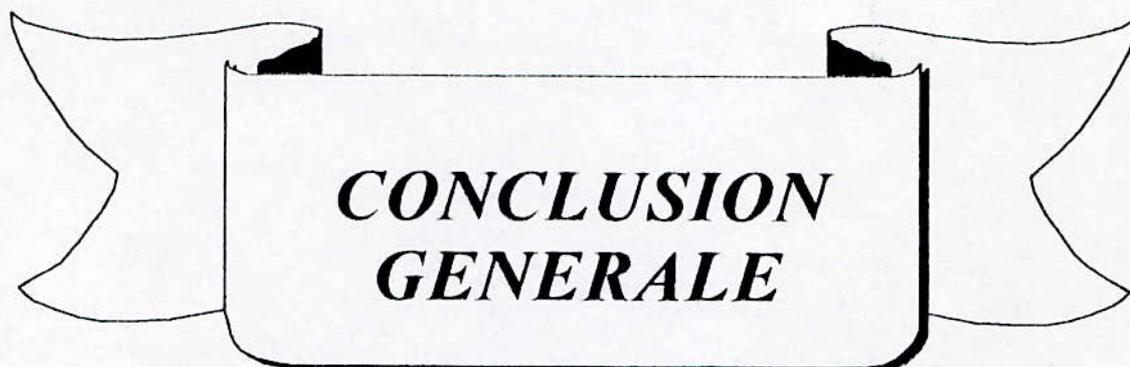
On en dira que le fait de réduire l'importante portée des poutres dans le sens longitudinale conduit aux avantages suivants:

D'une part, une réduction remarquable dans l'effort normal à la base, par lequel seront dimensionnés les poteaux et le radier. Et par conséquent, la réalisation du bâtiment sera plus économique en matériaux de construction, essentiellement dans le béton et l'acier.

Et d'autre part, la structure sera encore plus rigide, vue les périodes des différents modes de vibrations des deux structures.

Une distribution de charges équitable sur les éléments de contreventement.

La régularité de la structure et son optimisation lorsqu'on a deux plans de symétrie.



***CONCLUSION
GENERALE***

<< Quelles que soient les découvertes du futur,
on sait
Qu'elles ne pourront jamais se passer
de l'expérience,
de la connaissance,
et de l'audace des hommes >>

“ Léonard de VINCI “

Conclusion:

A la fin de cette modeste étude, on peut conclure que, bien que le comportement des tours à grandes hauteurs est connue, ainsi que l'interaction portiques-noyau, chaque bâtiment dispose de quelques particularités dont on doit prendre en compte pour aboutir à des résultats engendrant tous les facteurs pouvant influencer dans le comportement de la structure, sa réalisation, son économie et son calcul.

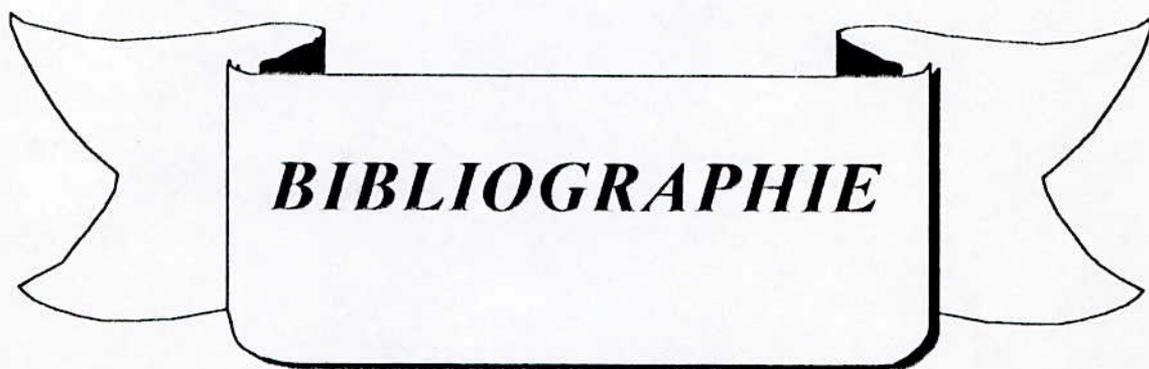
Cependant, une modélisation s'adaptant le mieux de la réalité du système, fournit une représentation adéquate du comportement du noyau et de son interaction avec les portiques d'une structure.

Cette modélisation nécessite une bonne maîtrise des méthodes d'analyses des structures, notamment la méthode des éléments finis. Elle nécessite aussi une bonne compréhension des programmes d'analyses dont on dispose et qui ont vu le jour il y a plus qu'une vingtaine d'années. L'utilisation de ces programmes, tels que SAP90 et MAG conduit à une analyse plus facile et plus rapide.

Les études comparatives permettent de vérifier les résultats obtenus et de déceler les points douteux d'un problème. Elle permettent aussi, la satisfaction des résultats d'une analyse bien spécifiée avec ceux de la théorie ou d'autres résultats expérimentaux.

Les structures complexes rendent leurs études plus difficiles et conduisent à une réalisation coûteuse. Il sera préférable de réaliser une structure simple et régulière.

Les évidences d'un problème ou d'une analyse n'empêchent pas de fonder dans l'étude de cette dernière dans le but de déterminer ces évidences en termes de valeurs et de pourcentages.

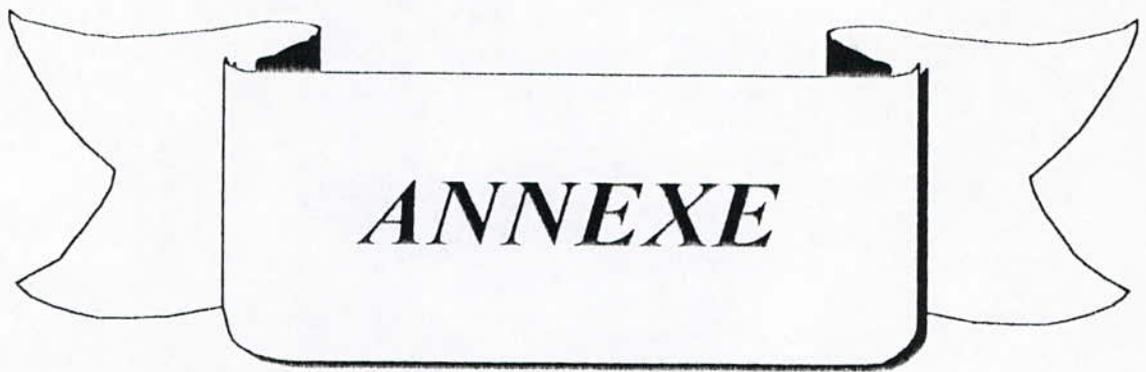


BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] M. LARIDO, ' Grand bâtiments ' . Edition Eyrolles, Paris 1977.
- [2] E. WILSON, ' Logiciel SAP90 ' . CSI, 1990
- [3] VICTOR DAVIDOVICI, ' Genie parasismique ' . Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1985.
- [4] ZENOV, BONNEVILLE, ' Calcul des structures parasismiques ' , Enal 1985.
- [5] A. FUENTES, ' Calcul pratique des ossatures de bâtiment ' , Edition Eyrolles, 1983.
- [6] M. DIVERS, ' Calcul des tours en béton armé ' , Editon Eyrolles, 1977.
- [7] V. DAVIDOVICI, ' Aide mémoire de béton armé ' , Dunod
- [8] A. COIN, ' Ossature des bâtiments ' , Eyrolles
- [9] A. CAPRA, V. DAVIDOVICI, ' Calcul dynamique des structures en zone sismique ' , Edition Eyrolles, 1984.
- [10] RILI, DAOUDI, ' Conception, Calcul des structures soumises au seisme ' , Edition, Eyrolles, 1984.
- [11] GERARD BAUD, ' La construction du bâtiment ' , Dunod, Edition André Delcourt 1988.
- [12] M. BELAZOUGUI, ' Le béton armé aux états limites ' , Edition OPU, 1989.

- [13] M. BELAZOUGUI, ' Calcul des ouvrages en Béton armé ', Edition OPU, 1991.
- [14] SARL DIRASSAT, ' Guide pratique de SAP90 '.
- [15] JEAN- PIERRE MOUGIN, ' Cours de béton armé BAEL91 ', Edition Berti, 1994.
- [16] Règles parasismique 1969 et annexes. Editon Eyrolls1984.
- [17] R.W.CLOUGH, J.PENZIEN, ' Dynamique des structures ', tome 1, Edition Pluralls, 1980.
- [18] DTR B.C. 2-48, ' RPA88'.
- [19] DTR 2-2, ' Charges et Surcharges d'Exploitation '.
- [20] A.S. ZEFFOUNI, ' Projet de Fin d'Etude: Etude d'un immeuble tour (R+9) a structure mixte contreventé par voiles ', E.N.P 1993.
- [21] C.DEBAZI, ' Projet de Fin d'Etude: Etude comparative d'une tour (R+13) contreventé par Portique Noyau central ', E.N.P 1993.
- [22] L.CHALAL, M.L.TANFOUR, ' Analyse Tridimensionnelle de structures contreventé par Noyau central ', E.N.P 1994.
- [23] M.ADJAMI, B.MEDDEB, ' Calcul de la superstructure d'un bâtiment toure R+13 avec étude de l'interaction voiles-portique ', ENP 1991.
- [24] R.BOUTICHE, H.Y.BAY AHMED, ' Etude d'un bâtiment (R+15) contreventé par voiles ', ENP 1992.



ANNEXE

ETUDE DYNAMIQUE D'UNE TOUR R+12+3SS

system

N=611 l=3 v=3

joints

```

c ***** RDC *****
1   x=0      y=0      z=0
7   x=28.8   y=0      z=0
8   x=0      y=9.6    z=0
14  x=28.8   y=9.6    z=0   q=1,7,8,14,1,7
15  x=12.1   y=12.1   z=0
16  x=14.4   y=12.1   z=0
19  x=12.1   y=16.7   z=0
20  x=14.4   y=16.7   z=0   q=15,16,19,20,1,2
21  x=0      y=19.2   z=0
27  x=28.8   y=19.2   z=0
28  x=0      y=28.8   z=0
34  x=28.8   y=28.8   z=0   q=21,27,28,34,1,7
c ***** ETAGE 01 *****
35  x=0      y=0      z=4.16
41  x=28.8   y=0      z=4.16
42  x=0      y=9.6    z=4.16
48  x=28.8   y=9.6    z=4.16   q=35,41,42,48,1,7
49  x=12.1   y=12.1   z=4.16
50  x=14.4   y=12.1   z=4.16
53  x=12.1   y=16.7   z=4.16
54  x=14.4   y=16.7   z=4.16   q=49,50,53,54,1,2
55  x=0      y=19.2   z=4.16
61  x=28.8   y=19.2   z=4.16
62  x=0      y=28.8   z=4.16
68  x=28.8   y=28.8   z=4.16   q=55,61,62,68,1,7
c ***** ETAGE 02 *****
69  x=0      y=0      z=8.32
75  x=28.8   y=0      z=8.32
76  x=0      y=9.6    z=8.32
82  x=28.8   y=9.6    z=8.32   q=69,75,76,82,1,7
83  x=12.1   y=12.1   z=8.32
84  x=14.4   y=12.1   z=8.32
87  x=12.1   y=16.7   z=8.32
88  x=14.4   y=16.7   z=8.32   q=83,84,87,88,1,2
89  x=0      y=19.2   z=8.32
95  x=28.8   y=19.2   z=8.32
96  x=0      y=28.8   z=8.32
102 x=28.8   y=28.8   z=8.32   q=89,95,96,102,1,7
c ***** ETAGE 03 *****
103 x=0      y=0      z=12.48
109 x=28.8   y=0      z=12.48
110 x=0      y=9.6    z=12.48
116 x=28.8   y=9.6    z=12.48   q=103,109,110,116,1,7
117 x=12.1   y=12.1   z=12.48
118 x=14.4   y=12.1   z=12.48

```

121	x=12.1	y=16.7	z=12.48	
122	x=14.4	y=16.7	z=12.48	q=117,118,121,122,1,2
123	x=0	y=19.2	z=12.48	
129	x=28.8	y=19.2	z=12.48	
130	x=0	y=28.8	z=12.48	
136	x=28.8	y=28.8	z=12.48	q=123,129,130,136,1,7
c	**	*****	ETAGE 04	*****
137	x=0	y=0	z=16	
143	x=28.8	y=0	z=16	
144	x=0	y=9.6	z=16	
150	x=28.8	y=9.6	z=16	q=137,143,144,150,1,7
151	x=12.1	y=12.1	z=16	
152	x=14.4	y=12.1	z=16	
155	x=12.1	y=16.7	z=16	
156	x=14.4	y=16.7	z=16	q=151,152,155,156,1,2
157	x=0	y=19.2	z=16	
163	x=28.8	y=19.2	z=16	
164	x=0	y=28.8	z=16	
170	x=28.8	y=28.8	z=16	q=157,163,164,170,1,7
c	*****	*****	ETAGE 05	*****
171	x=0	y=0	z=19.52	
177	x=28.8	y=0	z=19.52	
178	x=0	y=9.6	z=19.52	
184	x=28.8	y=9.6	z=19.52	q=171,177,178,184,1,7
185	x=12.1	y=12.1	z=19.52	
186	x=14.4	y=12.1	z=19.52	
189	x=12.1	y=16.7	z=19.52	
190	x=14.4	y=16.7	z=19.52	q=185,186,189,190,1,2
191	x=0	y=19.2	z=19.52	
197	x=28.8	y=19.2	z=19.52	
198	x=0	y=28.8	z=19.52	
204	x=28.8	y=28.8	z=19.52	q=191,197,198,204,1,7
c	*****	*****	ETAGE 06	*****
205	x=0	y=0	z=23.04	
211	x=28.8	y=0	z=23.04	
212	x=0	y=9.6	z=23.04	
218	x=28.8	y=9.6	z=23.04	q=205,211,212,218,1,7
219	x=12.1	y=12.1	z=23.04	
220	x=14.4	y=12.1	z=23.04	
223	x=12.1	y=16.7	z=23.04	
224	x=14.4	y=16.7	z=23.04	q=219,220,223,224,1,2
225	x=0	y=19.2	z=23.04	
231	x=28.8	y=19.2	z=23.04	
232	x=0	y=28.8	z=23.04	
238	x=28.8	y=28.8	z=23.04	q=225,231,232,238,1,7
c	*****	*****	ETAGE 07	*****
239	x=0	y=0	z=26.56	
245	x=28.8	y=0	z=26.56	
246	x=0	y=9.6	z=26.56	
252	x=28.8	y=9.6	z=26.56	q=239,245,246,252,1,7
253	x=12.1	y=12.1	z=26.56	

254	x=14.4	y=12.1	z=26.56	
257	x=12.1	y=16.7	z=26.56	
258	x=14.4	y=16.7	z=26.56	q=253,254,257,258,1,2
259	x=0	y=19.2	z=26.56	
265	x=28.8	y=19.2	z=26.56	
266	x=0	y=28.8	z=26.56	
272	x=28.8	y=28.8	z=26.56	q=259,265,266,272,1,7
c	*****	ETAGE 08	*****	
273	x=0	y=0	z=29.76	
279	x=28.8	y=0	z=29.76	
280	x=0	y=9.6	z=29.76	
286	x=28.8	y=9.6	z=29.76	q=273,279,280,286,1,7
287	x=12.1	y=12.1	z=29.76	
288	x=14.4	y=12.1	z=29.76	
291	x=12.1	y=16.7	z=29.76	
292	x=14.4	y=16.7	z=29.76	q=287,288,291,292,1,2
293	x=0	y=19.2	z=29.76	
299	x=28.8	y=19.2	z=29.76	
300	x=0	y=28.8	z=29.76	
306	x=28.8	y=28.8	z=29.76	q=293,299,300,306,1,7
c	*****	ETAGE 09	*****	
307	x=0	y=0	z=32.96	
313	x=28.8	y=0	z=32.96	
314	x=0	y=9.6	z=32.96	
320	x=28.8	y=9.6	z=32.96	q=307,313,314,320,1,7
321	x=12.1	y=12.1	z=32.96	
322	x=14.4	y=12.1	z=32.96	
325	x=12.1	y=16.7	z=32.96	
326	x=14.4	y=16.7	z=32.96	q=321,322,325,326,1,2
327	x=0	y=19.2	z=32.96	
333	x=28.8	y=19.2	z=32.96	
334	x=0	y=28.8	z=32.96	
340	x=28.8	y=28.8	z=32.96	q=327,333,334,340,1,7
c	*****	ETAGE 10	*****	
341	x=0	y=0	z=36.16	
347	x=28.8	y=0	z=36.16	
348	x=0	y=9.6	z=36.16	
354	x=28.8	y=9.6	z=36.16	q=341,347,348,354,1,7
355	x=12.1	y=12.1	z=36.16	
356	x=14.4	y=12.1	z=36.16	
359	x=12.1	y=16.7	z=36.16	
360	x=14.4	y=16.7	z=36.16	q=355,356,359,360,1,2
361	x=0	y=19.2	z=36.16	
367	x=28.8	y=19.2	z=36.16	
368	x=0	y=28.8	z=36.16	
374	x=28.8	y=28.8	z=36.16	q=361,367,368,374,1,7
c	*****	ETAGE 11	*****	
375	x=0	y=0	z=39.36	
381	x=28.8	y=0	z=39.36	
382	x=0	y=9.6	z=39.36	
388	x=28.8	y=9.6	z=39.36	q=375,381,382,388,1,7

389	x=12.1	y=12.1	z=39.36	
390	x=14.4	y=12.1	z=39.36	
393	x=12.1	y=16.7	z=39.36	
394	x=14.4	y=16.7	z=39.36	q=389,390,393,394,1,2
395	x=0	y=19.2	z=39.36	
401	x=28.8	y=19.2	z=39.36	
402	x=0	y=28.8	z=39.36	
408	x=28.8	y=28.8	z=39.36	q=395,401,402,408,1,7
c ***** ETAGE 12 *****				
409	x=0	y=0	z=42.56	
415	x=28.8	y=0	z=42.56	
416	x=0	y=9.6	z=42.56	
422	x=28.8	y=9.6	z=42.56	q=409,415,416,422,1,7
423	x=12.1	y=12.1	z=42.56	
424	x=14.4	y=12.1	z=42.56	
427	x=12.1	y=16.7	z=42.56	
428	x=14.4	y=16.7	z=42.56	q=423,424,427,428,1,2
429	x=0	y=19.2	z=42.56	
435	x=28.8	y=19.2	z=42.56	
436	x=0	y=28.8	z=42.56	
442	x=28.8	y=28.8	z=42.56	q=429,435,436,442,1,7
c ***** terrasse *****				
443	x=0	y=0	z=45.76	
449	x=28.8	y=0	z=45.76	
450	x=0	y=9.6	z=45.76	
456	x=28.8	y=9.6	z=45.76	q=443,449,450,456,1,7
457	x=12.1	y=12.1	z=45.76	
458	x=14.4	y=12.1	z=45.76	
461	x=12.1	y=16.7	z=45.76	
462	x=14.4	y=16.7	z=45.76	q=457,458,461,462,1,2
463	x=0	y=19.2	z=45.76	
469	x=28.8	y=19.2	z=45.76	
470	x=0	y=28.8	z=45.76	
476	x=28.8	y=28.8	z=45.76	q=463,469,470,476,1,7
c ***** noeuds maitres *****				
477	x=14	y=14.4	z=4.16	
478	x=14	y=14.4	z=8.32	
479	x=14	y=14.4	z=12.48	
480	x=14	y=14.4	z=16	
481	x=14	y=14.4	z=19.52	
482	x=14	y=14.4	z=23.04	
483	x=14	y=14.4	z=26.56	
484	x=14	y=14.4	z=29.76	
485	x=14	y=14.4	z=32.96	
486	x=14	y=14.4	z=36.16	
487	x=14	y=14.4	z=39.36	
488	x=14	y=14.4	z=42.56	
489	x=14	y=14.4	z=45.76	
c ***** noeuds des linteaux *****				
542	x=14.4	y=12.55	z=0	
545	x=14.4	y=12.55	z=12.48	g=542,545,1

546	x=14.4	y=12.55	z=16	
549	x=14.4	y=12.55	z=26.56	g=546,549,1
550	x=14.4	y=12.55	z=29.76	
555	x=14.4	y=12.55	z=45.76	g=550,555,1
556	x=14.4	y=13.95	z=0	
559	x=14.4	y=13.95	z=12.48	g=556,559,1
560	x=14.4	y=13.95	z=16	
563	x=14.4	y=13.95	z=26.56	g=560,563,1
564	x=14.4	y=13.95	z=29.76	
569	x=14.4	y=13.95	z=45.76	g=564,569,1
570	x=14.4	y=14.85	z=0	
573	x=14.4	y=14.85	z=12.48	g=570,573,1
574	x=14.4	y=14.85	z=16	
577	x=14.4	y=14.85	z=26.56	g=574,577,1
578	x=14.4	y=14.85	z=29.76	
583	x=14.4	y=14.85	z=45.76	g=578,583,1
584	x=14.4	y=16.25	z=0	
587	x=14.4	y=16.25	z=12.48	g=584,587,1
588	x=14.4	y=16.25	z=16	
591	x=14.4	y=16.25	z=26.56	g=588,591,1
592	x=14.4	y=16.25	z=29.76	
597	x=14.4	y=16.25	z=45.76	g=592,597,1

RESTRAINTS

1	34	1	R=1,1,1,1,1,1
35	476	1	R=1,1,0,0,0,1
477	489	1	R=0,0,1,1,1,0
542	584	14	R=1,1,1,1,1,1
543	555	1	R=1,1,0,0,0,1
557	569	1	R=1,1,0,0,0,1
571	583	1	R=1,1,0,0,0,1
585	597	1	R=1,1,0,0,0,0

FRAME

NM=9 NL=24 z=-1

c ***** Propri,tes m,caniques et g,om,triques des sections *****

1	D=0.7	B=0.3	E=3.4e7	G=E/2	W=5.15025	m=0.525
2	D=0.4	B=0.3	E=3.4e7	G=E/2	W=2.943	m=0.3
3	D=0.9	B=0.5	E=3.4e7	G=E/2	W=11.036	m=1.125
4	D=0.2	B=0.8	E=3.4e7	G=E/2	W=11.772	m=1.2
5	D=0.5	B=0.4	E=3.4e7	G=E/2	W=4.905	m=0.5
6	D=2	B=0.2	E=3.4e7	G=E/2	W=9.81	m=1
7	D=1.32	B=0.2	E=3.4e7	G=E/2	W=6.4746	m=0.66
8	D=1	B=0.2	E=3.4e7	G=E/2	W=4.905	m=0.5
9	D=0.7	B=0.5	E=3.4e7	G=e/2	W=8.58375	m=0.875

c **** differents cas de charges et surcharges *****

c G:TERASSE

1	WG = 0,0,-12.2
2	WG = 0,0,-28.75

C G:HABITATIONS

3 WG = 0,0,-8.45

4 WG = 0,0,-25.05

C G:BUREAUX

5 WG = 0,0,-8.31

6 WG = 0,0,-24.64

C Q:HABITATIONS

7 WG = 0,0,-2.1

8 WG = 0,0,-6.15

C Q: BUREAUX

9 WG = 0,0,-3.5

10 WG = 0,0,-10.25

C G:COMMERCES

11 WG = 0,0,-9.695

12 WG = 0,0,-28.75

C Q:COMMERCES

13 WG = 0,0,-7

14 WG = 0,0,-20.5

C Q:TERASSES

15 WG = 0,0,-1.4

16 WG = 0,0,-4.1

c ***** chargements de rives *****

17 WG = 0,0,-4.85 :poutre transv terasse

18 WG = 0,0,-16.87 :poutre long terasse

19 WG = 0,0,-8.225 :poutre transv habitations

20 WG = 0,0,-16.525 :poutre long habitations

21 WG = 0,0,-8.155 :poutre transv bureaux

22 WG = 0,0,-16.32 :poutre long bureaux

23 WG = 0,0,-8.847 :poutre transv commerces

24 WG = 0,0,-18.375 :poutre long commerces

c ***** POTEAUX *****

1 1 35 m=3 lp=3,0 ms=0,477 g=13,1,1,1

15 21 55 m=3 lp=3,0 ms=0,477 g=13,1,1,1

29 35 69 m=3 lp=3,0 ms=477,478 g=13,1,1,1

43 55 89 m=3 lp=3,0 ms=477,478 g=13,1,1,1

57 69 103 m=3 lp=3,0 ms=478,479 g=13,1,1,1

71 89 123 m=3 lp=3,0 ms=478,479 g=13,1,1,1

85 103 137 m=9 lp=3,0 ms=479,480 g=13,1,1,1

99 123 157 m=9 lp=3,0 ms=479,480 g=13,1,1,1

113 137 171 m=9 lp=3,0 ms=480,481 g=13,1,1,1

127 157 191 m=9 lp=3,0 ms=480,481 g=13,1,1,1

141 171 205 m=9 lp=3,0 ms=481,482 g=13,1,1,1

155 191 225 m=9 lp=3,0 ms=481,482 g=13,1,1,1

169 205 239 m=9 lp=3,0 ms=482,483 g=13,1,1,1

183 225 259 m=9 lp=3,0 ms=482,483 g=13,1,1,1

197 239 273 m=5 lp=3,0 ms=483,484 g=13,1,1,1

211 259 293 m=5 lp=3,0 ms=483,484 g=13,1,1,1

225 273 307 m=5 lp=3,0 ms=484,485 g=13,1,1,1

239 293 327 m=5 lp=3,0 ms=484,485 g=13,1,1,1

253 307 341 m=5 lp=3,0 ms=485,486 g=13,1,1,1

267 327 361 m=5 lp=3,0 ms=485,486 g=13,1,1,1

281	341	375	m=5	lp=3,0	ms=486,487	g=13,1,1,1
295	361	395	m=5	lp=3,0	ms=486,487	g=13,1,1,1
309	375	409	m=5	lp=3,0	ms=487,488	g=13,1,1,1
323	395	429	m=5	lp=3,0	ms=487,488	g=13,1,1,1
337	409	443	m=5	lp=3,0	ms=488,489	g=13,1,1,1
351	429	463	m=5	lp=3,0	ms=488,489	g=13,1,1,1

c ***** POUTRES *****

c ***** ETAGE 01 *****

365	35	36	m=2	lp=2,0	ms=477,477	nsl=23,13	g=5,1,1,1
371	42	43	m=2	lp=2,0	ms=477,477	nsl=11,13	g=5,1,1,1
377	55	56	m=2	lp=2,0	ms=477,477	nsl=11,13	g=5,1,1,1
383	62	63	m=2	lp=2,0	ms=477,477	nsl=23,13	g=5,1,1,1
389	35	42	m=1	lp=3,0	ms=477,477	nsl=24,14	
390	36	43	m=1	lp=3,0	ms=477,477	nsl=12,14	g=4,1,1,1
395	41	48	m=1	lp=3,0	ms=477,477	nsl=24,14	
396	42	55	m=1	lp=3,0	ms=477,477	nsl=24,14	
397	43	56	m=1	lp=3,0	ms=477,477	nsl=12,14	g=4,1,1,1
402	48	61	m=1	lp=3,0	ms=477,477	nsl=24,14	
403	55	62	m=1	lp=3,0	ms=477,477	nsl=24,14	
404	56	63	m=1	lp=3,0	ms=477,477	nsl=12,14	g=4,1,1,1
409	61	68	m=1	lp=3,0	ms=477,477	nsl=24,14	

C ***** ETAGE 02 *****

410	69	70	m=2	lp=2,0	ms=478,478	nsl=23,13	g=5,1,1,1
416	76	77	m=2	lp=2,0	ms=478,478	nsl=11,13	g=5,1,1,1
422	89	90	m=2	lp=2,0	ms=478,478	nsl=11,13	g=5,1,1,1
428	96	97	m=2	lp=2,0	ms=478,478	nsl=23,13	g=5,1,1,1
434	69	76	m=1	lp=3,0	ms=478,478	nsl=24,14	
435	70	77	m=1	lp=3,0	ms=478,478	nsl=12,14	g=4,1,1,1
440	75	82	m=1	lp=3,0	ms=478,478	nsl=24,14	
441	76	89	m=1	lp=3,0	ms=478,478	nsl=24,14	
442	77	90	m=1	lp=3,0	ms=478,478	nsl=12,14	g=4,1,1,1
447	82	95	m=1	lp=3,0	ms=478,478	nsl=24,14	
448	89	96	m=1	lp=3,0	ms=478,478	nsl=24,14	
449	90	97	m=1	lp=3,0	ms=478,478	nsl=12,14	g=4,1,1,1
454	95	102	m=1	lp=3,0	ms=478,478	nsl=24,14	

C ***** ETAGE 03 *****

455	103	104	m=2	lp=2,0	ms=479,479	nsl=21,9	g=5,1,1,1
461	110	111	m=2	lp=2,0	ms=479,479	nsl=5,9	g=5,1,1,1
467	123	124	m=2	lp=2,0	ms=479,479	nsl=5,9	g=5,1,1,1
473	130	131	m=2	lp=2,0	ms=479,479	nsl=21,9	g=5,1,1,1
479	103	110	m=1	lp=3,0	ms=479,479	nsl=22,10	
480	104	111	m=1	lp=3,0	ms=479,479	nsl=6,10	g=4,1,1,1
485	109	116	m=1	lp=3,0	ms=479,479	nsl=22,10	
486	110	123	m=1	lp=3,0	ms=479,479	nsl=22,10	
487	111	124	m=1	lp=3,0	ms=479,479	nsl=6,10	g=4,1,1,1
492	116	129	m=1	lp=3,0	ms=479,479	nsl=22,10	
493	123	130	m=1	lp=3,0	ms=479,479	nsl=22,10	
494	124	131	m=1	lp=3,0	ms=479,479	nsl=6,10	g=4,1,1,1
499	129	136	m=1	lp=3,0	ms=479,479	nsl=22,10	

```

C ***** ETAGE 04 *****
500 137 138 m=2 lp=2,0 ms=480,480 nsl=21,9 g=5,1,1,1
506 144 145 m=2 lp=2,0 ms=480,480 nsl=5,9 g=5,1,1,1
512 157 158 m=2 lp=2,0 ms=480,480 nsl=5,9 g=5,1,1,1
518 164 165 m=2 lp=2,0 ms=480,480 nsl=21,9 g=5,1,1,1
524 137 144 m=1 lp=3,0 ms=480,480 nsl=22,10
525 138 145 m=1 lp=3,0 ms=480,480 nsl=6,10 g=4,1,1,1
530 143 150 m=1 lp=3,0 ms=480,480 nsl=22,10
531 144 157 m=1 lp=3,0 ms=480,480 nsl=22,10
532 145 158 m=1 lp=3,0 ms=480,480 nsl=6,10 g=4,1,1,1
537 150 163 m=1 lp=3,0 ms=480,480 nsl=22,10
538 157 164 m=1 lp=3,0 ms=480,480 nsl=22,10
539 158 165 m=1 lp=3,0 ms=480,480 nsl=6,10 g=4,1,1,1
544 163 170 m=1 lp=3,0 ms=480,480 nsl=22,10
C ***** ETAGE 05 *****
545 171 172 m=2 lp=2,0 ms=481,481 nsl=21,9 g=5,1,1,1
551 178 179 m=2 lp=2,0 ms=481,481 nsl=5,9 g=5,1,1,1
557 191 192 m=2 lp=2,0 ms=481,481 nsl=5,9 g=5,1,1,1
563 198 199 m=2 lp=2,0 ms=481,481 nsl=21,9 g=5,1,1,1
569 171 178 m=1 lp=3,0 ms=481,481 nsl=22,10
570 172 179 m=1 lp=3,0 ms=481,481 nsl=6,10 g=4,1,1,1
575 177 184 m=1 lp=3,0 ms=481,481 nsl=22,10
576 178 191 m=1 lp=3,0 ms=481,481 nsl=22,10
577 179 192 m=1 lp=3,0 ms=481,481 nsl=6,10 g=4,1,1,1
582 184 197 m=1 lp=3,0 ms=481,481 nsl=22,10
583 191 198 m=1 lp=3,0 ms=481,481 nsl=22,10
584 192 199 m=1 lp=3,0 ms=481,481 nsl=6,10 g=4,1,1,1
589 197 204 m=1 lp=3,0 ms=481,481 nsl=22,10
C ***** ETAGE 06 *****
590 205 206 m=2 lp=2,0 ms=482,482 nsl=21,9 g=5,1,1,1
596 212 213 m=2 lp=2,0 ms=482,482 nsl=5,9 g=5,1,1,1
602 225 226 m=2 lp=2,0 ms=482,482 nsl=5,9 g=5,1,1,1
608 232 233 m=2 lp=2,0 ms=482,482 nsl=21,9 g=5,1,1,1
614 205 212 m=1 lp=3,0 ms=482,482 nsl=22,10
615 206 213 m=1 lp=3,0 ms=482,482 nsl=6,10 g=4,1,1,1
620 211 218 m=1 lp=3,0 ms=482,482 nsl=22,10
621 212 225 m=1 lp=3,0 ms=482,482 nsl=22,10
622 213 226 m=1 lp=3,0 ms=482,482 nsl=6,10 g=4,1,1,1
627 218 231 m=1 lp=3,0 ms=482,482 nsl=22,10
628 225 232 m=1 lp=3,0 ms=482,482 nsl=22,10
629 226 233 m=1 lp=3,0 ms=482,482 nsl=6,10 g=4,1,1,1
634 231 238 m=1 lp=3,0 ms=482,482 nsl=22,10
C ***** ETAGE 07 *****
635 239 240 m=2 lp=2,0 ms=483,483 nsl=19,7 g=5,1,1,1
641 246 247 m=2 lp=2,0 ms=483,483 nsl=3,7 g=5,1,1,1
647 259 260 m=2 lp=2,0 ms=483,483 nsl=3,7 g=5,1,1,1
653 266 267 m=2 lp=2,0 ms=483,483 nsl=19,7 g=5,1,1,1
659 239 246 m=1 lp=3,0 ms=483,483 nsl=20,8
660 240 247 m=1 lp=3,0 ms=483,483 nsl=4,8 g=4,1,1,1
665 245 252 m=1 lp=3,0 ms=483,483 nsl=20,8
666 247 260 m=1 lp=3,0 ms=483,483 nsl=20,8

```

667	248	261	m=1	lp=3,0	ms=483,483	nsf=4,8	g=2,1,1,1
670	251	264	m=1	lp=3,0	ms=483,483	nsf=20,8	
671	259	266	m=1	lp=3,0	ms=483,483	nsf=20,8	
672	260	267	m=1	lp=3,0	ms=483,483	nsf=4,8	g=4,1,1,1
677	265	272	m=1	lp=3,0	ms=483,483	nsf=20,8	

C ***** ETAGE 08 *****

678	273	274	m=2	lp=2,0	ms=484,484	nsf=19,7	g=5,1,1,1
684	280	281	m=2	lp=2,0	ms=484,484	nsf=3,7	g=5,1,1,1
690	293	294	m=2	lp=2,0	ms=484,484	nsf=3,7	g=5,1,1,1
696	300	301	m=2	lp=2,0	ms=484,484	nsf=19,7	g=5,1,1,1
702	273	280	m=1	lp=3,0	ms=484,484	nsf=20,8	
703	274	281	m=1	lp=3,0	ms=484,484	nsf=4,8	g=4,1,1,1
708	279	286	m=1	lp=3,0	ms=484,484	nsf=20,8	
709	281	294	m=1	lp=3,0	ms=484,484	nsf=20,8	
710	282	295	m=1	lp=3,0	ms=484,484	nsf=4,8	g=2,1,1,1
713	285	298	m=1	lp=3,0	ms=484,484	nsf=20,8	
714	293	300	m=1	lp=3,0	ms=484,484	nsf=20,8	
715	294	301	m=1	lp=3,0	ms=484,484	nsf=4,8	g=4,1,1,1
720	299	306	m=1	lp=3,0	ms=484,484	nsf=20,8	

C ***** ETAGE 09 *****

721	307	308	m=2	lp=2,0	ms=485,485	nsf=19,7	g=5,1,1,1
727	314	315	m=2	lp=2,0	ms=485,485	nsf=3,7	g=5,1,1,1
733	327	328	m=2	lp=2,0	ms=485,485	nsf=3,7	g=5,1,1,1
739	334	335	m=2	lp=2,0	ms=485,485	nsf=19,7	g=5,1,1,1
745	307	314	m=1	lp=3,0	ms=485,485	nsf=20,8	
746	308	315	m=1	lp=3,0	ms=485,485	nsf=4,8	g=4,1,1,1
751	313	320	m=1	lp=3,0	ms=485,485	nsf=20,8	
752	315	328	m=1	lp=3,0	ms=485,485	nsf=20,8	
753	316	329	m=1	lp=3,0	ms=485,485	nsf=4,8	g=2,1,1,1
756	319	332	m=1	lp=3,0	ms=485,485	nsf=20,8	
757	327	334	m=1	lp=3,0	ms=485,485	nsf=20,8	
758	328	335	m=1	lp=3,0	ms=485,485	nsf=4,8	g=4,1,1,1
763	333	340	m=1	lp=3,0	ms=485,485	nsf=20,8	

C ***** ETAGE 10 *****

764	341	342	m=2	lp=2,0	ms=486,486	nsf=19,7	g=5,1,1,1
770	348	349	m=2	lp=2,0	ms=486,486	nsf=3,7	g=5,1,1,1
776	361	362	m=2	lp=2,0	ms=486,486	nsf=3,7	g=5,1,1,1
782	368	369	m=2	lp=2,0	ms=486,486	nsf=19,7	g=5,1,1,1
788	341	348	m=1	lp=3,0	ms=486,486	nsf=20,8	
789	342	349	m=1	lp=3,0	ms=486,486	nsf=4,8	g=4,1,1,1
794	347	354	m=1	lp=3,0	ms=486,486	nsf=20,8	
795	349	362	m=1	lp=3,0	ms=486,486	nsf=20,8	
796	350	363	m=1	lp=3,0	ms=486,486	nsf=4,8	g=2,1,1,1
799	353	366	m=1	lp=3,0	ms=486,486	nsf=20,8	
800	361	368	m=1	lp=3,0	ms=486,486	nsf=20,8	
801	362	369	m=1	lp=3,0	ms=486,486	nsf=4,8	g=4,1,1,1
806	367	374	m=1	lp=3,0	ms=486,486	nsf=20,8	

C ***** ETAGE 11 *****

807	375	376	m=2	lp=2,0	ms=487,487	nsf=19,7	g=5,1,1,1
813	382	383	m=2	lp=2,0	ms=487,487	nsf=3,7	g=5,1,1,1
819	395	396	m=2	lp=2,0	ms=487,487	nsf=3,7	g=5,1,1,1

825	402	403	m=2	lp=2,0	ms=487,487	nsl=19,7	g=5,1,1,1
831	375	382	m=1	lp=3,0	ms=487,487	nsl=20,8	
832	376	383	m=1	lp=3,0	ms=487,487	nsl=4,8	g=4,1,1,1
837	381	388	m=1	lp=3,0	ms=487,487	nsl=20,8	
838	383	396	m=1	lp=3,0	ms=487,487	nsl=20,8	
839	384	397	m=1	lp=3,0	ms=487,487	nsl=4,8	g=2,1,1,1
842	387	400	m=1	lp=3,0	ms=487,487	nsl=20,8	
843	395	402	m=1	lp=3,0	ms=487,487	nsl=20,8	
844	396	403	m=1	lp=3,0	ms=487,487	nsl=4,8	g=4,1,1,1
849	401	408	m=1	lp=3,0	ms=487,487	nsl=20,8	

C ***** ETAGE 12 *****

850	409	410	m=2	lp=2,0	ms=488,488	nsl=19,7	g=5,1,1,1
856	416	417	m=2	lp=2,0	ms=488,488	nsl=3,7	g=5,1,1,1
862	429	430	m=2	lp=2,0	ms=488,488	nsl=3,7	g=5,1,1,1
868	436	437	m=2	lp=2,0	ms=488,488	nsl=19,7	g=5,1,1,1
874	409	416	m=1	lp=3,0	ms=488,488	nsl=20,8	
875	410	417	m=1	lp=3,0	ms=488,488	nsl=4,8	g=4,1,1,1
880	415	422	m=1	lp=3,0	ms=488,488	nsl=20,8	
881	417	430	m=1	lp=3,0	ms=488,488	nsl=20,8	
882	418	431	m=1	lp=3,0	ms=488,488	nsl=4,8	g=2,1,1,1
885	421	434	m=1	lp=3,0	ms=488,488	nsl=20,8	
886	429	436	m=1	lp=3,0	ms=488,488	nsl=20,8	
887	430	437	m=1	lp=3,0	ms=488,488	nsl=4,8	g=4,1,1,1
892	435	442	m=1	lp=3,0	ms=488,488	nsl=20,8	

C ***** ETAGE TERRASSE *****

893	443	444	m=2	lp=2,0	ms=489,489	nsl=17,15	g=5,1,1,1
899	450	451	m=2	lp=2,0	ms=489,489	nsl=1,15	g=5,1,1,1
905	463	464	m=2	lp=2,0	ms=489,489	nsl=1,15	g=5,1,1,1
911	470	471	m=2	lp=2,0	ms=489,489	nsl=17,15	g=5,1,1,1
917	443	450	m=1	lp=3,0	ms=489,489	nsl=18,16	
918	444	451	m=1	lp=3,0	ms=489,489	nsl=2,16	g=4,1,1,1
923	449	456	m=1	lp=3,0	ms=489,489	nsl=18,16	
924	451	464	m=1	lp=3,0	ms=489,489	nsl=18,16	
925	452	465	m=1	lp=3,0	ms=489,489	nsl=2,16	g=2,1,1,1
928	455	468	m=1	lp=3,0	ms=489,489	nsl=18,16	
929	463	470	m=1	lp=3,0	ms=489,489	nsl=18,16	
930	464	471	m=1	lp=3,0	ms=489,489	nsl=2,16	g=4,1,1,1
935	469	476	m=1	lp=3,0	ms=489,489	nsl=18,16	

c ***** Linteaux *****

936	543	557	m=6	lp=-3,0	ms=477,477		g=2,1,1,1,1,1
939	546	560	m=7	lp=-3,0	ms=480,480		g=3,1,1,1,1,1
943	550	564	m=8	lp=-3,0	ms=484,484		g=5,1,1,1,1,1
949	571	585	m=6	lp=-3,0	ms=477,477		g=2,1,1,1,1,1
952	574	588	m=7	lp=-3,0	ms=480,480		g=3,1,1,1,1,1
956	578	592	m=8	lp=-3,0	ms=484,484		g=5,1,1,1,1,1

c ***** POUTRES AUXILIERES *****

962	49	50	m=4	lp=2,0	ms=477,477		g=12,1,34,34,1,1
975	51	52	m=4	lp=2,0	ms=477,477		g=12,1,34,34,1,1
988	53	54	m=4	lp=2,0	ms=477,477		g=12,1,34,34,1,1
1001	49	53	m=4	lp=3,0	ms=477,477		g=12,1,34,34,1,1

SHELL

NM=1 z=-1

1 E=3.4e7 U=0 W=24.525 m=2.5

1	JQ=11,45,10,44	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3	g=13,1
14	JQ=10,44,23,57	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3	g=13,1
27	JQ=23,57,24,58	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3	g=13,1
40	JQ=16,50,15,49	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3	g=13,1
53	JQ=15,49,17,51	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3	g=13,1
66	JQ=18,52,17,51	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3	g=13,1
79	JQ=17,51,19,53	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3	g=13,1
92	JQ=19,53,20,54	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3	g=13,1

c ***** voiles de s trumeaux *****

106	jq=542,543,16,50	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
107	jq=543,544,50,84	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
108	jq=544,545,84,118	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
109	jq=545,546,118,152	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
110	jq=546,547,152,186	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
111	jq=547,548,186,220	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
112	jq=548,549,220,254	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
113	jq=549,550,254,288	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
114	jq=550,551,288,322	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
115	jq=551,552,322,356	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
116	jq=552,553,356,390	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
117	jq=553,554,390,424	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
118	jq=554,555,424,458	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
119	jq=556,557,18,52	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
120	jq=557,558,52,86	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
121	jq=558,559,86,120	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
122	jq=559,560,120,154	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
123	jq=560,561,154,188	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
124	jq=561,562,188,222	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
125	jq=562,563,222,256	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
126	jq=563,564,256,290	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
127	jq=564,565,290,324	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
128	jq=565,566,324,358	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
129	jq=566,567,358,392	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
130	jq=567,568,392,426	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
131	jq=568,569,426,460	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
132	jq=18,52,570,571	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
133	jq=52,86,571,572	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
134	jq=86,120,572,573	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
135	jq=120,154,573,574	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
136	jq=154,188,574,575	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
137	jq=188,222,575,576	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
138	jq=222,256,576,577	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
139	jq=256,290,577,578	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
140	jq=290,324,578,579	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
141	jq=324,358,579,580	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
142	jq=358,392,580,581	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
143	jq=392,426,581,582	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
144	jq=426,460,582,583	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3

145	jq=584,585,20,54	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
146	jq=585,586,54,88	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
147	jq=586,587,88,122	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
148	jq=587,588,122,156	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
149	jq=588,589,156,190	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
150	jq=589,590,190,224	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
151	jq=590,591,224,258	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
152	jq=591,592,258,292	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
153	jq=592,593,292,326	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
154	jq=593,594,326,360	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
155	jq=594,595,360,394	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
156	jq=595,596,394,428	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3
157	jq=596,597,428,462	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=3

SPEC

A=0 S=0.2943 D=0.05

0.1	2.00	2.00
0.2	2.00	2.00
0.3	2.00	2.00
0.4	1.65	1.65
0.5	1.42	1.42
0.6	1.26	1.26
0.7	1.14	1.14
0.8	1.04	1.04
0.9	0.96	0.96
1.0	0.896	0.896
1.1	0.841	0.841
1.2	0.793	0.793
1.3	0.752	0.752
1.4	0.716	0.716
1.5	0.684	0.684
1.6	0.6655	0.6655
1.7	0.629	0.629
1.8	0.606	0.606
1.9	0.584	0.584
2.0	0.564	0.564

COMBO

1	c=1.35,1.5	
2	c=1,1	d = -1.2
3	c=1,1	d = 1.2
4	c=0.8	d = 1
5	c=0.8	d = -1
6	c=1,1	d = 1
7	c=1,1	d = -1

96/00094

الجمهورية التونسية
المعهد الوطني للتخطيط
Tunis - Institut National Polytechnique

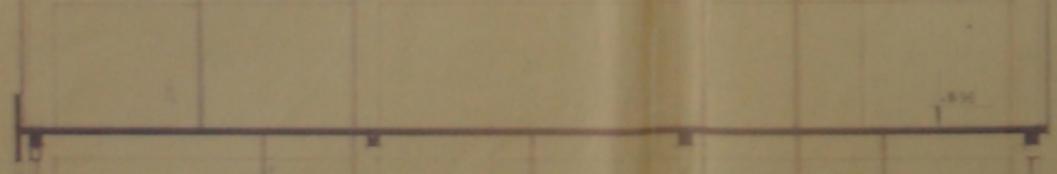
LOGEMENTS



BUREAU X



RESTAURANT
CAFETERIA
S. POLYVALENTE



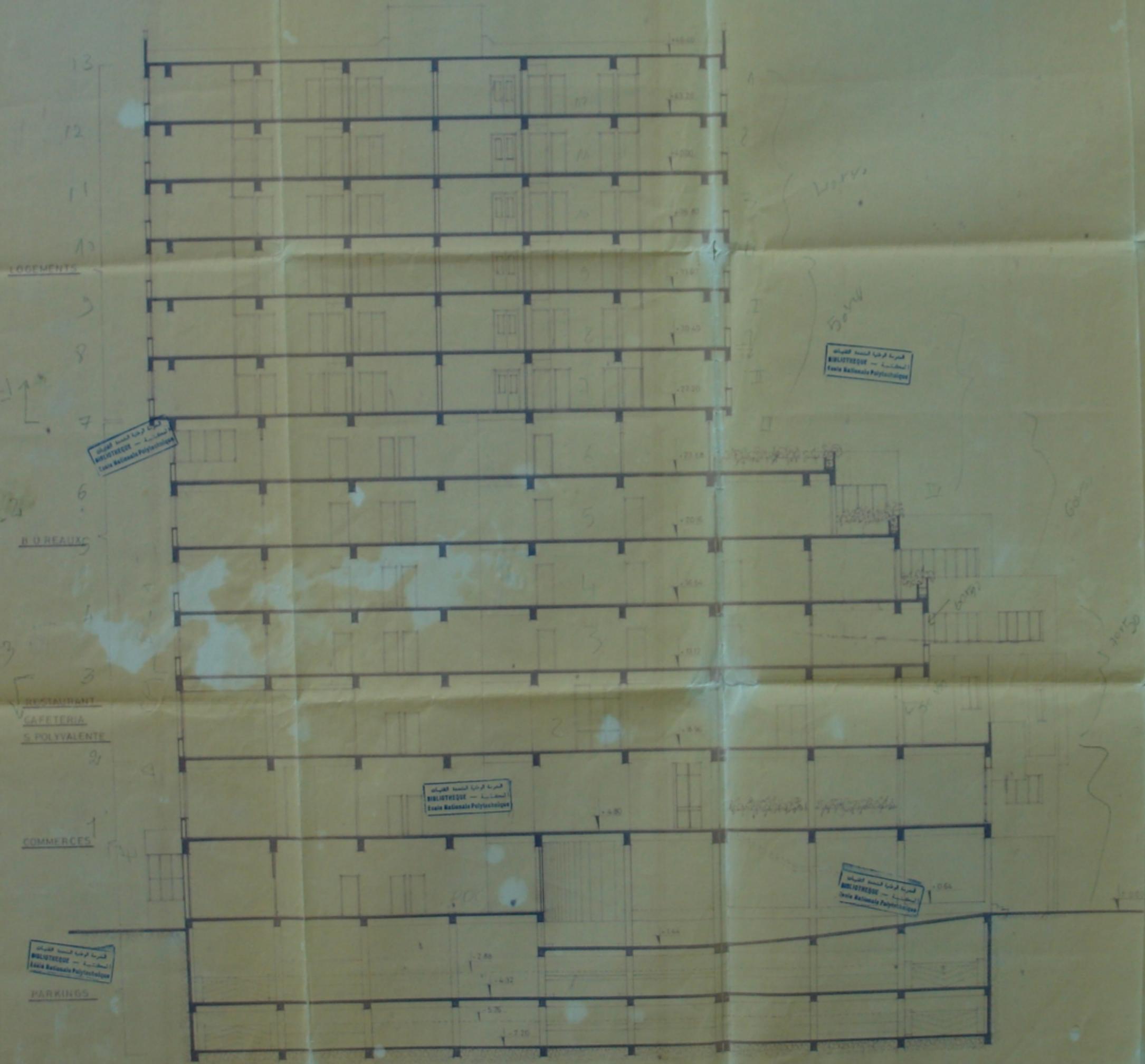
COMMERCES



PARKING



الجمهورية التونسية
المعهد الوطني للتخطيط
Tunis - Institut National Polytechnique



المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - ARCHITECTURE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - ARCHITECTURE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - ARCHITECTURE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - ARCHITECTURE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - ARCHITECTURE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - ARCHITECTURE
Ecole Nationale Polytechnique

PS 007/96

m=1

m=2

m=3

L29.75

5.00m

Colonne

Colonne

Colonne

LOGEMENTS

BUREAUX

RESTAURANT
CAFETERIA
S. POLYVALENTE

COMMERCES

PARKINGS

13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1

17

16

15

14

13

12

11

10

9

8

7

6

5

4

3

2

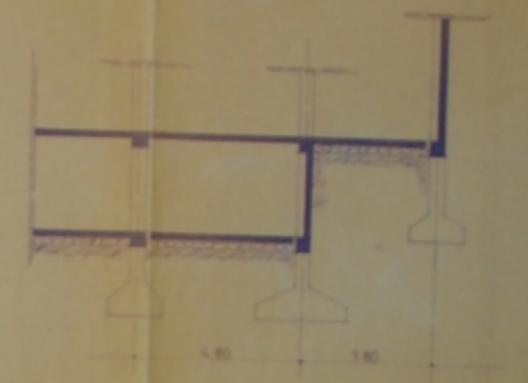
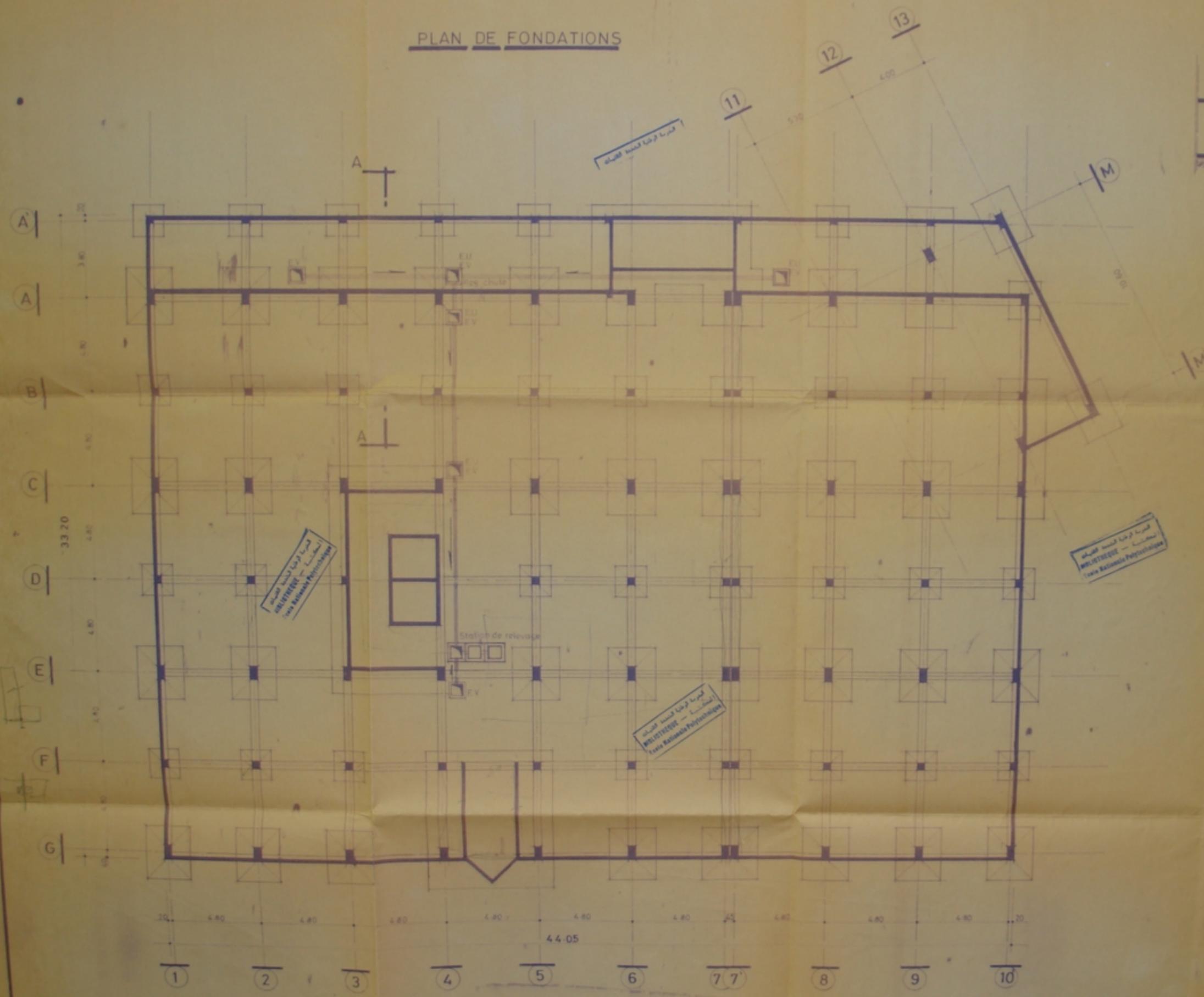
1

24.80
24.32
23.84
23.36
22.88
22.40
21.92
21.44
20.96
20.48
19.99
19.51
19.03
18.55
18.07
17.59
17.11
16.63
16.15
15.67
15.19
14.71
14.23
13.75
13.27
12.79
12.31
11.83
11.35
10.87
10.39
9.91
9.43
8.95
8.47
7.99
7.51
7.03
6.55
6.07
5.59
5.11
4.63
4.15
3.67
3.19
2.71
2.23
1.75
1.27
0.79
0.31
-0.17
-0.69
-1.21
-1.73
-2.25
-2.77
-3.29
-3.81
-4.33
-4.85
-5.37
-5.89
-6.41
-6.93
-7.45
-7.97
-8.49
-9.01
-9.53
-10.05
-10.57
-11.09
-11.61
-12.13
-12.65
-13.17
-13.69
-14.21
-14.73
-15.25
-15.77
-16.29
-16.81
-17.33
-17.85
-18.37
-18.89
-19.41
-19.93
-20.45
-20.97
-21.49
-22.01
-22.53
-23.05
-23.57
-24.09
-24.61
-25.13
-25.65
-26.17
-26.69
-27.21
-27.73
-28.25
-28.77
-29.29
-29.81
-30.33
-30.85
-31.37
-31.89
-32.41
-32.93
-33.45
-33.97
-34.49
-35.01
-35.53
-36.05
-36.57
-37.09
-37.61
-38.13
-38.65
-39.17
-39.69
-40.21
-40.73
-41.25
-41.77
-42.29
-42.81
-43.33
-43.85
-44.37
-44.89
-45.41
-45.93
-46.45
-46.97
-47.49
-48.01
-48.53
-49.05
-49.57
-50.09
-50.61
-51.13
-51.65
-52.17
-52.69
-53.21
-53.73
-54.25
-54.77
-55.29
-55.81
-56.33
-56.85
-57.37
-57.89
-58.41
-58.93
-59.45
-59.97
-60.49
-61.01
-61.53
-62.05
-62.57
-63.09
-63.61
-64.13
-64.65
-65.17
-65.69
-66.21
-66.73
-67.25
-67.77
-68.29
-68.81
-69.33
-69.85
-70.37
-70.89
-71.41
-71.93
-72.45
-72.97
-73.49
-74.01
-74.53
-75.05
-75.57
-76.09
-76.61
-77.13
-77.65
-78.17
-78.69
-79.21
-79.73
-80.25
-80.77
-81.29
-81.81
-82.33
-82.85
-83.37
-83.89
-84.41
-84.93
-85.45
-85.97
-86.49
-87.01
-87.53
-88.05
-88.57
-89.09
-89.61
-90.13
-90.65
-91.17
-91.69
-92.21
-92.73
-93.25
-93.77
-94.29
-94.81
-95.33
-95.85
-96.37
-96.89
-97.41
-97.93
-98.45
-98.97
-99.49
-100.01
-100.53
-101.05
-101.57
-102.09
-102.61
-103.13
-103.65
-104.17
-104.69
-105.21
-105.73
-106.25
-106.77
-107.29
-107.81
-108.33
-108.85
-109.37
-109.89
-110.41
-110.93
-111.45
-111.97
-112.49
-113.01
-113.53
-114.05
-114.57
-115.09
-115.61
-116.13
-116.65
-117.17
-117.69
-118.21
-118.73
-119.25
-119.77
-120.29
-120.81
-121.33
-121.85
-122.37
-122.89
-123.41
-123.93
-124.45
-124.97
-125.49
-126.01
-126.53
-127.05
-127.57
-128.09
-128.61
-129.13
-129.65
-130.17
-130.69
-131.21
-131.73
-132.25
-132.77
-133.29
-133.81
-134.33
-134.85
-135.37
-135.89
-136.41
-136.93
-137.45
-137.97
-138.49
-139.01
-139.53
-140.05
-140.57
-141.09
-141.61
-142.13
-142.65
-143.17
-143.69
-144.21
-144.73
-145.25
-145.77
-146.29
-146.81
-147.33
-147.85
-148.37
-148.89
-149.41
-149.93
-150.45
-150.97
-151.49
-152.01
-152.53
-153.05
-153.57
-154.09
-154.61
-155.13
-155.65
-156.17
-156.69
-157.21
-157.73
-158.25
-158.77
-159.29
-159.81
-160.33
-160.85
-161.37
-161.89
-162.41
-162.93
-163.45
-163.97
-164.49
-165.01
-165.53
-166.05
-166.57
-167.09
-167.61
-168.13
-168.65
-169.17
-169.69
-170.21
-170.73
-171.25
-171.77
-172.29
-172.81
-173.33
-173.85
-174.37
-174.89
-175.41
-175.93
-176.45
-176.97
-177.49
-178.01
-178.53
-179.05
-179.57
-180.09
-180.61
-181.13
-181.65
-182.17
-182.69
-183.21
-183.73
-184.25
-184.77
-185.29
-185.81
-186.33
-186.85
-187.37
-187.89
-188.41
-188.93
-189.45
-189.97
-190.49
-191.01
-191.53
-192.05
-192.57
-193.09
-193.61
-194.13
-194.65
-195.17
-195.69
-196.21
-196.73
-197.25
-197.77
-198.29
-198.81
-199.33
-199.85
-200.37
-200.89
-201.41
-201.93
-202.45
-202.97
-203.49
-204.01
-204.53
-205.05
-205.57
-206.09
-206.61
-207.13
-207.65
-208.17
-208.69
-209.21
-209.73
-210.25
-210.77
-211.29
-211.81
-212.33
-212.85
-213.37
-213.89
-214.41
-214.93
-215.45
-215.97
-216.49
-217.01
-217.53
-218.05
-218.57
-219.09
-219.61
-220.13
-220.65
-221.17
-221.69
-222.21
-222.73
-223.25
-223.77
-224.29
-224.81
-225.33
-225.85
-226.37
-226.89
-227.41
-227.93
-228.45
-228.97
-229.49
-230.01
-230.53
-231.05
-231.57
-232.09
-232.61
-233.13
-233.65
-234.17
-234.69
-235.21
-235.73
-236.25
-236.77
-237.29
-237.81
-238.33
-238.85
-239.37
-239.89
-240.41
-240.93
-241.45
-241.97
-242.49
-243.01
-243.53
-244.05
-244.57
-245.09
-245.61
-246.13
-246.65
-247.17
-247.69
-248.21
-248.73
-249.25
-249.77
-250.29
-250.81
-251.33
-251.85
-252.37
-252.89
-253.41
-253.93
-254.45
-254.97
-255.49
-256.01
-256.53
-257.05
-257.57
-258.09
-258.61
-259.13
-259.65
-260.17
-260.69
-261.21
-261.73
-262.25
-262.77
-263.29
-263.81
-264.33
-264.85
-265.37
-265.89
-266.41
-266.93
-267.45
-267.97
-268.49
-269.01
-269.53
-270.05
-270.57
-271.09
-271.61
-272.13
-272.65
-273.17
-273.69
-274.21
-274.73
-275.25
-275.77
-276.29
-276.81
-277.33
-277.85
-278.37
-278.89
-279.41
-279.93
-280.45
-280.97
-281.49
-282.01
-282.53
-283.05
-283.57
-284.09
-284.61
-285.13
-285.65
-286.17
-286.69
-287.21
-287.73
-288.25
-288.77
-289.29
-289.81
-290.33
-290.85
-291.37
-291.89
-292.41
-292.93
-293.45
-293.97
-294.49
-295.01
-295.53
-296.05
-296.57
-297.09
-297.61
-298.13
-298.65
-299.17
-299.69
-300.21
-300.73
-301.25
-301.77
-302.29
-302.81
-303.33
-303.85
-304.37
-304.89
-305.41
-305.93
-306.45
-306.97
-307.49
-308.01
-308.53
-309.05
-309.57
-310.09
-310.61
-311.13
-311.65
-312.17
-312.69
-313.21
-313.73
-314.25
-314.77
-315.29
-315.81
-316.33
-316.85
-317.37
-317.89
-318.41
-318.93
-319.45
-319.97
-320.49
-321.01
-321.53
-322.05
-322.57
-323.09
-323.61
-324.13
-324.65
-325.17
-325.69
-326.21
-326.73
-327.25
-327.77
-328.29
-328.81
-329.33
-329.85
-330.37
-330.89
-331.41
-331.93
-332.45
-332.97
-333.49
-334.01
-334.53
-335.05
-335.57
-336.09
-336.61
-337.13
-337.65
-338.

PLAN DE FONDATIONS

PE007/96

-3-



بureau d'Etudes
 Polytechnique
 11 rue Nationale Polytechnique

BUREAU D'ETUDES
 Polytechnique
 11 rue Nationale Polytechnique

BUREAU D'ETUDES
 Polytechnique
 11 rue Nationale Polytechnique