

9/98

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

المركز الوطني للتوثيق
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

*Présenté en vue de l'obtention
du Diplôme d'ingénieur d'état en
Génie Civil*

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT
AUTOSTABLE
R+6+SOUS-SOL

Dirigé par :

M. BIOUD

Etudié par :

KLETINE Ali
ZRAIBI Nacereddine

Promotion 1998

E.N.P .10, Avenue Hassen Badi . El-Harrach . Alger

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

المركز الوطني المتعدد التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

Présenté en vue de l'obtention
du Diplôme d'ingénieur d'état en
Génie Civil

THEME

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT
AUTOSTABLE
R+6+SOUS-SOL

Proposé et Dirigé par :

M. BLOUD

Étudié par :

KLETINE Ali
ZRAIBI Nacereddine

Promotion 1998

E.N.P. 10 , Avenue Hassen Badi . El-Harrach . Alger

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

**A MA TRES CHERE MERE , QUI S'EST TOUJOURS
SACRIFIEE POUR MOI**

TOUTE MON AFFECTION

A MON PERE

TOUT MON RESPECT

**A MES SŒURS : SCHAHREZED , SIHEM , HANAN , DALAL
MES FRERES SAMIR , WALID , ABD EL BASSET .**

TOUTE MA SYMPATHIE

**A MA BELLE FAMILLE , EN PARTICULIER A MES DEUX
ONCLES MOHAMMED , BOUZID .**

TOUTE MA GRATITUDE

**A MES COPINS (ES) : LYNDA , YUCEF , BRAHIM
MOHAMMED TOUIEB**

TOUTE MON AMITIE

**A TOUS MES AMIS ET A TOUTES LES PERSONNES QUE
J'AIME ET QUI M'AIMENT**

JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL

NASRO

DEDICACES



JE DEDIE CE PRESENT MEMOIRE A

MES CHERS PARENTS

MES FRERES ET SŒURS : MOHAMMED , AISSA , SEMAINE .

TOUTE MA FAMILLE

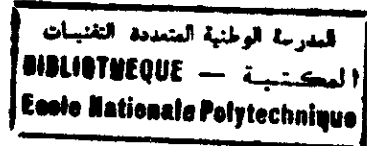
MES COLLEGUES ET MES AMIS : KHEMISS , ABDELKADER

RACHID , AZZEDINE , HAKIM , NASSIM , TAHER , SAYEH

HAMID , FETEH .

ALI

REMERCIEMENTS



AU TERME DE CE TRAVAIL , NOUS TENONS A REMERCIER PARTICULIEREMENT NOTRE PROMOTEUR , MONSIEUR : BIOUD , POUR LES EFFORTS QU'IL N'A PAS MENAGE . POUR SON SUIVI SES CONSEIL ET SON APPORT POUR L'ABOUTISSEMENT DE CE PROJET

NOS REMERCIEMENTS VONT AUSSI A TOUS CEUX QUI NOUS ONT AIDE DE PRES OU DE LOIN ET NOUS ONT FACILITE NOTRE TACHE EN L'OCCURRENCE :

Mme CHEIKH POUR SON AIDE ET SES CONSEILS
Mme BAUCHE

KAOUTHAR , ABDELKADER , YUCEF , ABDELAZIZ , ET TOUTE LA PROMOTION GENIE CIVIL 98

NOS REMERCIEMENTS VONT AUSSI A Mme ET Mer BENKHEDIME ET LEURS ENFANTS : LOUBNA , KHALED , HICHEM POUR LEUR AIDE MORALE ET MATERIELLE

AINSI QUE LES MEMBRES DE JURY TROUVENT ICI L'EXPRESSION DE NOS REMERCIEMENTS LES PLUS CHALEUREUX POUR LE TEMPS QU'ILS ONT CONSACRE A CE TRAVAIL EN ACCEPTANT DE L'EXAMINER

SANS OUBLIER L'ENSEMBLE DE NOS ENSEIGNANTS ET TOUS CE QUI ONT CONTRIBUE A NOTRE FORMATION DE PRES OU DE LOIN

يتلخص بحثنا في دراسة مقارنة بين طريقتي حساب وتحليل للمنشآت غير العادية وذلك بالنسبة لسلوكها في مقارنة القوى الأفقية .
الطريقة الأولى هي طريقة "هولزر" ، الطريقة الثانية هي برنامج أوتوماتيكي لحساب المنشآت " SAP 90 "

RESUME :

Notre travail consiste a analyser une structure R+6 , en modèle équivalent par la méthode **HOLZER** , et en modèle discontinu par une discrétisation en éléments finis sur logiciel **SAP 90** , puis comparer les résultats des deux méthodes

ABSTRACT

Our work consists in analyse of the behaviour of a six shear wall building to lateral loads by two methods
First with an equivalent model **HOLZER** method and secondly with a discontinuous using a finite element discretisation program

SOMMAIRE



CHAPITRE I : INTRODUCTION

I- Introduction.....	01
II- Présentation de l'ouvrage	
III- Caractéristiques géométriques	

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

I- Matériaux utilisés.....	03
I.1.Béton	
I.2.Acier	

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT

III-1-Poutres.....	08
III-2-Plancher dalle	
III-3-Escalier	
III-4-Poteaux	
III-5-Voile périphérique	

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES.....16

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS

V-1-Les escaliers.....	20
V-2-Balcon	
V-3-Logia	
V-4-Acrotère	
V-5-Prédalle	
V-6-Cage d'ascenseur	

CHAPITRE VI : CENTRE DE MASSE.....33

CHAPITRE VII : Etude au séisme

VII-1-Introduction.....	35
VII-2-Modélisation de la structure	
VII-3-Etude de la réponse dynamique de la structure	
VII-4-Résultats	

CHAPITRE VIII : Calcul automatique

VIII-1-Introduction.....	48
VIII-2-Application du SAP 90	
VIII-3-Modélisation	
VIII-4-Résultats	

CHAPITRE IX : Efforts dans les éléments de la super structure et ferrailage

IX-1-Introduction.....	53
IX-2-Poteaux	
IX-3-Poutres	

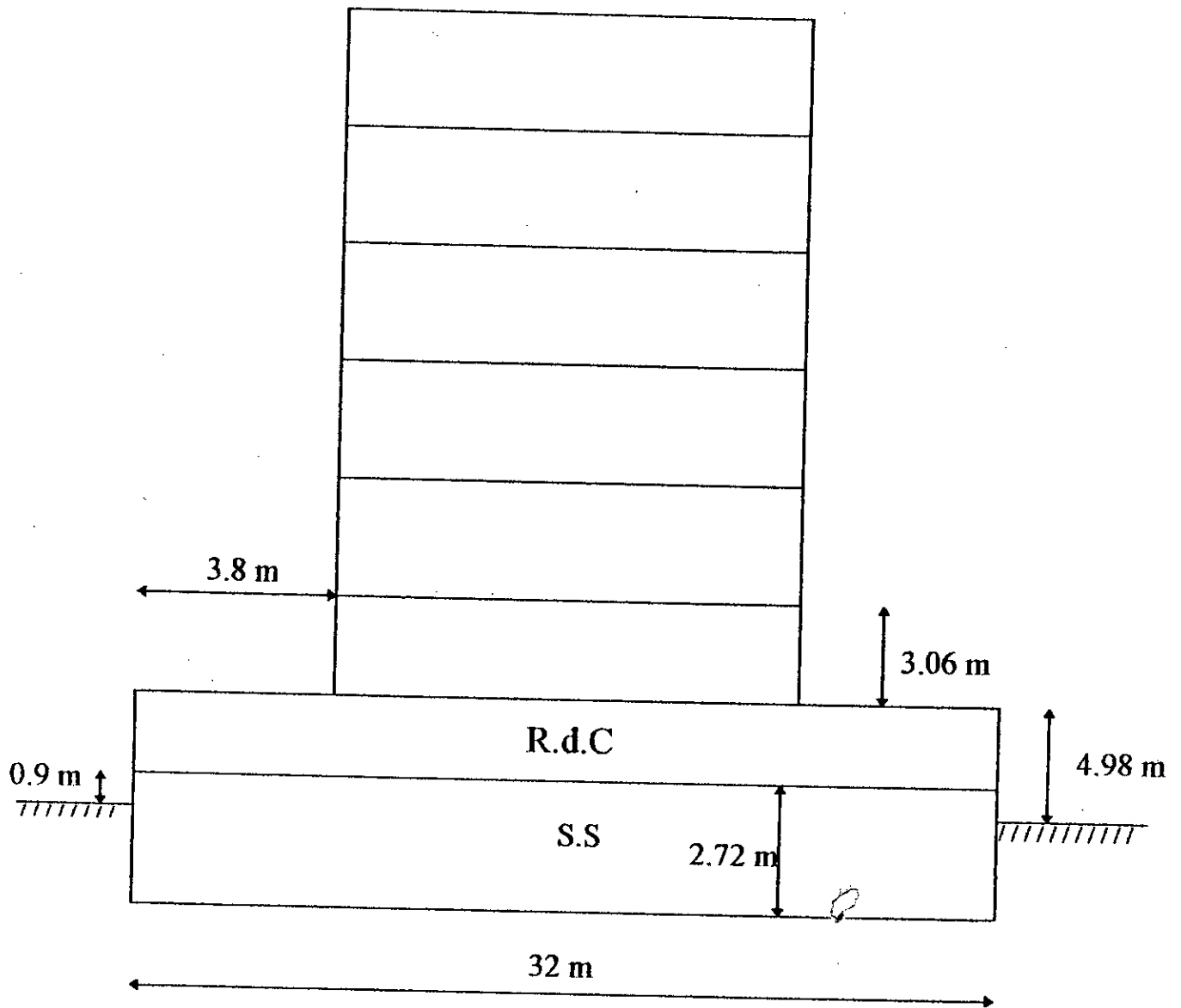
CHAPITRE X : Les fondations

X-1- Résistance des fondations.....	65
X-2-Principaux modes de fondations- classification	
X-3-Calcul de la contrainte admissible et dimensionnement des semelles .	
X-4-Ferrailage	
❖ Voile périphérique.....	72
❖ Longrine.....	75

CHAPITRE XI : Conclusion.....	76
-------------------------------	----

Annexes

COUPE A-A



CHAPITRE I CHAPITRE I

INTRODUCTION

I- Introduction :

Le présent ouvrage est constitué par deux structures séparées par un joint de rupture , les deux structures (blocs) sont identiques .

L'analyse dynamique de cette structure sera calculée d'une part , par une méthode de HOLZER et d'autre part , par un calcul automatique à l'aide d'un logiciel SAP90 (structural analysis programs) .

Le plan de travail choisi pour la concrétisation de notre objectif est le suivant :

- 1-Présentation de la structure et le prédimensionnement des différents éléments de l'ossature par les règlements BAEL 91 et RPA 88
- 2- Calcul de la descente de charge
- 3-Calcul des éléments (Acrotère , Escalier)
- 4-Etude au séisme :

Le calcul des sollicitations peut être mené de deux manières

- *Par une méthode dynamique
- *Par une méthode statique équivalente

Dans notre structure on a un décrochement , il dépasse 25 % des dimensions globales de la structure

Donc la modélisation d'application de la méthode statique équivalente n'est pas applicable

L'étude est faite par la méthode dynamique d'autre part ,on fait l'analyse de la structure par la méthode de HOLZER

- 5-Calcul automatique par un logiciel SAP 90
- 6-Ferraillage des éléments de contreventement , en utilisant les résultats obtenus par le SAP 90
- 7-Etude de sous – sol et des fondations
- 8-Nous terminons 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

Cette structure est constitué par deux blocs séparée par un joint, les deux blocs sont identiques

Le bloc en (R+6+1ss) à usage multiple est constitué d'un étage réservé pour les commerces , un sous – sol réservé pour le parking , les six autres étages d'habitations , l'accès aux différentes niveaux de ce bloc se fera l'escalier et l'ascenseur

III- caractéristique géométrique du bâtiment :

A/Dimensions en plan

La structure est symétrique suivant X-X

*Etage courant (un bloc)

longueur : 24.4 m

largeur : 14.85 m

Dans les étages courants (habitations) , il y a un décrochement en plan avec $l' = 4.8\text{m}$

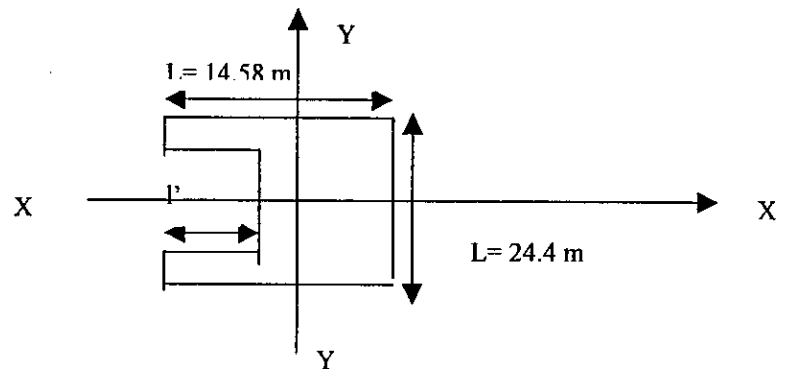
$$l' = 4.8 \text{ m} > l/4 = 3.7125 \text{ m}$$

c.à . dire $l' > 25\% l$

- RDC Étage commercial

Longueur : 32 m

Largeur : 18.65 m



B/Dimensions en élévation :

Le bloc possède un décrochement au niveau de l'étage commercial à la $z = 5.04 \text{ m}$

Hauteur total : 23.90 m

Hauteur du sous – sol : 2.72 m

Hauteur d'un étage courant : 3.06m

Hauteur du RDC : 4.08 m

CHAPITRE II
CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES
MECANIQUES DE
MATERIAUX

1-Béton:**1.1-Résistance mécanique de béton :****a- Résistance à la compression :**

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge noté par " f_{c28} ".

Cette caractéristique est déterminée par essais sur éprouvettes cylindriques normalisées (16 cm de diamètre, 32cm de hauteur), pour déterminer la résistance à la compression à un âge $j < 28$ jours, on utilise la formule suivante :

$$f_{cj} = 0.685 \log (j+1)$$

Un béton dosé à 350 kg de ciment présente une résistance moyenne de compression voisine de 25 Mpa ($f_{c28} = 25$ Mpa).

b- Résistance à la traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours désigné par f_{tj} est déterminé à partir de la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad , \quad f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ exprimé en Mpa.}$$

En particulier pour (j=28 jours) $f_{tj} = 2.1$ Mpa.

1.2 .Contraintes limites:

Les règles BAEL donnent les contraintes suivant les états limites comme suit :

a- Contraintes à l'état limite "ELU" :

L'ELU correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées.

En supposant que les matériaux atteignent les limites de ruptures minorées, la contrainte du béton en compression est :

$$f_{bt} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma}$$

Le coefficient 0.85 est un coefficient réducteur défini par les sections régulières et qui fait compte du risque d'attraction du béton sur les aciers.

$\gamma_b = 1.15$: actions accidentelles.

$\gamma_b = 1.5$: actions courantes.

b- Contraintes ultime de cisaillement:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.13 \frac{f_c}{c_{28}}, 4 \text{ Mpa} \right) = 3.25 \text{ Mpa} \quad : \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left(0.10 \frac{f_c}{c_{28}}, 3 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa} \quad : \text{ fissuration préjudiciable}$$

ou très préjudiciable

sachant que la contrainte de cisaillement à l'ELU est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$

où : V_u valeur de l'effort tranchant.

c- Contrainte à l'état limite de service "ELS" :

L'état limite de service correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles et les sollicitations résistantes cumulées sans dépasser les contraintes limites.

En supposant que les matériaux se déforment dans le domaine élastique, on doit vérifier :

- La contrainte du béton comprimé (maximale).
- La fissuration.
- Les déformations.

La contrainte limite à l'ELS de béton comprimé est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c_{28}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{pour } j = 28 \text{ jours}$$

1.3 .Diagramme contraintes déformations :

Les règles françaises préconisent un diagramme parabole-rectangle à l'ELU et à l'ELS , en supposant que les matériaux travaillent à l'état élastique.

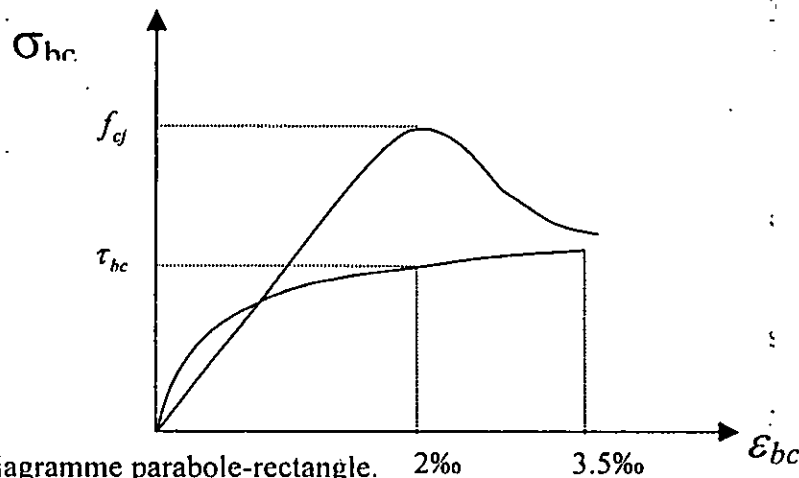


Figure : Diagramme parabole-rectangle. 2‰ 3.5‰

1.4. Modèle de déformation longitudinale :

Pour un changement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de "j" jours est déterminé à partir de la formule suivante:

$$E_{ij} = 1100 (f_{cj})^{1/3}, \quad E_{ij} \text{ exprimé en Mpa.}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à "j" jours E_{vj} est pris égale à :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}, \quad E_{vj} \text{ exprimé en Mpa.}$$

Pour une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$:

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ Mpa.}$$

$$E_{vj} = 10721.4 \text{ Mpa.}$$

1.5. Coefficient de poisson "V" :

$$\nu = \left(\frac{\Delta a}{a} \right) / \left(\frac{\Delta l}{l} \right)$$

Les règles BAEL préconisent, pour le coefficient de poisson, les valeurs suivantes:

$$\nu = 0.2 \quad \text{à l'ELU.}$$

$$\nu = 0 \quad \text{à l'ELS.}$$

2- Les aciers :

Les aciers de construction en béton armé se différencient les uns des autres suivant leurs nuances, leurs états de surface, ... (Rand lisse, haute adhérence, nuance...).

2.1- Nuances des aciers utilisés :

a- Acier rand lisse :

- Acier naturel $f_e E_{24}$ caractérisé par:
 - La limite élastique : 235 Mpa.
 - La contrainte de rupture : 410 à 490 Mpa.
 - Allongement de l'ordre : $\varepsilon = 1.175 \%$.

- Aciers $f_e E_{22}$ caractérisé par :
 - La limite élastique : 215 Mpa.
 - La contrainte de rupture : 380 Mpa.
 - Allongement de l'ordre : $\varepsilon = 1.175 \text{ ‰}$.

b- Aciers à haute adhérence "H.A" :

Ce sont des aciers de type 1 de nuance $f_e E_{40}$ caractérisé par :

- La limite élastique : $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
- La contrainte de rupture : 480 Mpa.
- Allongement de l'ordre : $\varepsilon = 2 \text{ ‰}$.

c- Module d'élasticité de l'aciers "E.S" :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

2.2- Contraintes limités :

a- Contrainte à l'état limite ultime :

On adopte un diagramme contrainte déformation de du calcul déduit du diagramme représenté ci-dessous par une affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport $(\frac{1}{\gamma_s})$.

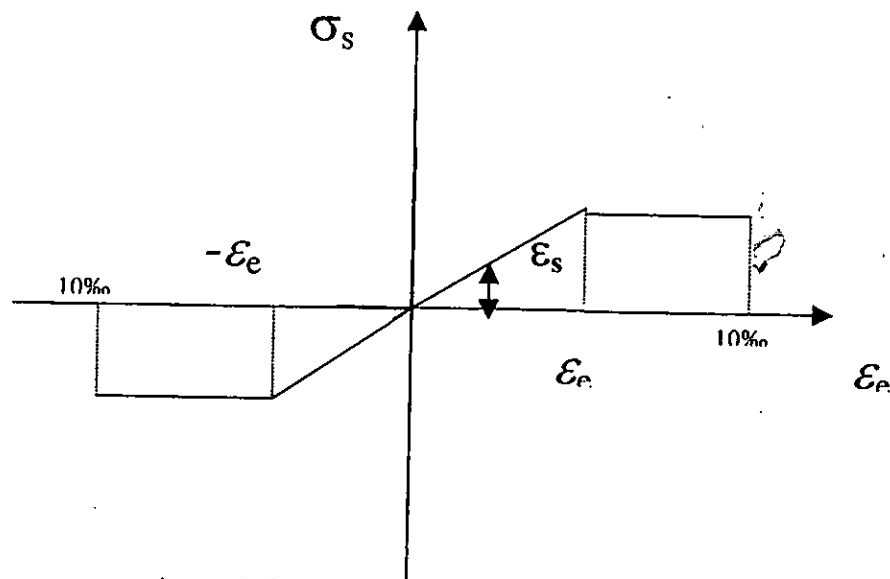


Figure : diagramme contrainte - déformation.

γ_s : coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{cas accidentel.} \\ 1.5 & \text{cas non accidentel.} \end{cases}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad : \text{allongement unitaire.}$$

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s} \times E_s$$

b- Contrainte de l'état limite de service :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, 150 n \right) \quad \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} (0.5 f_e, 110 n) \quad \text{fissuration très préjudiciable.}$$

$n=1$ rond lisse et treillis soudés.

$n=1.6$ acier haute adhérence.

Remarque:

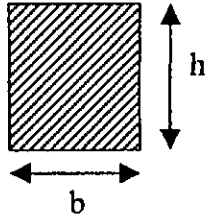
Dans le cas où la fissuration est peu nuisible aucune vérification particulière n'est exigée.

CHAPITRE III CHAPITRE III

PREDIMENSIONNEMENT

1-Poutres:

Selon les règles BAEL91 et RPA88

$$\text{B.A.E.L.} \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \\ \text{ou} \\ \frac{h}{l_{\max}} < \frac{M_1}{10 M_0} \\ \text{ou} \\ M_1 = 0.75 M_0 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 32 \leq h \leq 48 \\ \text{ou} \\ h < 36 \text{ cm} \end{array} \right.$$


Donc nous prendrons : $h = 45 \text{ cm}$.

$$\text{et } \left. \begin{array}{l} b \in [0.3h, 0.7h] \\ 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA88 (vérification)

$$\begin{aligned} h &\geq 30 \text{ cm} \\ b &\geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} &= 1.5 \leq 3 \end{aligned}$$

Donc les dimensions précédemment choisies sont valables.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 45 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

2-Plancher dalle (prédalle 6 cm +12 cm):

Les prédalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépendent plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

1-Résistance à la flexion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{\max}}{50} \leq e \leq \frac{l_{\max}}{30} \\ \text{ou} \\ \frac{e}{l_{\max}} \geq \frac{M_{\alpha}}{M_{0x}} \\ M_{\alpha} = 0.75 M_{0x} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 9.6 \text{ cm} \leq e \leq 16 \text{ cm} \\ e \geq \frac{4.80 \times 0.75}{20} = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

2- Pour isolation phonique $e \geq 16 \text{ cm}$

3- Pour résistance au feu (2 heures) $e \geq 11 \text{ cm}$

4- Condition de flèche :

nous devons vérifier la condition suivante :

$$f_{\max} \leq \frac{R_x}{500} \quad \text{avec} \quad f_{\max} = \frac{5 q l_x^4}{384 EI}$$

$$\Rightarrow \frac{5 q l_x^4}{384 EI} \leq \frac{l_x}{500}$$

$$\text{ou : } I = \frac{b \times e^3}{12} = 100 \times \frac{e^3}{12}$$

$$I \geq \frac{2500 \times q \times l_x^4}{384 E \times l_x} \Rightarrow e^3 \geq \frac{3 \times 10^4 \times q \times l_x^3}{384 E \times b}$$

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

$$l_x = 480 \text{ cm}$$

$$q = (G + Q) \times 1 = 11.69 \text{ Kg/cm}$$

AN :

$$e \geq 480 \sqrt[3]{\frac{3 \times 10^4 \times 11.69}{384 \times 107214 \times 100}}$$

$$e \approx 18 \text{ cm}$$

Donc on prend : $e = 18 \text{ cm}$

3-L'escalier :

a) Etage courant :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm}$$

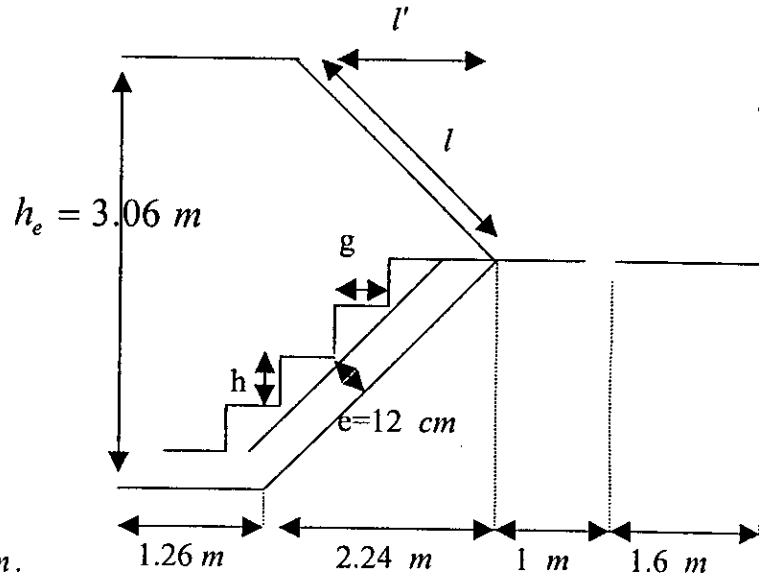
$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

$$l' = 2.24 \text{ cm}$$

$$nh = \frac{h_e}{2}$$

$$(n - 1)g = l'$$

$$54 \leq 2h + g \leq 66$$



Et la largeur de palier de repos $\geq 1.20 \text{ cm}$.

$$\Rightarrow n = E\left(\frac{h_e}{2h}\right)$$

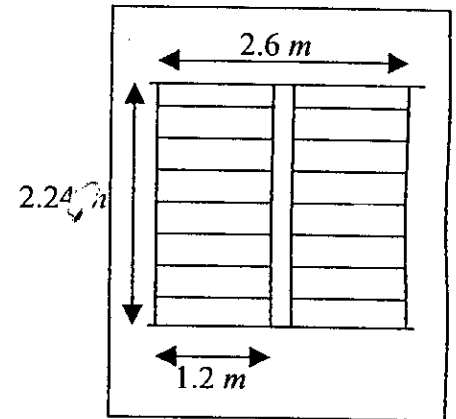
pour $h = 16 \text{ cm} \Rightarrow n = E\left(\frac{306}{2.16}\right) = 9$

Donc il y a 8 marches de largeur : $g = \frac{2.24}{8} = 28 \text{ cm}$

Vérification:

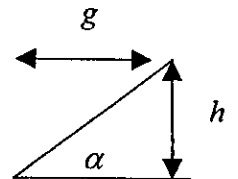
$$54 \leq 2h + g \leq 66$$

$$54 < 2.16 + 28 = 60 < 66$$



• L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \text{Arctg} \left(\frac{h}{g}\right) = \alpha \Rightarrow \alpha = 29^\circ,74$$



• Epaisseur de la paillasse :

$$\cos \alpha = \frac{l'}{l} \Rightarrow l = \frac{l'}{\cos \alpha}$$

$$\Rightarrow l = 258 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\frac{258}{30} \leq e \leq \frac{258}{20} \Rightarrow 8.6 \text{ cm} \leq l \leq 12.9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

Vérification:

$$\begin{aligned} h_e &= 2nh + \text{palier} (12 + 6) \\ &= 288 + 18 = 306 \text{ cm} \end{aligned}$$

b) Etage R.D.C :

$$h = 16$$

$$\Rightarrow n = E\left(\frac{h_e}{2h}\right) = E\left(\frac{2.08}{2.16}\right)$$

$$\Rightarrow n = 12$$

$$g = 28 \text{ cm} \Rightarrow n = E\left(\frac{284}{28}\right) + 1 = 11$$

$$n = 11$$

Dans ce cas on augmente h :

$$\underline{n = 11 :}$$

$$h = \frac{408}{2.11} \Rightarrow h = 17.5 \text{ cm}$$

Vérification:

$$54 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$54 \leq 2 \times 17.5 + 28 = 63 \leq 66 \text{ cm}$$

- L'inclinaison de la paille :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h}{g}\right) \Rightarrow \alpha \approx 32^\circ$$

- Epaisseur de la paille :

$$\begin{aligned} \cos \alpha &= \frac{l'}{l} \Rightarrow l = \frac{l'}{\cos \alpha} \\ &\Rightarrow l = 380.17 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$11 \leq e \leq 16.5 \Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

c) Etage sous-sol :

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow n = E\left(\frac{272}{2.16}\right) = 8$$

$$(n-1)g = 196 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow n = 8$$

$$\begin{cases} h = 16 \text{ cm} \\ g = 28 \text{ cm} \\ n = 8 \end{cases}$$

• L'inclinaison de la pailleasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \operatorname{Arctg}\left(\frac{h}{g}\right) \Rightarrow \alpha = 29^{\circ},75$$

• Epaisseur de la pailleasse :

$$\cos \alpha = \frac{l'}{l} \Rightarrow l = \frac{l'}{\cos \alpha} \Rightarrow l = 225.73 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$7.52 \leq e \leq 11.29 \Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

Vérification :

$$h_e = 8.16 + (12 + 6) = 272 \text{ cm}$$

4-Poteaux :

Selon le RPA88 (art 44.11.1) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

$$\operatorname{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 3$$

En effectuant une descente de charges au niveau des poteaux les plus sollicités (poteau centrale p_{18}) et en appliquant la méthode des BAEL 91 on a:

- Au niveau du sous-sol :

$$G = 170 \text{ t}$$

$$Q = 26 \text{ t}$$

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 268.50 \text{ t}$$

$$N = 1.1 N_u \approx 300 \text{ t}$$

$$Br \geq \frac{0.9 \beta N}{\left(f_{bu} + \frac{f_{sv}}{130} \right)}$$

$$\lambda = \frac{l_r}{I} = \frac{q + h_e \times \sqrt{12}}{a} = \frac{0.7 \times 2.72 \times \sqrt{12}}{a} = \frac{66.6}{a}$$

pour $a = 0.5 \Rightarrow \lambda = 13.2$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1.028$$

$$Br \geq \frac{0.9 \times 1.028 \times 300}{\left(18.48 + \frac{400}{130} \right) \times 100} = 0.13$$

$$\Rightarrow (a - 0.02)^2 \geq 0.13 \Rightarrow a \geq 0.39 \text{ m}$$

On prend un poteau de section (50×50) cm²

- (a) Sous-sol + R.D.C + 1^{ère} étage : (50×50) cm²
- (b) 2^{ème} étage au 3^{ème} étage : (45×45) cm²
- (c) 4^{ème} étage au 6^{ème} étage : (40×40) cm²

Vérification :

(b)

$$Q = 26 - 10.2 \approx 16 \text{ t}$$

$$G = 150 \text{ t}$$

$$N_u = 227 \text{ t}$$

$$N = 1.1 N_u = 250 \text{ t}$$

$$Br = (0.45 - 0.022)^2 = (0.45)^2 \geq \frac{0.9 \times 250 \times \beta}{(18.48 + \frac{400}{130}) \times 100} = 0.104$$

$$\lambda = \frac{0.7 \times 3.06 \times \sqrt{12}}{0.45} = 116.6$$

$$\Rightarrow \beta = 1.045$$

$$\Rightarrow Br = 0.1849 \geq 0.11 \quad \text{vérifié}$$

(c)

$$Q = 10.2 \text{ t}$$

$$G = 90 \text{ t}$$

$$N_u = 137 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad N \approx 150 \text{ t}$$

$$Br = (0.4 - 0.02)^2 = (0.38)^2 \geq \frac{0.9 \times 150 \times \beta}{(18.48 + \frac{400}{130}) \times 100} = 0.066$$

$$\lambda = 18.55 \quad \Rightarrow \quad \beta = 1.0562$$

$$Br = 0.144 > 0.066 \quad OK$$

- Pour les poteaux de rive (R.D.C) :

(p_{36}) on prend $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.

$$G = 24.25 \text{ t}$$

$$Q = 100 (2.4 \times 4.8) + 0.95 (500 (2.4 \times 4.8))$$

$$Q \approx 8 \text{ t}$$

$$\begin{cases} G = 24.5 \text{ t} \\ Q = 8 \text{ t} \end{cases}$$

- Vérification : BAEL91

$$N = 1.1 N_u = 1.1 (1.35 \times 24.5 + 1.5 \times 8)$$

$$N = 50 \text{ t}$$

$$Br \geq \frac{0.9 N \beta}{f_{bu} + \frac{f_{sv}}{130}}$$

$$\lambda = \frac{0.7 \times 2.72 \times \sqrt{12}}{0.4} = 16.5$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \Rightarrow \beta = 1.04$$

$$Br \geq \frac{0.9 \times 1.04 \times 50}{\left(18.48 + \frac{400}{130}\right) \times 100} = 0.03$$

$$Br = (a - 0.02)^2 = (0.38)^2 = 0.14 > 0.033 \quad \text{vérifie r.}$$

4-voile périphérique (sous-sol) :

Le RPA recommande une épaisseur égale à 15 cm (art 4.3.1) la condition de rigidité aux extrémités

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq 10.88 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur uniforme sur toute la hauteur

$$e = 20 \text{ cm}$$

CHAPITRE IV
CHAPITRE IV

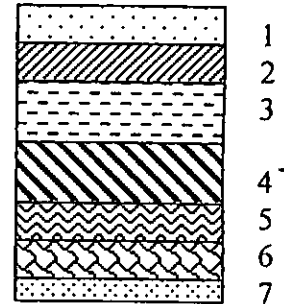
CHARGES
ET
SURCHARGES

1-Plancher terrasse :

1) Protection gravillon (5 cm)	$0.05 \times 1700 = 85 \text{ Kg/m}^2$
2) Etanchéité multicouche	$= 10 \text{ Kg/m}^2$
3) Forme de pente (emoy=8 cm)	$0.08 \times 2200 = 175 \text{ Kg/m}^2$
4) Dalle (prédalle 6 cm+12 cm)	$0.18 \times 2500 = 450 \text{ Kg/m}^2$
5) Isolation thermique en liège	$0.04 \times 400 = 15 \text{ Kg/m}^2$
6) Ecran par vapeur	$= 5 \text{ Kg/m}^2$
7) Enduit de plâtre (2 cm)	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ Kg/m}^2$

$$\Sigma = 760 \text{ Kg/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 760 \text{ Kg/m}^2 \\ Q = 100 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right.$$

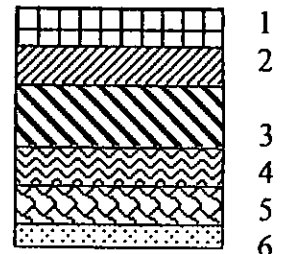


2-Plancher courant :

1) Revêtement en carrelage (2 cm)	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
2) Mortier de pose (2 cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
3) Sable de pose (3 cm)	$0.03 \times 1800 = 54 \text{ Kg/m}^2$
4) Cloison	$= 75 \text{ Kg/m}^2$
5) Dalle (prédalle 6 cm +12 cm)	$= 450 \text{ Kg/m}^2$
6) Enduit de plâtre (2 cm)	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ Kg/m}^2$

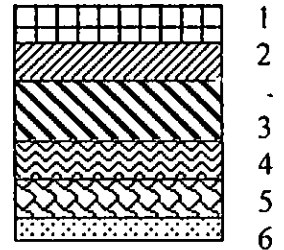
$$\Sigma = 685 \text{ Kg/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 685 \text{ Kg/m}^2 \\ Q = 175 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right.$$



3-Plancher RDC :

1) Revêtement en carrelage (2 cm)	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
2) Mortier de pose (2 cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
3) Sable de pose (3 cm)	$0.03 \times 1800 = 54 \text{ Kg/m}^2$
4) Cloison	$= 75 \text{ Kg/m}^2$
5) Dalle (prédalle 6 cm + 12 cm)	$= 450 \text{ Kg/m}^2$
6) Enduit de plâtre (2 cm)	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ Kg/m}^2$
	$\Sigma = 685 \text{ Kg/m}^2$



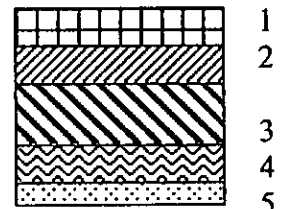
$$\begin{cases} G = 685 \text{ Kg/m}^2 \\ Q = 500 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

4-Plancher sous-sol :

- 1) Chape en ciment
- 2) Dalle en béton armé

5-Balcon :

1) Carrelage (2 cm)	$= 44 \text{ Kg/m}^2$
2) Mortier de pose	$= 40 \text{ Kg/m}^2$
3) Sable de pose	$= 54 \text{ Kg/m}^2$
4) Dalle en béton armé (15 cm)	$= 375 \text{ Kg/m}^2$
5) Enduit de plâtre	$= 20 \text{ Kg/m}^2$
	$\Sigma = 535 \text{ Kg/m}^2$



$$\begin{cases} G = 535 \text{ Kg/m}^2 \\ Q = 350 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

6-Remplissage :

1) Enduit de ciment (1.5 cm) :

$$0.015 \times 2000 = 30 \text{ Kg/m}^2$$

2) Briques creuses (10 cm) :

$$0.1 \times 900 = 90 \text{ Kg/m}^2$$

3) Vide d'air

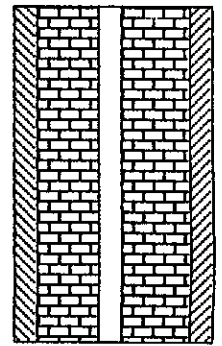
4) Briques creuses (10 cm) :

$$0.1 \times 900 = 90 \text{ Kg/m}^2$$

5) Enduit de plâtre (2 cm) :

$$0.02 \times 1000 = 20 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Sigma = 230 \text{ Kg/m}^2$$



1 2 3 4 5

$$G = 230 \text{ Kg/m}^2$$

Pour les étages courants : $h = 3.06 \text{ m}$

$$G = 230 \times 3.06 = 705 \text{ Kg/ml}$$

7-Escaliers :

7.1-volée d'escalier :

1) Paillasse en béton armé (e =12 cm) :

$$\frac{2500 \times 0.12}{\cos \alpha} = 345 \text{ Kg/m}^2$$

2) Marches :

$$\frac{2200 \times 0.16}{2} = 175 \text{ Kg/m}^2$$

3) Revêtement de carrelage :

$$= 44 \text{ Kg/m}^2$$

4) Mortier de pose :

$$= 40 \text{ Kg/m}^2$$

5) Sable de pose:

$$= 54 \text{ Kg/m}^2$$

6) Garde-corps :

$$= 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Sigma = 760 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{cases} G = 760 \text{ Kg/m}^2 \\ Q = 250 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

7.2-Palier :

- 1) Revêtement granito : $= 44 \text{ Kg/m}^2$
- 2) Mortier de pose : $= 40 \text{ Kg/m}^2$
- 3) Sable de pose : $= 54 \text{ Kg/m}^2$
- 4) Dalle en béton armé (12 cm) : $= 300 \text{ Kg/m}^2$

$$\Sigma = 440 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{cases} G = 440 \text{ Kg/m}^2 \\ Q = 250 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

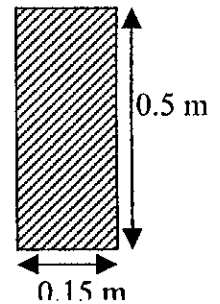
8-Acrotère :

- 1) Acrotère en béton armé (e = 15 cm) : $= 375 \text{ Kg/m}^2$
- 2) Enduit de ciment (e = 1.5 cm) : $= 30 \text{ Kg/m}^2$

$$\Sigma = 405 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{cases} G = 205 \text{ Kg/ml} \\ Q = 100 \text{ Kg} \end{cases}$$

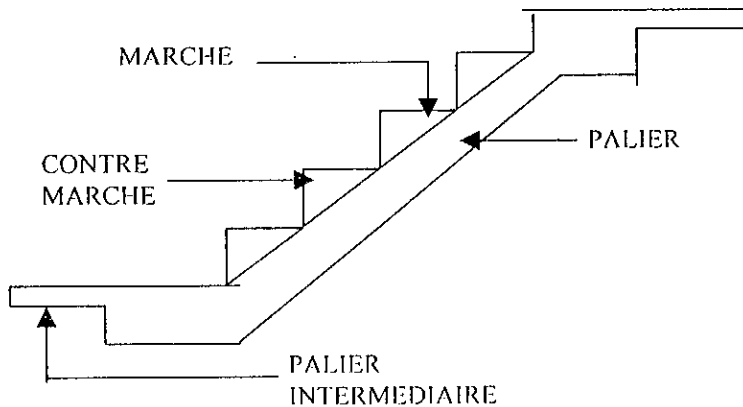
$$G = 405 \times 0.5 = 205 \text{ Kg/ml}$$



CHAPITRE V
CHAPITRE V

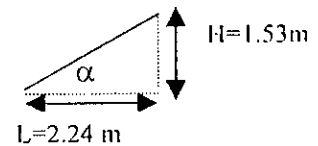
CALCUL
DES
ELEMENTS

I - Les escaliers :



G = giron de la marche
 $G = 2.24/8 = 28 \text{ cm}$

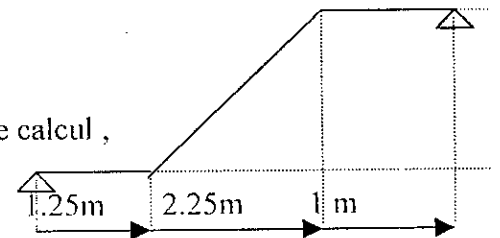
H = contre marche
 $H = 1.53/9 = 16 \text{ cm}$



* L'angle d'inclinaison est $\text{tg } \alpha = h/g \quad \alpha = 29^\circ.74$

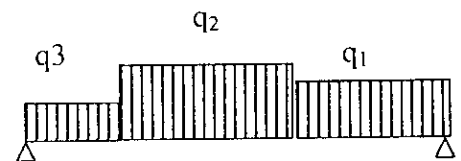
➤

On calcule avec la méthode statique de la R.D.M. (Avant le calcul , on donne les sollicitations maximales pour l'escalier)



• Calcul des sollicitations :

$M_u \text{ max} = 2936.25 \text{ kg} \cdot \text{m}$ $M_{\text{ser}} = 2151.56 \text{ kg} \cdot \text{m}$
 $V_u = 2610 \text{ kg}$ $V_s = 1912.5 \text{ kg}$



• **Ferraillage :**

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \quad A_{sc} = 0$

$A_s = 8.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ 8 HA 12 ($A_s = 9.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

* L'espacement : $e = 12.5 \text{ cm}$

* Armatures de répartition

$A_r = A_s/4 \quad A_r = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A_r = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ 5 HA8 ($A_r = 2.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

$e = 20 \text{ cm}$

- Vérification du cisaillement :

$$V_u = 2610 \text{ kg}$$

$$\tau_u = V_u / b z = 0.256 \text{ MPa} < \tau'_u$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$\begin{aligned} A_{min} &= 0.23 b.d. f_{t28} / f_{su} && \text{avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPA} \\ A_{min} &= 1.3 \text{ cm}^2 < A_s && \text{vérifié} \end{aligned}$$

- Vérification à l'ELS

- L'équation du moment statique

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A_s (y-d) = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 2.8 \text{ cm}$$

- L'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 46460.08 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la contrainte du béton à la compression

$$\sigma_{bc} = M_s y / I = 4.58 \text{ MPA} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Donc il n'y a pas de risque d'écrasement du béton dans la partie comprimée

- Calcul de la contrainte de l'acier

$$\sigma_s = 15 M_{ser} / I (d-y) = 196.34 < \sigma'_s = 240 \text{ MPA}$$

La contrainte de l'acier est vérifié

➤ Poutre palière :

- Moment isostatique :

$$M_o = 1855.25 \text{ kg.m}$$

- Moment en travée et sur appui :

$$M_t = 0.85 M_o = 1576.95 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0.3 M_o = 556.57 \text{ kg.m}$$

***Ferrailage :**

A/ Armatures longitudinales :

a- Sur appui :

$$A_s = 1.01 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ HA } 8 \quad (A_s = 1.51 \text{ cm}^2)$$

Espacement : $e = 33 \text{ cm}$

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_c$$

$$A_{\min} = 0.58 \text{ cm}^2 < A_s \quad \text{vérifié}$$

b- En travée :

$$A_s = 2.9 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ HA } 12 \quad (A_s = 3.39 \text{ cm}^2)$$

B/ Armatures transversales

$$V_u = 3060.14 \text{ kg}$$

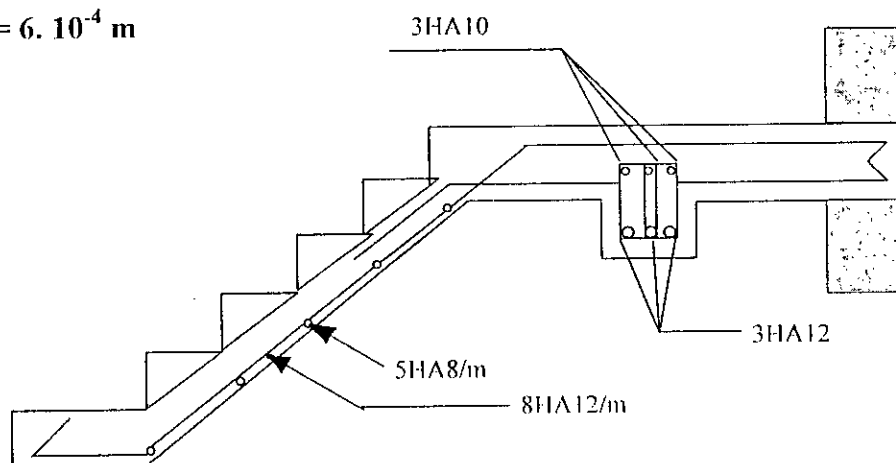
$$\tau_u = V_u / b_0 d = 0.63 \text{ MPA}$$

D'après l'article A57 232 de BAEL 83

$$A_{t1} / b_0 S_{t1} \geq (\tau_u - 0.3 k) / 0.8 f_c$$

 $k = 0$; sur il n'y a pas de reprise de bétonnage

$$A_{t1} / S_{t1} = 6.10^{-4} \text{ m}$$



II-Balcon

*Calcul de sollicitations

$$Q_u = 1247.25 \text{ kg/ml}$$

$$Q_s = 885 \text{ kg/ml}$$

Calcul des sollicitations

$$M_u = 1972.28 \text{ kgml}$$

$$M_s = 1448.825 \text{ kg ml}$$

$$V_u = 2220.325 \text{ kg}$$

$$V_s = 1604.5 \text{ kg}$$

*Ferrailage

$$A_s = 4.37 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad 4\text{HA } 12 \quad (A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

Espacement

$$e < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$e = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 \quad A_r = 1.165 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc} \quad A_r = 5\text{HA}6 = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$e = (1.70 - 10) / 5 = 32 \text{ cm}$$

- Vérification au cisaillement :

$$V_u = 2220.325 \text{ kg}$$

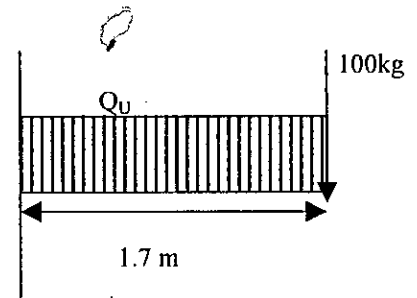
$$\tau_u = V_u / b_0 d = 0.164 \text{ MPA} < \tau'_u = 0.25 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0.23 b_0 d f_{c28} / f_e \quad A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} < A_s \text{ vérifié}$$



- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = M_s Y / I = 3.75 \text{ MPA} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 M_s / I (d - Y) = 149.16 \text{ MPA} < \sigma'_s = 240 \text{ MPA}$$

III- Logia :

- *Calcul des sollicitations :

$$G = 535 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 175 \text{ kg/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 984.75 \text{ kg/ml}$$

$$q_s = 710 \text{ kg/ml}$$

- *Calcul des sollicitations :

$$M_u = 1759 \text{ kg m}$$

$$M_s = 1166 \text{ kgm}$$

$$V_u = 1788, 225 \text{ kg}$$

$$V_s = 1486 \text{ kg m}$$

- *Ferrailage :

$$A_s = 3.88 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad 4\text{HA } 12 \quad (A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

$$\text{Espacement : } e < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$e = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

- *Armatures de répartition

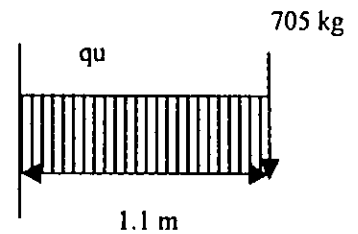
$$A_r = A_s / 4 \quad A_r = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } A_r = 5\text{HA}6 = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$e = (110 - 10) / 5 = 20 \text{ cm}$$

- Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = V_u / b_0 d = 0.13 \text{ MPA} < \tau'_u = 1.25 \text{ MPA}$$



- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} > 0.23 b_0 d f_{c28} / f_e \quad A_{smin} = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{smin} < A_s \text{ vérifié}$$

- Vérification à l'ELS

-L'équation du moment statique

$$\frac{1}{2} b y^2 = 15 A_s (y-d) = 0 \quad y = 3.85 \text{ cm}$$

- Calcul de l'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d-y)^2 \quad I = 9976.21 \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_s Y/I = 4.5 \text{ MPA} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 M_s / I (y-d) = 169.18 \text{ MPA} < \sigma'_s = 240 \text{ MPA}$$

IV- Acrotère

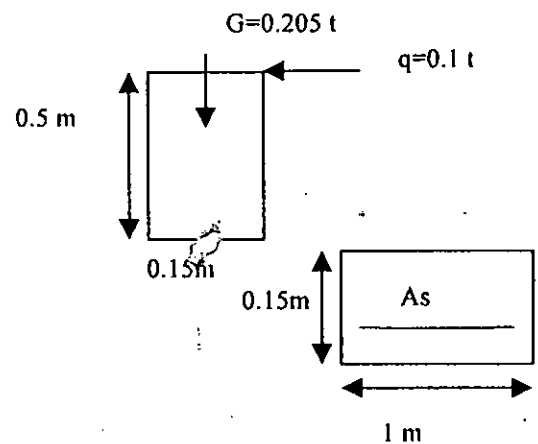
Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour 0.5 m une bande de 1m linéaire

$$N_u = 0.277 \text{ t}$$

$$M_u = 1.5 \cdot 0.1 \cdot 0.5 = 0.075 \text{ tm}$$

$$e_0 = M_u / N_u = 0.075 / 0.277 = 0.27 \text{ m}$$

$$e_l = h/6 = 0.15/6 = 0.025 \text{ m}$$



$e_0 > e_l$ La section est partiellement comprimée d'où on calcul par assimilation à la flexion simple

***Ferrailage :**

A/ Calcul à L' ELU :

$$M_{ua} = M_{ug} + N_u (d-h/2) \\ = 0.075 + 0.277(0.12 - 0.075) = 0.0875 \text{ tm}$$

$$M_{ua} = 0.0875 \text{ tm}$$

$$\mu_{bu} = 0.003 < 0.3 \quad A'_{sc} = 0$$

$$\underline{A}_s = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \underline{A}_s - N_u / \sigma_s = 0.13 \text{ cm}^2 \quad A_s = 0.13 \text{ cm}^2$$

B/ Calcul à l'ELS

$$N_s = 0.205 \text{ t}$$

$$M_s = 0.05 \text{ tm}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 0.18 \text{ m}$$

$$e_1 = h/6 = 0.025 \text{ m} \quad e_0 > e_1$$

$$M_{sa} = M_s + N_s (d - h/2) = 0.059 \text{ tm}$$

$$\alpha_r = 15 \sigma_{bc} / (15 \sigma_{bc} + \sigma_s) = 0.484$$

$$\mu_r = \alpha_r / 2 (1 - \alpha_r / 3) = 0.202$$

$$M_{rb} = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \sigma_{bc} = 0.0436$$

$$\text{Donc } M_{ser} < M_{rb} \quad A_{sc} = 0$$

$$\underline{A}_s = M_{sa} / Z_{rb} \sigma_s = \quad \text{avec } z_{rb} = d(1 - \alpha_r / 3) = 0.1 \text{ m} \\ \underline{A}_s = 0.244 \text{ cm}^2$$

C/ Condition de non fragilité :

Ferrailage minimal (BAEL)

$$A_{min} = 0.23 b_0 d f_{c28} / f_e = 1.449 \text{ cm}^2$$

Finalement

$$A_s = \max (A_{min} ; A_{ser} , A_{su})$$

$$A_s = A_{smin} = 1.45 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad 4\text{HA}8 \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement :} \quad e = 25 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad 2\text{HA}8 \quad A_r = 1.01 \text{ cm}^2$$

D/ Vérification des contraintes de cisaillement :

On doit vérifier que $\tau' u \geq \tau u$

$$\tau u = V_u / b_0 d = 1.5 q / b_0 d = 0.027 \text{ MPA}$$

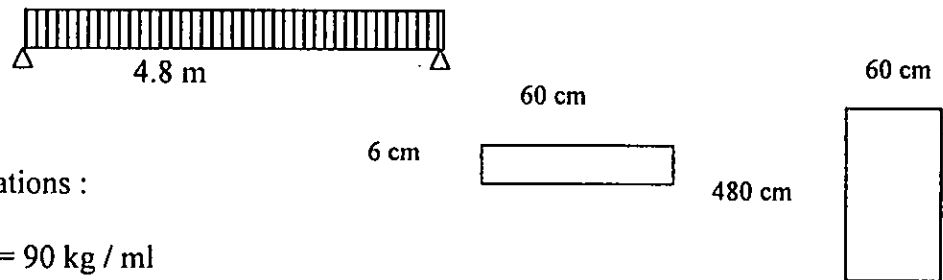
$$\tau' u = \min (0.1 f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$\tau' u \geq \tau u$ vérifié

Donc le ferrailage à l'effort tranchant n'est pas nécessaire .

V-Prédalle :

1/ Prédalle : (6 cm) q_u



* Calcul des sollicitations :

$$G = 0.06 \cdot 0.6 \cdot 2500 = 90 \text{ kg / ml}$$

$$Q = 100 \text{ kg / ml}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 272.5 \text{ kg / ml}$$

$$M_u = q_u l^2 / 8 = 781.92 \text{ kg .m}$$

* Ferrailage :

$$A_s = 0.45 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ HA } 6 \quad (A_s = 0.85 \text{ cm}^2)$$

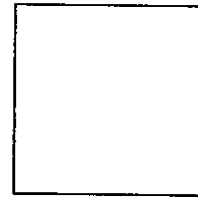
- Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 0.2125 \text{ cm}^2 \quad 2\text{HA } 6 \quad (A_s = 0.57 \text{ cm}^2)$$

2/ Dalle

$$l_x = l_y = 4.8 \text{ m}$$

ly



lx

*Calcul des sollicitations :

- Terrasse : $G = 760 \text{ kg/m}^2$
 $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad Q_u = 1176 \text{ kg/m}^2$$

- RDC : $G = 685 \text{ kg/m}^2$
 $Q = 500 \text{ kg/m}^2$ $Q_u = 1674.75 \text{ kg/m}^2$

- Habitation : $G = 685 \text{ kg/m}^2$
 $Q = 175 \text{ kg/m}^2$ $Q_u = 1187.25 \text{ kg/m}^2$

Pour les calculs de ferrailage de la dalle, on utilise la dalle de RDC

$$Q_u = 1675 \text{ kg/m}^2$$

$$\alpha = l_x / l_y = 1 \quad \mu_x = 0.037$$

$$\mu_y = 1$$

- ♦ Calcul du moment

$$M_x = \mu_x Q_u l_x^2 = 1428 \text{ kg.m}$$

$$M_y = \mu_y Q_u l_y^2 = 1428 \text{ kg.m}$$

- ♦ Effort tranchant maximal dans les dalles :

- Au milieu de l_y :

$$T_x = q_u \cdot (l_x \cdot l_y) / (2l_y + l_x) = 2680 \text{ kg}$$

- Au milieu de l_x :

$$T_y = q_u \cdot (l_x \cdot l_y) / (2l_x + l_y) = 2680 \text{ kg}$$

*** Ferrailage :**

A/ Cas de rive :

a- travée : on choisit HA 10

$$dx = h - d' - HA / 2 = 12 - 1.2 - 0.5 = 10.3 \text{ cm}$$

$$dy = dx - 10 = 10.3 - 1 = 9.3 \text{ cm}$$

$$As = Mt / (z \cdot f_{su}) \text{ avec } z = 0.1 \text{ m}$$

$$As = 3.49 \text{ cm}^2 \quad 5 \text{ HA } 10 \text{ (} As = 3.93 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Espacement

$$e = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

b- Appui

$$As = Ma / (z \cdot f_{su})$$

$$As = 1.35 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ HA } 10 \text{ (} As = 1.57 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Espacement : } e = 50 \text{ cm}$$

B/ Intermédiaire :

$$* \text{Appui : } Ma = 0.5 \cdot 1428 = 714 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$* \text{Travée : } Mt = 0.75 \cdot 1428 = 1071 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

a-Appui

$$As = 1.85 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ HA } 10 \text{ (} As = 3.14 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Espacement : } e = 25 \text{ cm}$$

b-Travée :

$$A_s = 3.4 \text{ cm}^2 \quad 5 \text{ HA } 10 \quad (A_s = 3.93 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Espacement :} \quad e = 20 \text{ cm}$$

*Sections d'armatures minimales :

$$\text{sens } l_y = A_s \text{ min} = 4.8 \cdot 0.091 = 0.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{sens } l_x = A_s \text{ min} = A_y \text{ min} = 0.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Vérification au poinçonnement :

$$\tau_u = V_u / (b d^2)$$

- Sens l_x :

$$V_u = 2680 \text{ kg}$$

$$\tau_{ux} = 2680 \cdot 10^{-2} / 1 \cdot (10.3)^2 = 0.25 \text{ MPA} < \tau'_u$$

- Sens l_y :

$$V_u = 2680 \text{ kg}$$

$$\tau_{uy} = 2680 \cdot 10^{-2} / 1 \cdot (9.3)^2 = 0.31 \text{ MPA} < \tau'_u$$

$$\text{Avec} \quad \tau'_u = 0.05 f_{c28} = 0.05 \cdot 25 = 1.25 \text{ MPA}$$

Donc vérifié

VI – Cage d'ascenseur :

Les ascenseurs ont été normalisés sur plan international. Trois types ont été définis, basés sur la charge transportée (400kg, 630kg, 1000kg), assorti d'une gamme de vitesse (0.63, 1, 1.60, 2.50 m/s)

Donc on prend une cage d'ascenseur suivant la norme NF 82.201 (donne les caractéristiques coupe-feu de la cage, la charge nominale 700 kg)

L'épaisseur $\geq 20 \text{ cm}$

$$e = 22 \text{ cm}$$

La charge $Q' = 700 \text{ kg}$

Contre poids $Q'' = 700 \text{ kg}$

Donc $Q = Q' + Q'' = 1400 \text{ kg}$

A la base

$G = 0.22 \times 2500 \times (4.08 + 2.72 + 6 \times 3.06)$

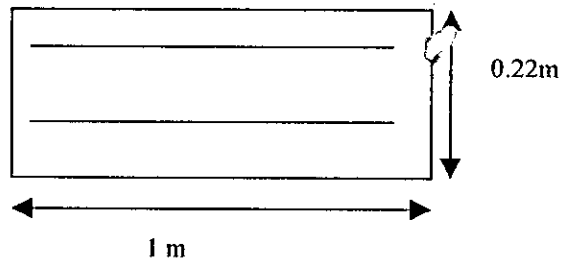
$G = 13838 \text{ kg / ml}$

$Q = 1400 / 1.4 = 1000 \text{ kg / ml}$ $N_u = 1.35 G + 1.5Q$

Donc

$N_u = 20181.3 \text{ kg / ml}$

Compression simple



1-BAEL 83 :

$A_{s \text{ max}} = 5/100 ab = 110 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A_{s \text{ min}} = \max(4.4, 0.2/100 A_b) = \max(9.76, 4.4) = 9.76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

2-RPA 88 (article 4.3.2.3)

Les armatures sont constitués de deux nappes le pourcentage minimum est de 0.10 % dans le sens vertical (zone courante) et égal 0.15 % (globalement dans la section du voile)

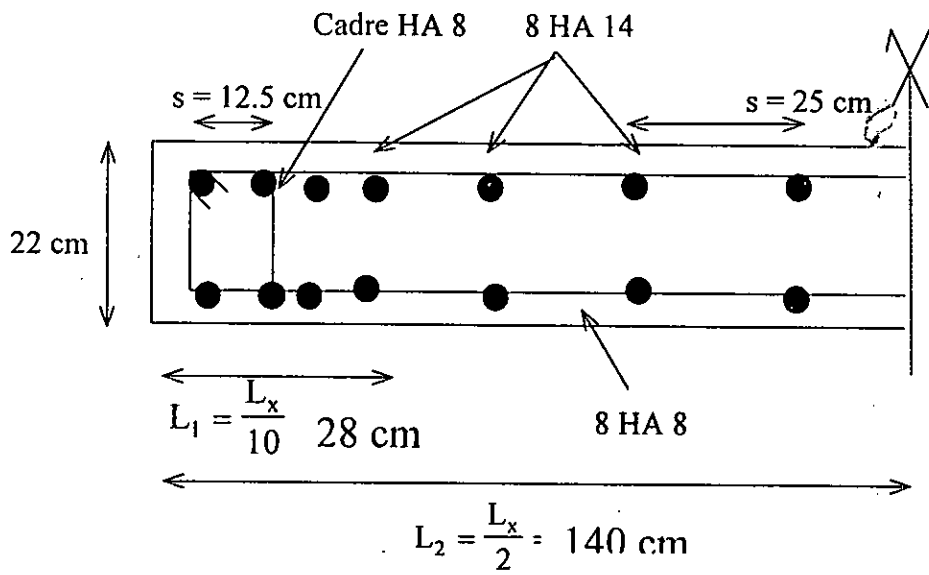
$A_{s \text{ min}} = 0.15 \% A_b = 3.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Donc on prend $A_s / \text{ml} = 8 \text{ HA}14 (12.32 \text{ cm}^2)$

$A_s / \text{ face } / \text{ml} = 4 \text{ HA}14$

Les armatures dans le sens longitudinal

$A_{s \text{ min}} = 2.2 \text{ cm}^2$ donc on prend $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$.



Coupe longitudinale

CHAPITRE VI
CHAPITRE VI

CENTRE
DE
MASSE

1- Définition :

Pour un niveau donné le centre de masse est le centre de gravité de toutes les masses constituant ce niveau

Le centre de masse peut être défini comme étant le point d'application de la résultante des efforts horizontaux (séisme)

La position de centre de masse est définie par

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

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)

Du fait que notre structure représente une symétrie selon l'axe x, donc on calcule les coordonnées suivant l'axe « L » pour les 04 types de plancher

***Centre de masse selon le sens longitudinal (l'axe L)**

a)- Plancher commercial (RDC)

Elément	X_i (m)	M_i (t)	$X_i M_i$ (tm)
Poteaux	9.19	42.74	392.780
Poutres	9.05	100.845	912.647
Dalle + cloisons	9.20	391	3597.2
Remplissage	4.9	65.031	318.650
Volets	11	4.086	44.943
Palier	12.7	1.442	18.306
Voiles	5.31	14.35	76.200
Σ		619.5	5360.73

$$X_G = 9.65 \text{ m}$$

$$Y_G = 15.80 \text{ m}$$

B)-Plancher d'étage courant

Elément	X_i (m)	M_i (t)	$X_i M_i$ (tm)
Poteaux	10.35	34.081	352.736
Poutres	10.25	51.84	531.36
Dalle + cloisons	10.17	169.332	1722.106
Volets	11	4.086	44.943
Palier	12.7	1.442	18.306
Voiles	5.31	10.763	57.152
Remplissage	10.97	48.703	534.271
Balcons + loggia	9.23	42.723	394.415
Σ		362.98	3655.3

$$X_G = 10.07 \text{ m}$$

$$Y_G = 15.80 \text{ m}$$

C)-Plancher terrasse

Elément	X_i (m)	M_i (t)	$X_i M_i$ (tm)
Poteaux	10.35	10.66	112.25
Poutres	10.25	41.04	420.66
Volets	11	2.04	22.50
Palier	12.7	0.72	9.15
Voiles	5.31	5.4	28.7
Remplissage	10.97	24.35	267.14
Acrotère	10.70	17.85	191
Dalle	10.17	187.9	1910.7
Σ		290	2962

$$X_G = 10.21 \text{ m}$$

$$Y_G = 15.80 \text{ m}$$

CHAPITRE VII
CHAPITRE VII

ETUDE AU SEISME

Le règlement parasismique Algérien impose un calcul de valeurs et modes propres si une conditions de l'art 3.2.1.2 du RPA n'est pas vérifiée

Notre bâtiment présente des irrégularités en plan ou dans une direction donnée nous avons un décrochement qui dépasse 25% de la longueur de ce ses , d'autre part nous avons aussi un décrochement en hauteur d'où une analyse sismique est nécessaire .

I-Introduction

Lors d'une analyse sismique , l'essentielle est de trouver un modèle mathématique qui représente la structure réelle à étudier aussi ce modèle mathématique doit refléter aussi fidèlement que possible le comportement dynamique réel de la structure , près le choix du modèle mathématique il est à bien de mener les calculs avec une assez bonne précision .

a- Choix du modèle mathématique :

Pour les ouvrages élancés , le modèle mathématique retenu est une console encastree à une des de ses extrémités .

Lors de la construction de bâtiment à étages le modèle mathématique à considéré est un système à masse concentrées M_1, M_2, \dots, M_n accrochées à une tige d'inertie variable ou constante et de masse négligeable .

Il est à noter que ce support n'est autre que la contreventement de la structure M_1, M_2, \dots, M_n étant les masses aux différents planchers

b-Choix de la méthode de calcul :

Pour le modèle mathématique choisi comme étant une console à masses concentré , il existe comme méthode de calcul une méthode exacte et de méthodes approchées

La méthode exacte à pour inconvénient de nécessiter un volume de calcul très important qui mené à la main est très long

En outre dans tout le calcul de structure les ingénieurs tout appel à un grand nombre d'approximation , la méthode exacte de calcul dynamique constituant une précision presque inutile vu que les méthodes approchées numériques donnent des résultats avec une précision satisfaisante , les méthodes approchées servent à déterminer les périodes de la structure , ainsi que les modes de vibration respectifs et cela pour une série d'opérations et d'itération à partir d'une déformée arbitraire

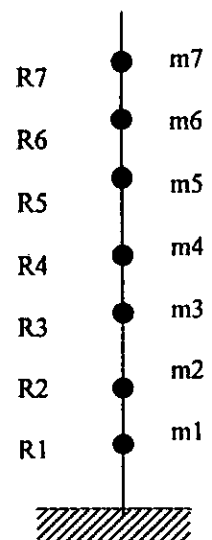
Les méthodes approchées les plus utilisées vu leur précision pour la détermination de la pulsation propre des modes fondamentaux sont :

- Méthode de RAYLIGH
- Méthode de VIANELLO-STODOLA
- Méthode de HOLZER

II- Modélisation de la structure

Nous avons choisi pour modèle dynamique la console fictive à charge concentrée et parfaitement encastree .

I	Masse (t)	Hi(m)
1	619.50	4.08
2	362.98	3.06
3	362.98	3.06
4	362.98	3.06
5	355.83	3.06
6	355.83	3.06
7	296.20	3.05



III- Etude de la réponse dynamique de la structure :

Etapas à suivre pour l'évaluation de la sollicitation sismique :

- 1)- Détermination des caractéristiques dynamique de la structure
- 2)- Calcul du facteur de distribution de chaque mode
- 3)-Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen pour chaque mode
- 4)-Evaluation des forces sismiques de calcul pour chaque mode
- 5)-Evaluation de la sollicitation maximale résultante

1-Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure :

Les formes et les périodes propres du système sont données par l'équation sous forme matricielle

$$[M] \{X''\} + [C] \{X'\} + [K] \{X\} = \{ P(t) \} \quad (1)$$

Qui est l'équation du mouvement d'un oscillateur pouvant se déformer par rapport à sa base qui reste fixe et auquel on a appliqué des forces extérieures variables dans le temps aux nœuds

Avec :

$[M]$ = matrice de masse

$[C]$ = matrice d'amortissement

$[k]$ = matrice de rigidité

En l'absence des forces extérieures et en négligeant l'amortissement du système l'équation précédente devient :

$$[M] \{X''\} + [K] \{X\} = 0 \quad (2)$$

Les vecteurs X et X'' ont pour expression

$$X = A \sin (Wt+b) \quad (3)$$

$$X'' = -W^2 A \sin(Wt +B) \quad (4)$$

D'où l'équation (2) aura pour expression

$$[[K] -W^2 [M]] \{A\} \sin (Wt+B) \quad (5)$$

La résolution de l'équation 5 nous permet d'obtenir les fréquences propres W_i

$$[[K] -W^2 [M]] = 0 \quad (6)$$

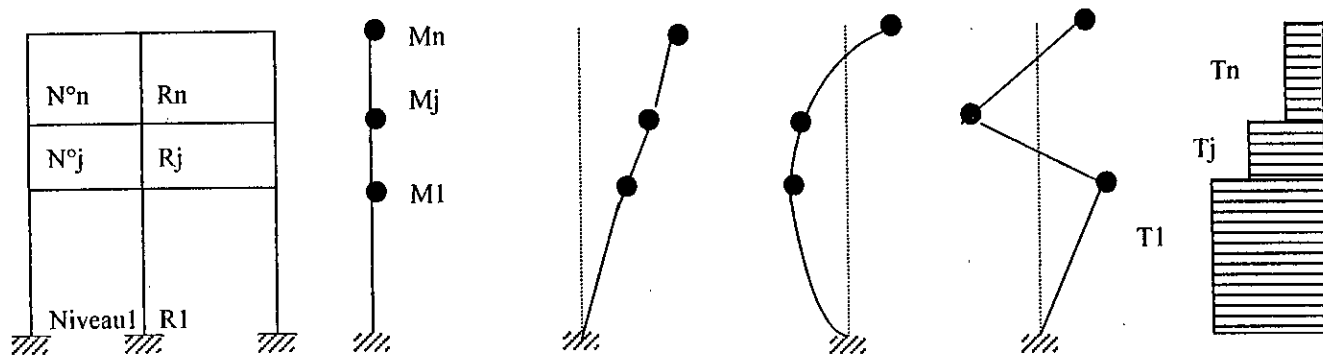
De l'équation (6) on tire

$[\phi]$ = matrice modale

$\{W\}$ = vecteur fréquence

* Méthode de calcul des caractéristiques dynamiques

Nous avons choisi la méthode de HOLZER qui est une méthode itérative basée sur la rigidité relative de niveau et qui se prête très bien pour des bâtiment contreventés par portiques



Par définition la rigidité de niveau j est donnée par

$$R_j = T_j / \Delta_j$$

tel que $\Delta_j = x_j - x_{j-1}$

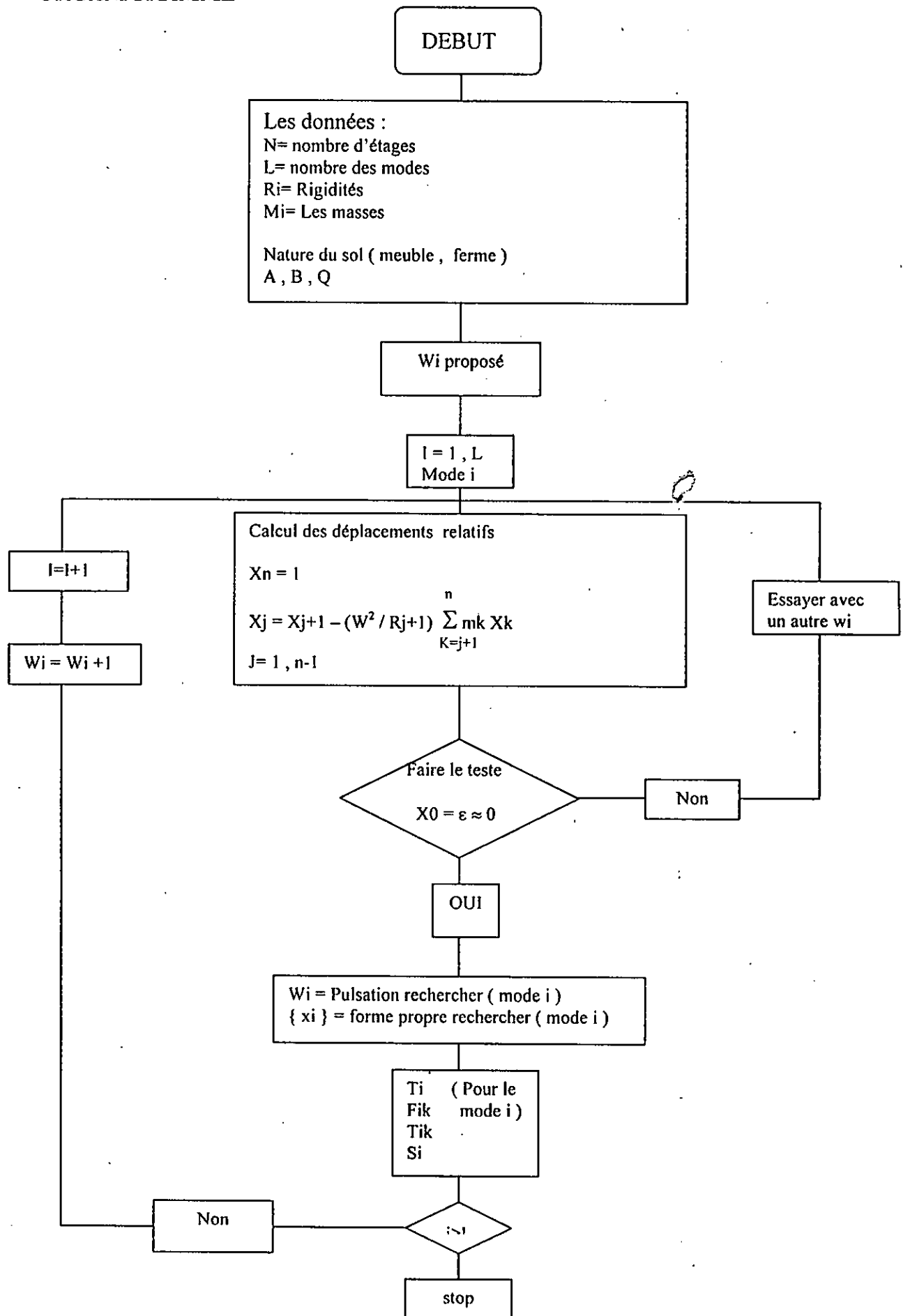
$$\text{et } T_j = \sum_{k=j}^n f_k = \sum_{k=i}^n m_k W^2 X_k$$

$$X_{j-1} = X_j - T_j / R_j \tag{1}$$

L'équation (1) devient

$$X_{j-1} = X_j - (W^2 / R_j) \sum_{k=i}^n m_k X_k$$

ORGANIGRAMME



❖ Calcul des rigidité :

Nous allons calculer les rigidités dans le sens de « MUTO » la méthode de MUTO est basée sur la rigidité relative de niveau d'un portique dont MUTO, suggère comme valeur la rigidité avec poteaux parfaitement encastres multipliée par un coefficient « a » correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

R^∞ = Rigidité relative de niveau d'un portique avec poteaux parfaitement encastres .

R = Rigidité relative de niveau d'un portique corrigé au sens de « MUTO »

$R = a R^\infty$

-Etapas de calcul

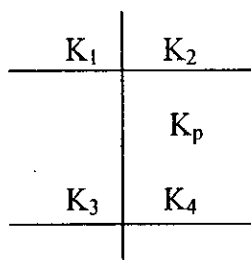
- Calcul des raideurs des poteaux et des poutres

$k_{pot} = I / h e$ I = Inertie de l'élément considéré
 $h e$ = hauteur du poteau considéré

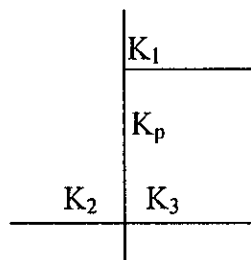
$k_{pout} = I / L$ L = portée de la poutre considérée

- Calcul des coefficients \bar{K} : raideur corrigée

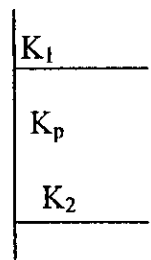
*Etage courant



$$\bar{K} = (K_1 + K_2 + K_3 + K_4) / 2 K_p$$



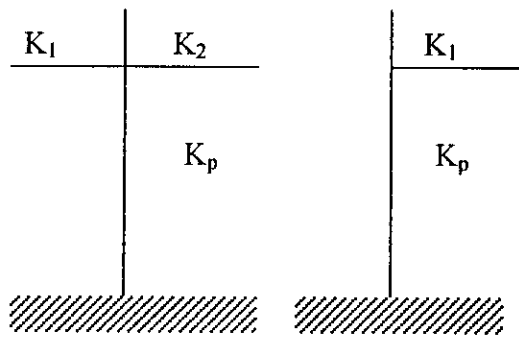
$$\bar{K} = (K_1 + K_2 + K_3) / 2 K_p$$



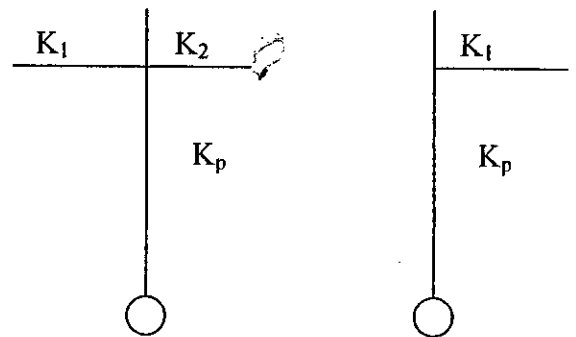
$$\bar{K} = (K_1 + K_2) / 2 K_p$$

$$\bar{K} = \sum K_i / 2 K_p$$

*Le 1^{er} niveau RDC :



$$\bar{K} = (K_1 + K_2) / K_p \quad \bar{K} = K_1 / K_p$$



$$\bar{K} = (K_1 + K_2) / K_p \quad \bar{K} = K_1 / K_p$$

• Calcul des coefficients correcteurs :

Etage courant $a_{ij} = \bar{K}_{ij} / (2 + \bar{K}_{ij})$
 RDC

Poteau encastré $a_{ij} = (0.5 + \bar{K}_{ij}) / (2 + \bar{K}_{ij})$

Poteau articulé $a_{ij} = 0.5 \bar{K}_{ij}$

A- Calcul des rigidité des poteaux suivant les deux sens : y

a/ Etage courant $r = a \cdot 12 EI / h^3 e$

b/ premier niveau

poteau encastré à la base $r = a \cdot 12 EI / h^3 e$

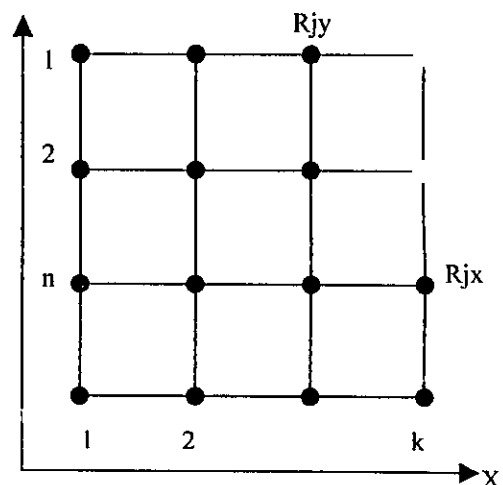
poteau articulé à la base $r = a \cdot 3 EI / h^3 e$

avec :

E= module de young longitudinal du béton armé

I = Inertie de la section du poteau suivant le sens considéré

He = hauteur du poteau



B- Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques transversaux et longitudinaux :

R_{jx} = Rigidité d'un portique
 Longitudinal au niveau « j »

R_{jy} = Rigidité d'un portique
 Transversal au niveau « j »

Portique longitudinal

$$R_{jx} = \sum_{i=1}^k a_i 12 EI_i / h_j^3$$

Tel que

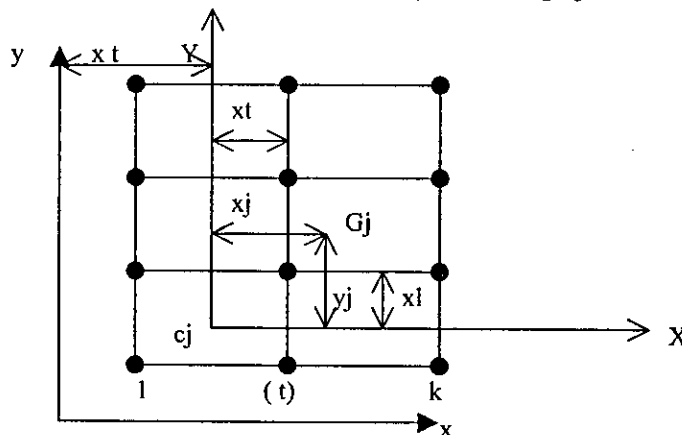
I_i = Inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau « i » parallèle à l'axe « y »

Portique transversal :

$$R_{jy} = \sum_{i=1}^m a_i 12 EI_i / h_j^3$$

I_i = inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau « i » parallèle à l'axe « x »

Détermination du centre de torsion « c_j » à l'étage j :



C_j = centre de torsion à l'étage « j » $\{ x_c, y_c \}$
 X_c, y_c coordonnées de c_j par rapport à (xoy)

G_j = centre de gravité du plancher « j » $\{ x_j, y_j \}$
 X_j, y_j coordonnées de G_j par rapport au nouveau repère (G_j, x, y)

Ox, Oy axes parallèles aux directions principales du bâtiment

X_t = distance d'un portique transversal à l'axe oy

Y_l = distance d'un portique longitudinal à l'axe ox

Alors on a

$$X_c = \frac{\sum_{l=1}^K R_{jl} x_t}{\sum_{l=1}^k R_{jl}}$$

$$Y_c = \frac{\sum_{l=1}^m R_{jl} y_l}{\sum_{l=1}^m R_{jl}}$$

Détermination de la rigidité à la torsion à l'étage « j »

$$R_{j\theta} = \sum_{l=1}^K R_{jl} (x_t)^2 + \sum_{l=1}^m R_{jl} (y_l)^2$$

$R_{j\theta}$ = La rigidité à la torsion de l'étage « j »

X_t = distance d'un portique transversal à l'axe Cy

Y_l = distance d'un portique longitudinal à l'axe Cx

Répartition des efforts tranchants par étage aux différents portiques

Soient V_{jx} = effort tranchant engendrée par le séisme ou le vent dans le sens x à l'étage « j »

V_{jy} = effort tranchant engendré par le séisme ou le vent dans le sens y à l'étage « j »

$$V_{jx}^t = V_{jx} \left(R_{jt} / \sum_{l=1}^m R_{jl} \right) + V_{jx} Y_g R_{jl} Y_l / R_{j\theta}$$

$$V_{jy}^t = V_{jy} \left(R_{jt} / \sum_{l=1}^K R_{jl} \right) + V_{jy} X_g \left(R_{jt} / R_{j\theta} \right) X_t$$

Où : V_{jy}^t = effort tranchant de niveau « j » revenant au portique transversal « t »

2- Facteur de distribution de chaque modes :

Il est donné par :

$$\gamma_i = \phi_i \left(\left| \sum_{k=1}^m m_k \phi_{ki} \right| / \sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}^2 \right)$$

Où

M_k = masse de l'étage k

ϕ_{ki} = forme propre di ième mode au f éme étage

3- Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen pour chaque mode :

La valeur de D_i sera déterminée d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment

Sol meuble $D_i = 1.26 / (T)^{2/3}$

Sol ferme $D_i = 0.896 / (T)^{2/3}$

4 – Evaluation des forces sismiques de calcul de chaque mode :

- les forces sismiques sont données par la relation
(latéraux) (niveau k mode i)

$$F_{ki} = A \cdot D_i \cdot B \cdot Q \cdot \gamma_i \cdot W_k$$

A = coefficient d'accélération de zone

A = 0.15 (zones II , groupe d'usage 2)

B = facteur de comportement de la structure

B = 0.25 (portique autostable)

D_i = facteur d'amplification dynamique moyen

Q = facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_1 = condition minimales des piles porteuses

observée $P_1 = 0$

P_2 = sera bondance en plan

observée $P_2 = 0$

P_3 = symétrie en plan

observée $P_3 = 0$

P_4 = régularité en élévation

non observée $P_4 = 0.05$

P_5 = Contrôle de la qualité des matériaux

non observée $P_5 = 0.05$

P_6 = Contrôle de la qualité de la construction

non observée $P_6 = 0.1$

Donc

$$Q = 1.2$$

γ_i = coefficient de distribution

W_k = poids de l'étage k

*La force sismique la résultante (Effort tranchant) au niveau k , due au mode i

$$V_{ki} = \sum F_{ji}$$

- La force totale à la base (effort tranchant à la base) due au mode i

$$S_i = A \cdot D_i \cdot B \cdot Q \cdot \alpha_i \cdot \Sigma W_i$$

Avec

α_i = coefficient de participation modale

$$\alpha_i = \left(\sum_{k=1}^m W_k \phi_{ki} \right)^2 / \left(\sum_{k=1}^n W_k \phi_{ki}^2 \sum_{k=1}^n W_k \right)$$

5- Evaluation de la sollicitation maximale résultante :

Pour obtenir les sollicitations résultantes , il est admis de procéder de la manière suivante :

A/ Cas où un seul mode (prépondérant par rapport aux autres) :

$$\bar{X} = \sum_{j=1}^n |X_j|$$

N= nombre de modes considérés

B/ cas où deux modes sont voisins :

$$\bar{X} = Y \left(|X_1| + |X_2| \right)^2 + \sum_{j=1}^n X_j$$

C/ Cas où les modes sont indépendants :

$$\bar{X} = Y \sqrt{\sum_{j=1}^n X_j^2}$$

IV-Résultats :**a- Sens longitudinal :**

$$E = 32000 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

N ^{bre} d'étage	R _j / E 10 ⁻⁶	R _j (N/M) . 10 ⁻⁶	M (kg)
1	12589.46	402.864	619500
2	8595.27	275.05	362980
3	7244.88	231.84	362980
4	7244.88	231.84	362980
5	6273.17	200.74	355830
6	6273.17	200.74	355830
7	6273.17	200.74	296200

b-Sens transversal :

N ^{bre} d'étage	R _j / E . 10 ⁻⁶	R _j (N/M) 10 ⁻⁶	M (kg)
1	12275.925	392.832	619500
2	8348.974	267.168	362980
3	7244.884	231.84	362980
4	7244.884	231.84	362980
5	6273.17	200.74	355830
6	6273.17	200.74	355830
7	6273.17	200.74	296200

• MODES PROPRES :**a- Sens longitudinal :** les résultats des modes propres

Modes	Valeurs propres	Fréquences Circulaires (rad / s)	Période (sec)
1	33.4084	5.78	1.08
2	259.532	16.11	0.387
3	633.025	25.16	0.2497

b- Sens transversal :

Modes	Valeurs propres	Fréquences circulaires (rad / s.)	Période (sec)
1	33.0625	5.75	1.09
2	257.2816	16.04	0.39
3	268.5049	25.07	0.25

CHAPITRE VII
CHAPITRE VIII

CALCUL
AUTOMATIQUE

I-Introduction :

Le calcul de notre structure présente un caractère spécial , notre but est de comparer les résultats par 02 méthode différentes

Pour cela , on a opté pour un calcul automatique qui fait appel à plusieurs logiciels. Parmi ces logiciels on a :

a)-STRUDL (Structural Design Langage)

Ce programme concerne la plus pas des activités de Génie civil et des travaux publiques . Le programme STRUDL concerne les ossatures et les éléments finis Parmi les principales options de ce programme :

- Le prédimensionnement
- L'analyse statique et dynamique
- L'instabilité élastique (non linéarité géométrique)
- L'élasticité non linéaire

b)-ASKA

C'est un programme d'éléments finis (et ossatures) qui permet l'analyse statique et dynamique des structures .

c)- STARDYNE :

C'est un programme général de calcul (statique et dynamique) . parmi ces options on trouve :

- Analyse statique : structure à 15000 ddl
- Analyse dynamique : structure à 6000 ddl
- Analyse fréquentielle
- Analyse transitive
- Analyse aléatoire
- Etudes des cheks

d)- SAP 90 = structural analysis programms

Permet l'analyse des structures par éléments finis .
L'étendue des possibilités qu'il prépose , le nombre d'équations qu'il peut résoudre ainsi que son options d'analyse dynamique représentent sa puissance et son efficacité .

1-Analyse statique :

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

*Nombre maximal d'équations (neq)	8000
*Nombre de nœuds (nomj)	4000
*Nombre de conditions de changement (nld)	20

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

Avec :

*Nombre maximal d'équations (neq)	5000
*Nombre de nœuds (nomj)	2500
*Nombre de valeurs propres (nfq)	

$neq (nld + nfq) < 4002$ appréciation

II- Application du SAP 90 sur la structure :

*Structure du programme SAP 90 :

voir figure 1 organigramme

ORGANIGRAMME

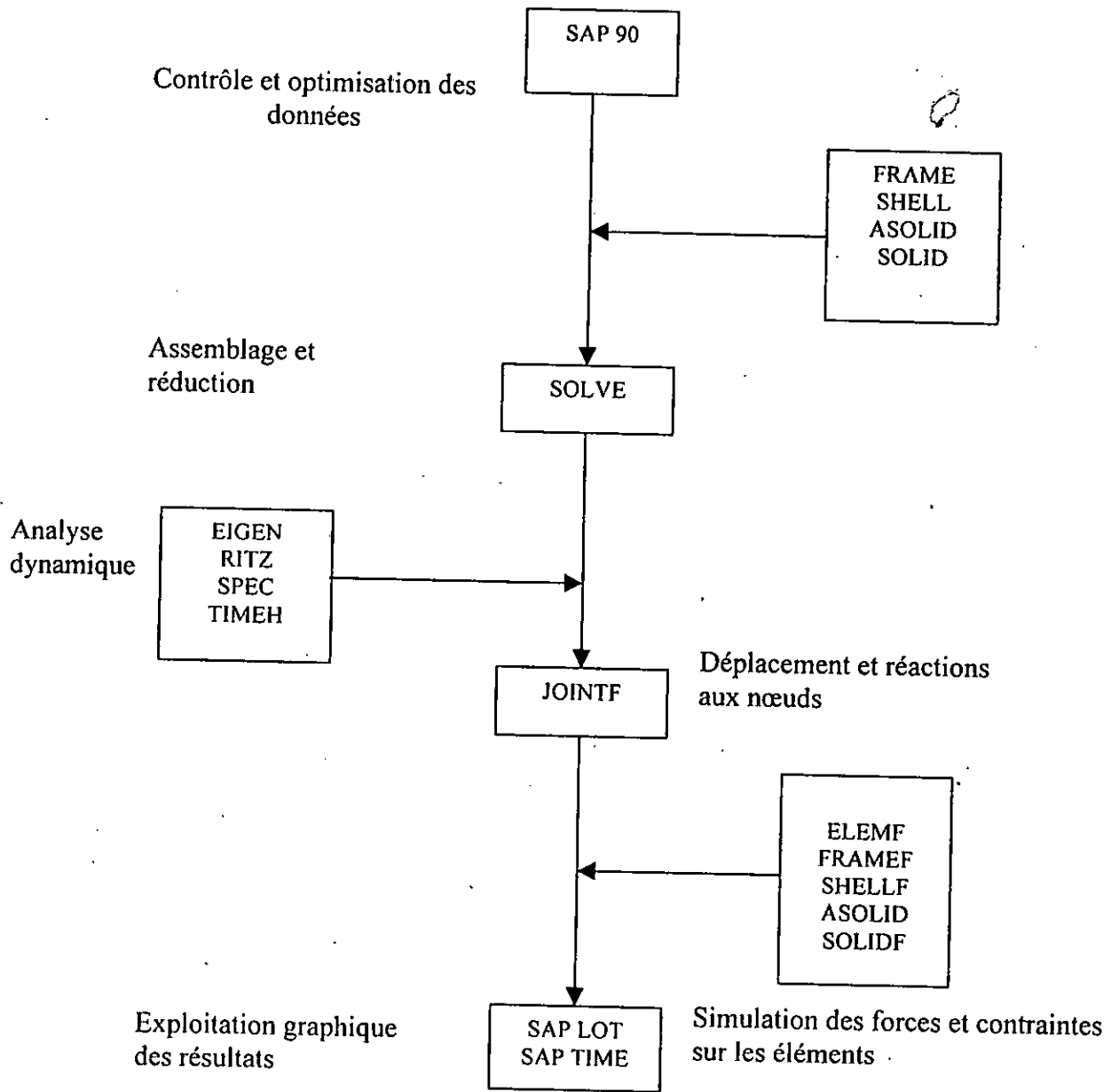


Figure 1

III-MODELISATION :

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

Le logiciel utilisé dans notre étude introduit une modélisation par élément finis .Ce type de modélisation ne présente aucune difficulté , puisque les divers éléments de la structure , poteaux , poutres sont représentés avec leur géométrie réelle

Pour le modèle de notre structure nous avons introduit les poteaux et les poutres en éléments barre (frame)

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

Les planchers possèdent une très grande rigidité dans leurs plans vis à vis les sollicitations horizontales . Et ce , par leurs caractéristiques géométrique et mécanique qu'ils présentent

Ce qui nous ramène à affecter aux nœuds maîtres des conditions aux limites leurs permettant en translation où en rotation dans leur plans

Au niveau de chaque planchers tous les autres nœuds nous leurs avons imposé des conditions aux limites leur permettant de suivre le nœud maître dans ces déplacements .

Ces nœuds sont appelés nœuds esclaves (slave joints)

Vue la grande rigidité que présente notre structure à la base nous avons supposé que tout les nœuds à la base sont parfaitement encastrés .

- **Calcul dynamique :**

Pour le calcul dynamique par le SAP 90 , on fait introduire un bloc de données qui définit les données nécessaires à l'analyse dynamique des structures par spectre réponse

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 RPA $S = A.B.Q.g = 0.44145$

Les coefficients d'amortissement des structures en béton armé est de $d = 0.05$

Pour la définition de la courbe du spectre , les RPA 88 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 :

Les résultats des modes propres :

- Par la deuxième méthode (SAP 90 , modélisation par console)

MODES	VALEURS PROPRES	FRÉQUENCES CIRCULAIRES (RAD / S)	PÉRIODE (SEC)
1	28	5.3	1.187
2	205.64	14.34	0.438
3	489	22.11	0.284

- Par la troisième méthode (SAP90, modélisation par des éléments finis , éléments poutres)

MODES	VALEURS PROPRES	FRÉQUENCES CIRCULAIRES (RAD / S)	PÉRIODE (SEC)
1	152.82	12.36	0.508
2	160.96	12.69	0.495
3	1244.74	35.28	0.178

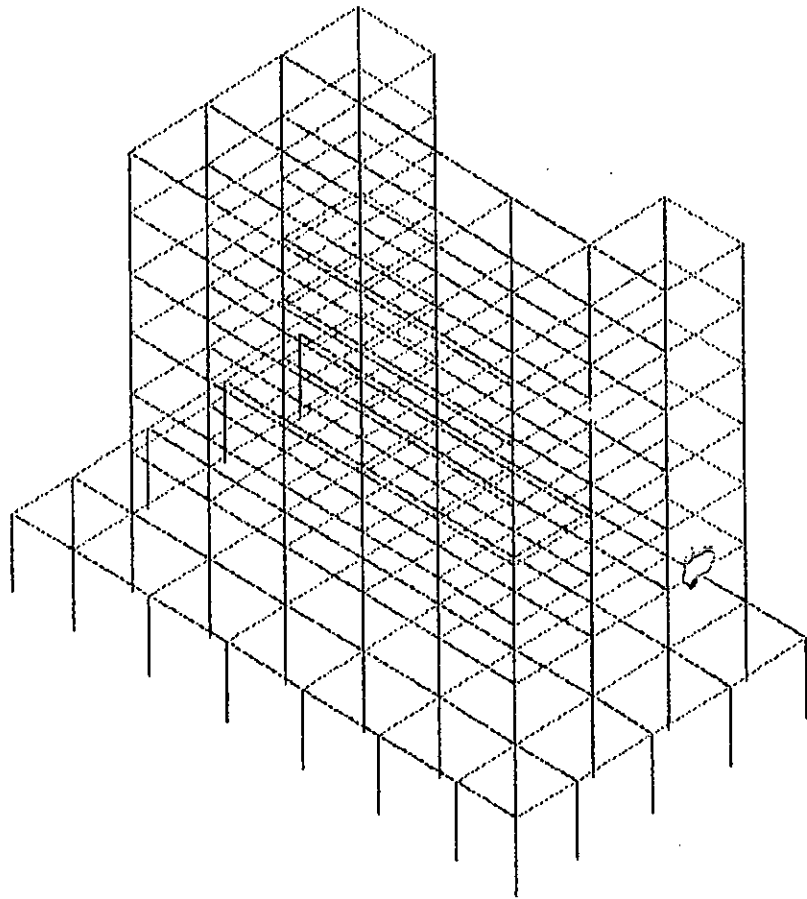


Schéma de la structure

CHAPITRE IX CHAPITRE IX

EFFORTS DANS LES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE ET FERRAILLAGE

I-INTRODUCTION :

Dans notre structure , le rôle du portique consiste à la transmission de la majorité des charges verticales .

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 le hauteur du bâtiment et cela est du à l'importance 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 NUMERIQUES 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 cinq « 5 » types de chargement .

a)-Poteau central P13 : le plus sollicité

1-Effort normal :

Effort Niveaux	$N_{1.35G+1.5Q}$ (kN)	$N_{G+Q+1.2E}$ (kN)	$N_{G+P-1.2E}$ (kN)	$N_{0.8G+E}$ (kN)	$N_{0.8G+E}$ (kN)
6	247.03	179.84	179.64	121.08	121.24
5	494.12	359.71	359.50	242.22	242.41
4	741.06	539.71	539.15	363.35	363.54
3	987.99	719.25	719.04	484.48	484.67
2	1234.99	899.06	898.60	605.65	605.82
1	1481.17	1078.27	1077.92	726.38	726.82
RDC	2677.11	1941.66	1940.5	1255.16	1255.35
SS	2990.14	2173.176	2172.016	1437.822	1438.012

2-Moment fléchissant longitudinal et transversale :

Effort Niveaux		$M_{1.35G+1.5Q}$ (kN m)	$M_{G+Q+1.2E}$ (kN m)	$M_{G+P-1.2E}$ (kN m)	$M_{0.8G+E}$ (kN m)	$M_{0.8G+E}$ (kN m)
6	L	70.05	50.67	49.61	31.73	30.67
	T	10.02	0.04	0.02	0.43	0.31
5	L	39028	28.40	27.36	17.75	16.7
	T	2.51	1.79	1.53	0.96	0.83
4	L	41.73	30.19	29.13	13.93	12.87
	T	1.25	0.88	0.73	0.36	0.23
3	L	48.10	34.79	35.75	21.81	20.73
	T	2.64	1.89	1.78	1.02	0.93
2	L	39.22	28.39	27.35	17.93	16.85
	T	1.33	0.94	0.87	0.45	0.32
1	L	43.69	31.60	30.53	19.77	18.70
	T	0.26	0.21	0.17	0.33	0.17
RDC	L	1.30	0.95	0.81	0.71	0.58
	T	1.22	0.87	0.78	0.45	0.32

a)-Poteau central P7 :

1-Effort normal :

Effort Niveaux	$N_{1.35G+1.5Q}$ (KN)	$N_{G+Q+1.2E}$ (KN)	$N_{G+P+1.2E}$ (KN)	$N_{0.8G-E}$ (KN)	$N_{0.8G+E}$ (KN)
6	143.01	104.38	104.31	72.32	72.07
5	296.21	216.17	215.92	149.61	149.38
4	446.33	325.73	325.51	225.44	225.19
3	599.69	437	436.76	302.91	302.19
2	753.23	549.73	549.50	380.56	380.32
1	903.56	659.31	659.10	456.57	456.32
RDC	1296.43	946.70	946.48	659.27	659.01
SS	1608.46	1158.84	1158.60	826.43	826.17

2-Moment fléchissant longitudinal et transversale :

Effort Niveaux		$M_{1.35G+1.5Q}$ (KN m)	$M_{G+Q+1.2E}$ (KN m)	$M_{G+P+1.2E}$ (KN m)	$M_{0.8G-E}$ (KN m)	$M_{0.8G+E}$ (KN m)
6	L	39.82	29.01	28.95	19.68	19.66
	T	41.79	30.45	30.41	20.69	20.61
5	L	25.28	18.42	18.35	12.52	12.45
	T	26.47	19.29	19.22	13.52	13.44
4	L	25.04	18.25	18.18	12.42	12.34
	T	26.16	19.06	18.99	12.99	12.91
3	L	37.39	27.25	27.18	18.60	18.45
	T	38.43	28.01	27.96	19.14	19.08
2	L	28.26	20.61	20.55	14.14	14.09
	T	28.86	21.04	20.98	14.46	14.38
1	L	26.49	19.31	19.25	13.16	13.09
	T	28.39	20.70	20.66	14.17	14.11
RDC	L	10.39	7.54	7.48	4.86	4.79
	T	9.61	9.96	6.91	4.45	4.40

a)-Poteau central P8 :

1-Effort normal :

Effort Niveaux	$N_{1.35G+1.5Q}$ (KN)	$N_{G+Q+1.2E}$ (KN)	$N_{G+P-1.2E}$ (KN)	$N_{0.8G+F}$ (KN)	$N_{0.8G-E}$ (KN)
6	252.35	183.69	183.50	123.72	123.50
5	505.34	367.84	367.59	247.53	247.30
4	757.72	551.53	551.30	371.12	370.91
3	1008.42	734.02	733.80	493.9	493.69
2	1258.21	915.84	915.61	616.24	616.01
1	1508.51	1098.05	1097.81	738.99	738.12
RDC	1934.48	1409.24	1409.00	956.67	956.40
SS	2177.16	1605.44	1065.20	1113.63	1113.38

2-Moment fléchissant longitudinal et transversale :

Effort Niveaux		$M_{1.35G+1.5Q}$ (KN m)	$M_{G+Q+1.2E}$ (KN m)	$M_{G+P-1.2E}$ (KN m)	$M_{0.8G-E}$ (KN m)	$M_{0.8G+E}$ (KN m)
6	L	67.22	48.61	48.54	30.38	30.31
	T	3.92	2.81	2.76	1.56	1.49
5	L	37.79	27.33	27.26	17.04	16.97
	T	4.99	3.60	3.54	2.22	2.16
4	L	40.24	29.11	29.04	18.21	18.15
	T	3.5	2.52	2.46	1.51	1.46
3	L	47.14	34.10	34.03	21.56	21.29
	T	4.48	3.24	3.17	1.98	1.91
2	L	38.34	27.73	27.66	17.42	17.36
	T	2.58	1.86	1.80	1.11	1.05
1	L	42.63	30.86	30.79	19.51	19.46
	T	3.12	2.27	2.21	1.48	1.41
RDC	L	12.45	9.03	8.98	5.86	5.79
	T	2.07	1.52	1.45	1.09	1.03

II- Ferrailage des poteaux :

Vue que le poteau le plus sollicité est le poteau central (P13) donc on va calculer le ferrailage de ce poteau à l'ELS et faire une vérification à l'ELS

a)-A la base nous avons pris une section de (50 x 50) cm² comme le tableau l'indique l'effort prépondérant est un effort de compression (N = 2990.14 KN) , le calcul des sections d'armatures nous donne les valeurs suivantes

$$As = 22.08 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad As = 25.11 \text{ cm}^2 \quad (8HA20)$$

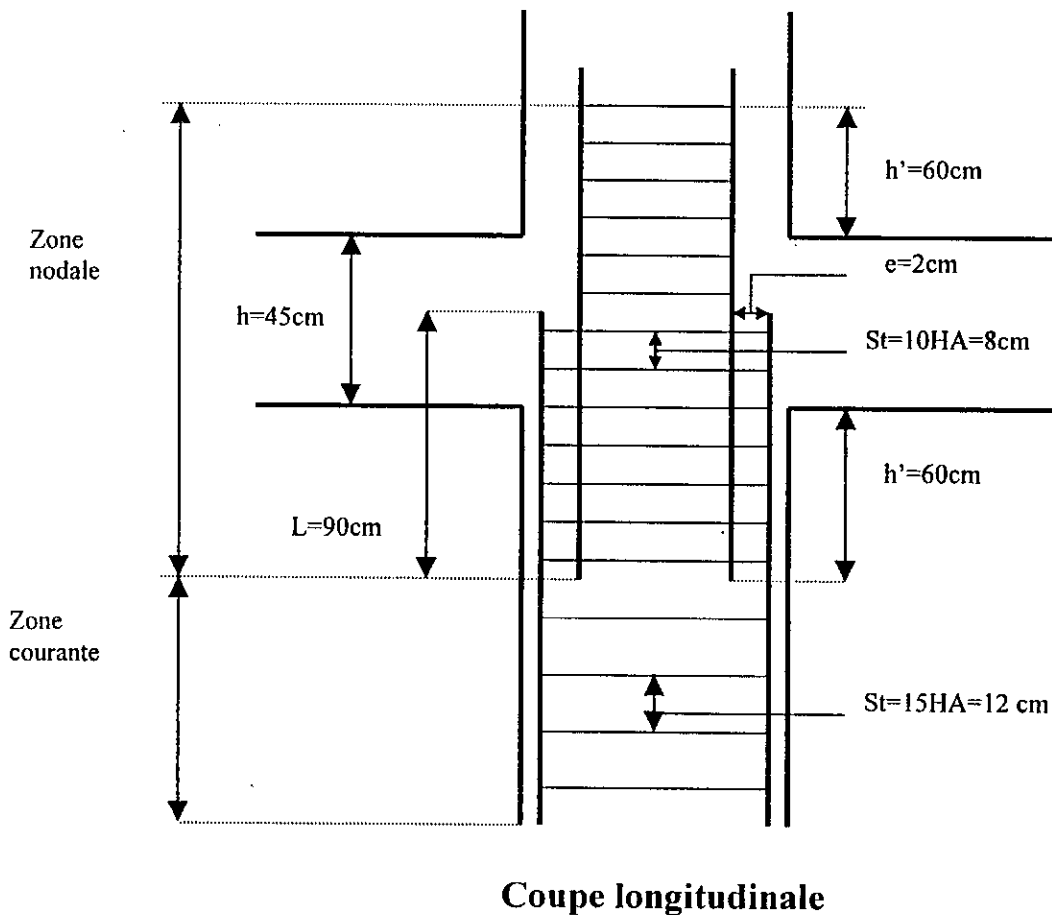
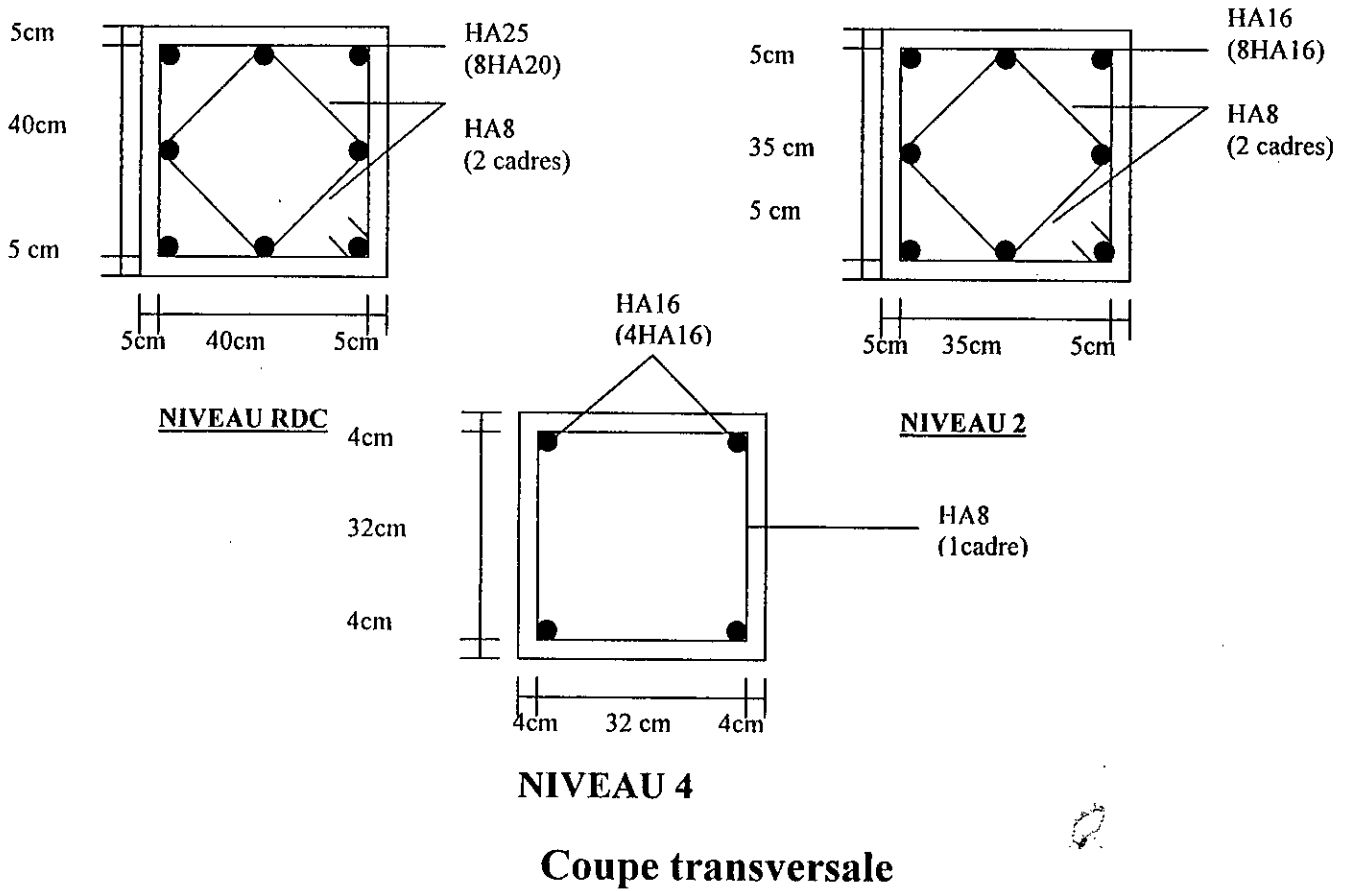
b)- Au 2 eme étage , on prend une section de (45 x 45) cm² , l'effort prépondérant est un effort de compression (N = 1235 KN)

Les sections d'armatures sont les suivantes

$$As = 14.53 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad As = 16.08 \text{ cm}^2 \quad (8HA 16)$$

c)- Au 4 eme étage , on prend une section de (40 x 40) cm² , l'effort prépondérant est un effort de compression (N = 741.06 KN) les sections d'armatures sont les suivantes

$$As = 7.23 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad As = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4HA 16)$$



III- Poutres**III-1. Introduction :**

La poutres , soumise à une flexion simple sera ferrailé 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 BAEL , sa largeur maximale est limitée par la plus faible des deux valeurs indiquées ci dessous

-1/2 de la distance entre les deux voisines de deux nervures consécutives

-1/10 de la portée de la travée

de plus , la largeur de la table est telle que :

$$(b - b_0) / 2 < L / 10$$

avec

b = largeur de la table

b₀ = largeur de la nervure

L = portée de le poutre

III.3 Résultats de calcul :**1-1Poutres longitudinales**

Comb	M _{1.35G + 1.5P}			M _{G+P+E}			M _{G+P-E}		
	Mw	Mtr	Me	Mw	Mtr	Me	Mw	Mtr	Me
T1	32.00	31.66	53.22	23.44	23.21	38.97	24.51	24.29	40.05
T2	87.13	47.36	91.87	63.60	34.57	67.09	64.66	35.65	68.16
T3	91.30	45.59	91.21	66.66	33.29	66.59	67.74	34.37	67.66
T4	91.23	45.62	91.23	66.60	33.30	66.60	67.68	34.36	67.65
T5	91.21	45.59	91.30	66.59	33.29	66.66	67.68	34.36	67.74
T6	91.87	47.36	87.13	67.09	34.57	63.30	68.16	35.65	64.67
T7	53.22	31.66	32.00	38.97	23.21	23.44	40.05	24.28	24.51

1-2 Poutres transversales :

Comb	$M_{1.35G + 1.5P}$			M_{G+P+E}			M_{G+P-E}		
	Mw	Mtr	Me	Mw	Mtr	Me	Mw	Mtr	Me
T1	32.31	31.88	52.39	23.66	23.37	38.37	24.72	24.44	39.45
T2	88.39	47.40	90.51	64.53	34.60	66.09	65.60	35.68	67.17
T3	92.32	45.56	90.27	67.40	33.26	65.90	68.48	34.35	66.98
T5	91.48	48.92	84.49	66.77	35.71	61.65	67.85	36.79	62.71

2-Plancher étage d'habitation :**2-1- Poutres longitudinales :**

Comb	$M_{1.35G + 1.5P}$			M_{G+P+E}			M_{J+P-E}		
	Mw	Mtr	Me	Mw	Mtr	Me	Mw	Mtr	Me
T1	78.86	40.98	70.30	57.07	29.69	51.00	58.15	30.67	52.07
T2	76.52	38.67	77.17	55.44	28.02	55.91	56.51	29.10	56.98
T3	77.02	38.50	77.02	55.80	27.89	55.80	56.88	28.97	56.88
T4	77.17	38.67	76.52	55.91	28.02	55.44	56.98	29.10	56.51
T5	70.30	40.98	78.86	51.00	29.69	57.07	52.07	30.75	58.15

2-2-Poutres transversales :

Comb	$M_{1.35G + 1.5P}$			M_{G+P+E}			M_{G+P-E}		
	Mw	Mtr	Me	Mw	Mtr	Me	Mw	Mtr	Me
T1	80.93	41.09	68.09	58.57	29.77	49.40	59.65	30.84	50.47
T2	76.71	39.82	74.69	55.65	28.84	54.06	56.70	29.91	55.12
T3	55.44	31.59	62.88	40.52	23.07	45.87	41.58	24.14	46.94

3 – Plancher terrasse :**3-1- Poutres longitudinales :**

Comb	$M_{1.35G + 1.5P}$			M_{G+P+E}			M_{G+P-E}		
	Mw	Mtr	Me	Mw	Mtr	Me	Mw	Mtr	Me
T1	67.44	47.82	67.96	46.75	34.64	49.35	49.81	35.71	50.42
T2	75.18	39.18	77.50	54.50	28.38	56.14	55.57	29.44	57.21
T3	77.18	38.34	77.18	55.91	27.78	55.91	56.98	28.85	56.98
T4	77.50	39.18	75.18	56.14	28.38	54.50	57.21	29.44	55.57
T5	67.96	47.82	67.44	49.35	34.64	48.75	50.42	35.71	49.82

3-2- Poutres transversales :

Comb	$M_{1.35G + 1.5P}$			M_{G+P+E}			M_{G+P-E}		
	Mw	Mtr	Me	Mw	Mtr	Me	Mw	Mtr	Me
T1	70.05	47.88	65.25	50.64	34.68	47.40	51.71	35.75	48.47
T2	73.64	42.61	72.18	53.48	30.83	52.26	54.55	31.91	53.33
T3	55.65	37.63	50.55	40.70	27.48	36.85	41.77	28.55	37.92

- **Armatures transversales :**

Selon le RPA , la section minimale est de

$$A_{smin} > 0.003 s.b$$

Avec

S : espacement maximum des armatures d'âme dans la zone nodale

$$S < \text{Min} (h/4 , 12 HA) = 11.25 \text{ cm}$$

On prend $S = 10 \text{ cm}$

$$\text{Donc } A_{smin} > 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.9 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ cadres de HA } 8 (1.01 \text{ cm}^2)$$

Espacement des armatures d'âme

- Dans la zone nodale $S = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $S < h/2$

$$S = 20 \text{ cm}$$

III-4 Calcul de ferrailage :

D'après les résultats , on a les moments dans les deux sens presque les mêmes

Dans les calculs on choisit la travée et les appuis (rive , intermédiaire) les plus sollicités

- **Armatures longitudinales**

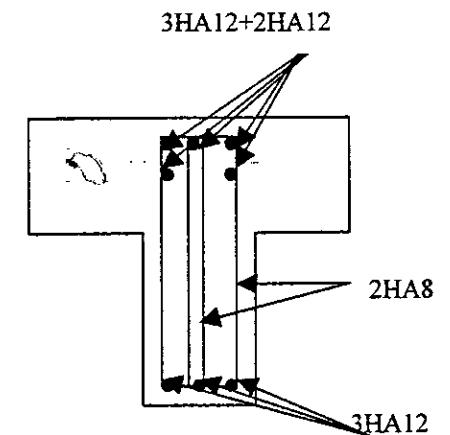
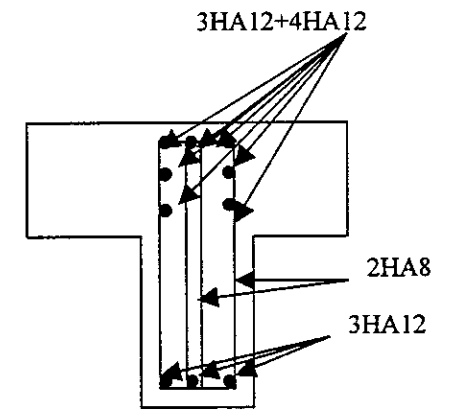
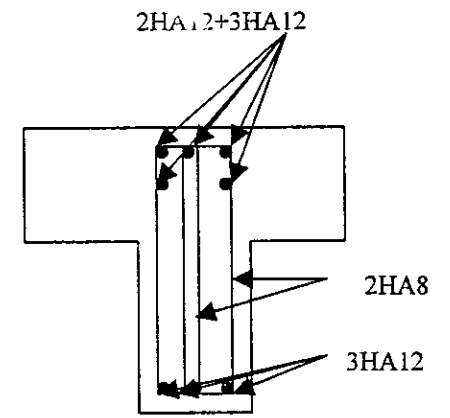
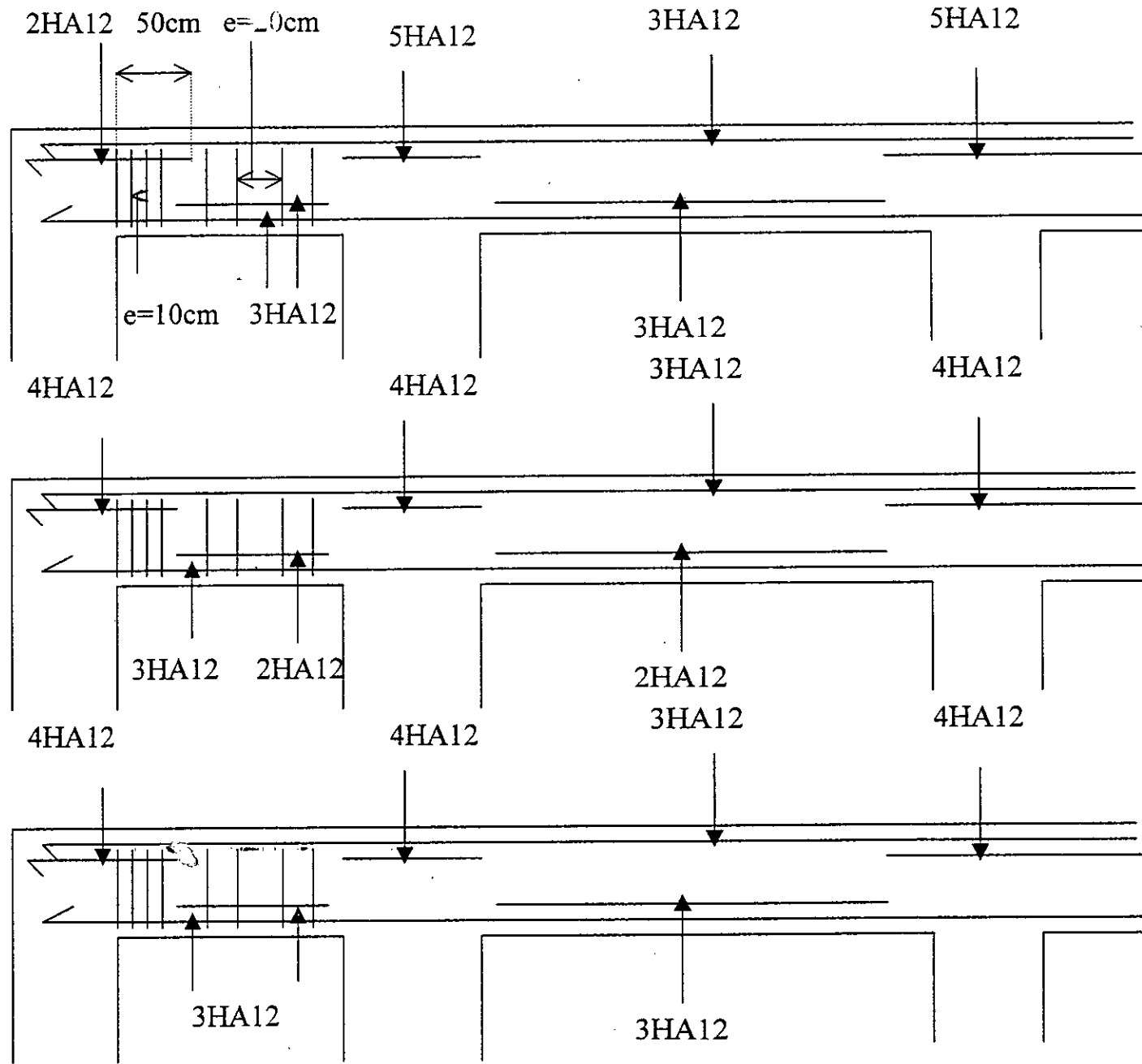
	SECTION D'ACIER		
	Appui de rive	Appui intermédiaire	Travée
1 ^{er} étage	1.6 (2 HA12)	4.6 (5HA12)	2.45 (3HA12)
2 ^{er} - 6 ^{er} étage	4.04 (4HA12)	3.85 (4 HA12)	2.05 (2HA12)
Terrasse	3.5(4HA12)	3.85 (4HA12)	2.36 (3HA12)

- Condition de non fragilité (article 4.2.2.1 RPA 88)

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

Pour la poutre $A_{smin} = 6.75 \text{ cm}^2$

La longueur de recouvrement $l_r = 40 HA_1$.

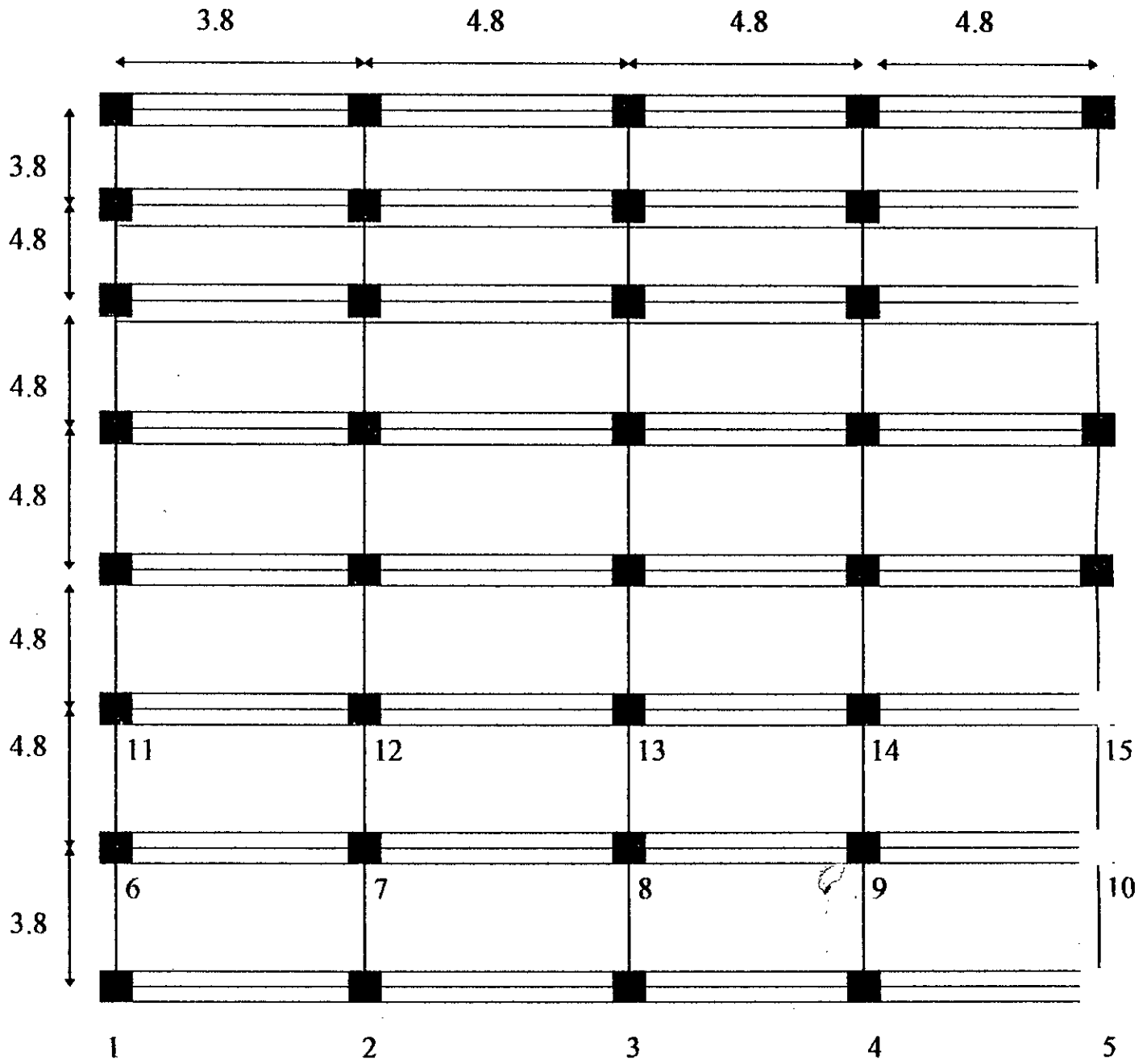


COUPE A-A

CHAPITRE X
CHAPITRE X

LES FONDATIONS

PLAN DE FONDATIONS



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 essentielles de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol; soit directement (radier, semelle), soit par l'intermédiaire d'autres organes (pieux).

I- RESISTANCE DES FONDATIONS :

On distingue, suivant leur profondeur, deux principaux types de fondations :

- les fondations superficielles réalisées par des massifs, des semelles ou des longrines généralement en maçonnerie ou en béton armé ou précontraint.

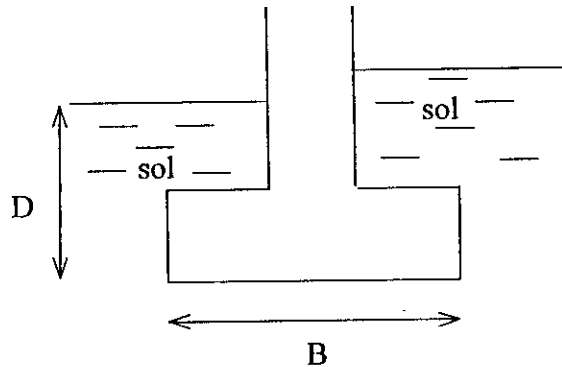
- les fondations profondes ou semi profondes réalisées par des puits, des pieux ou des parois en maçonnerie, en béton armé, en métal ou en béton précontraint.

II- PRINCIPAUX MODES DE FONDATIONS - CLASSIFICATION :

- soit B largeur d'une semelle
- soit L longueur d'une semelle
- soit D l'épaisseur minimale des terres au dessus du niveau de fondation

Fondation superficielle :

lorsque : $\frac{D}{B} < 4$

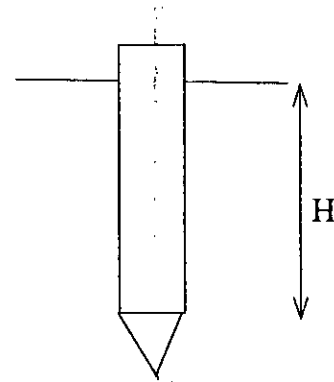


- Une semelle est dite continue ou filante si $\frac{L}{B} > 5$
- semelle isolée si $\frac{L}{B} < 5$
- radier général s'il s'agit de semelles de grandes dimensions : bâtiments fondés sur radier en béton armé - réservoir d'hydrocarbures.

Fondation profonde :

$$\text{lorsque } \frac{H}{B} > 10$$

avec H : fiche totale de la fondation dans le sol.

**Fondation semi-profonde :**

$$\text{lorsque } 4 < \frac{H}{B} < 10$$

Notons que cette classification était encore valable il y a encore quelques années. L'apparition en site urbain de bâtiments à nombres important de sous-sols (4 et plus) ne permet plus de garder ces délimitations.

Nous préférons classer les modes ou types de fondations en deux grandes catégories suivants la profondeur à laquelle se trouve le « BON SOL ».

a- Fondations superficielles :

Lorsque les couches portantes du terrain se trouve à une profondeur voisine de celle des ouvrages de fondations on a affaire à des fondations superficielles. Les couches peuvent avoir :

- une faible capacité portante (radier).
- une forte capacité portante (semelle ou massif sur sol rocheux).

b- Fondations profondes :

Lorsque les couches résistantes du sol se trouvent à grande profondeur, on a alors des fondations ponctuelles (pieux ou puits) ou linéaires (parois), leur mode de fonctionnement peut être :

- par appui direct sur la couche portante
- par appui latéral sur la couche portante
- par combinaison des deux.

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 une fondation superficielle par sentelles.

Parmi les fondations superficielles par semelles :

- les fondations ponctuelles : semelles isolées (sous poteaux).
- les fondations linéaires : semelles continues ou filantes.

Nous rappelons que c'est l'ouvrage ou partie d'ouvrage qui assure la transmission, dans des conditions satisfaisantes, des charges ou efforts d'une superstructure au sol résistant. Si ce dernier se trouve à faible profondeur, c'est-à-dire au voisinage immédiat des parties enterrées de l'ouvrage on aura intérêt à réaliser des fondations à proximité.

III- CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE ET DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES :

La couche superficielle constituée soit d'argile sableuse soit de sable présente des caractéristiques meilleures que ceux du premier site surtout au niveau des zones n° 2 et 3

En moyenne nous pouvons retenir les caractéristiques suivantes :

- **Couche superficielle :** (sable ou argile sableuse)

$$\gamma_d \approx 1.40 \text{ à } 1.90 \text{ t / m}^2$$

$$W = 10 \text{ à } 30 \%$$

$$C_u = 0.25 \text{ b}$$

$$\varphi_u = 10^\circ$$

- **Couche molle :** (vase)

$$\gamma_d \approx 1.15 \text{ t / m}^2$$

$$W = 30 \text{ à } 50 \%$$

$$C_u = 0.05 \text{ bars}$$

$$\varphi_u = 0 \text{ à } 5^\circ$$

Pour une couche superficielle :

$$\varphi = 10^\circ \quad \Rightarrow \quad \begin{aligned} N_\gamma &= 1 \\ N_q &= 2.49 \\ N_c &= 8.45 \end{aligned}$$

La formule de contrainte admissible :

$$\overline{\sigma}_a = \gamma_h D + 1/3 (\rho \gamma_h N_\gamma + \gamma_h D (N_q - 1) + C N_c)$$

Avec :

$$\gamma_d = 1.9 \text{ t/m}^2$$

$$C_u = 5 \text{ t/m}^2$$

$$D = 2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_a = 19.77 + 0.3 B$$

La contrainte de rupture du sol est $q_L = Q/A$

A : section transversal de la semelle $A = B \cdot L$

Q : charge totale appliquée = N

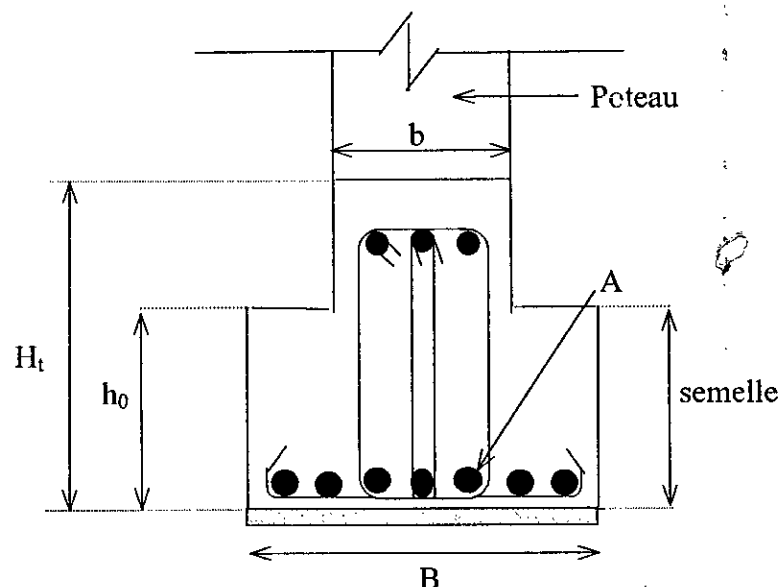
On doit avoir $q_L = \frac{Q}{B \cdot L} < \overline{\sigma}_a = f(B)$, on déduit B pour chaque semelle connaissant L et Q.

On a opté pour des semelles filantes. On en distingue deux types principaux :

- les semelles continues :
 - sous murs
 - sous voiles en béton armé
- les semelles continues sous poteaux.

Dans notre cas, on a des semelles continues sous poteaux. L'ouvrage est ici réalisé entièrement en béton armé

Le principe du calcul d'une semelle continue ou filante est basée sur l'égalité des actions (charges verticales transmises par la superstructure) et des réactions opposées par le sol de fondation. Le calcul comporte deux parties.



a- Calcul de la semelle dans le sens transversal :

A partir des éléments suivants :

- la charge Q est transmise par chaque poteau est supposée répartie uniformément le long de la poutre longrine, soit, si L est l'espacement des poteaux :

$$q = \frac{Q}{L} \quad \text{charge uniforme par mètre linéaire}$$

- la largeur B est déterminée en fonction de la contrainte admissible.

- la hauteur h_t se calcule en respectant la condition de rigidité .

b- Calcul de la poutre longrine :

Il peut s'agir :

- d'une simple poutre sur deux appuis
- ou d'une poutre à plusieurs travées (poutre continue)

Ferraillage :**a- La semelle :**

On ferraille le poteau central étant le poteau le plus sollicité.

$$N = 964.073t$$

Si on prend un débordement de 80 cm du voile.

$$L = 18.2 + 0.2 + 0.8 \Rightarrow L = 19.2 \text{ m}$$

$$q = N / L B \leq \bar{\sigma}_a = 19.7 + 0.3 B$$

$$964.073 / 19.2 B \leq 19.7 + 0.3 B$$

$$\Rightarrow B = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{On prend :} \quad B = 2.5 \text{ m} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2 \text{ kg / cm}^2$$

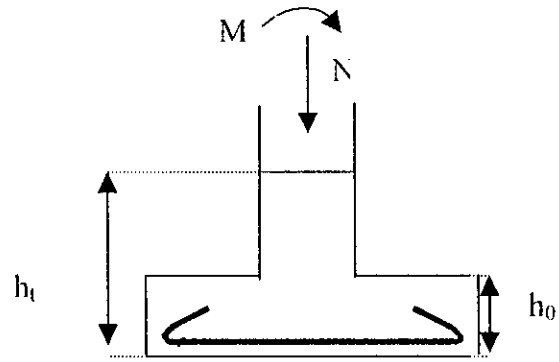
• Hauteur des semelles :

On utilise la méthode des consoles

$$\sigma_b = MV / I < \bar{\sigma}_b = \sigma_{28} / 6$$

On trouve : $h_t = 60 \text{ cm}$

On prend : $h_0 = 30 \text{ cm}$



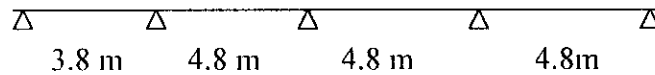
• Ferrailage transversal de la semelle :

$$M = 10.92 \text{ t.m}$$

$$A_s = \frac{M}{0.9 \cdot h_t \cdot f_{su}} = 5.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

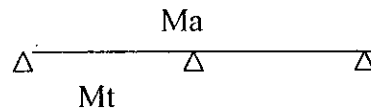
$$A_s = 6.15 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4\text{HA14}/\text{ml}$$

b- Poutre longrine :



$$M_A = 120 \text{ t.m}$$

$$M_T = 105 \text{ t.m}$$



• Appui :

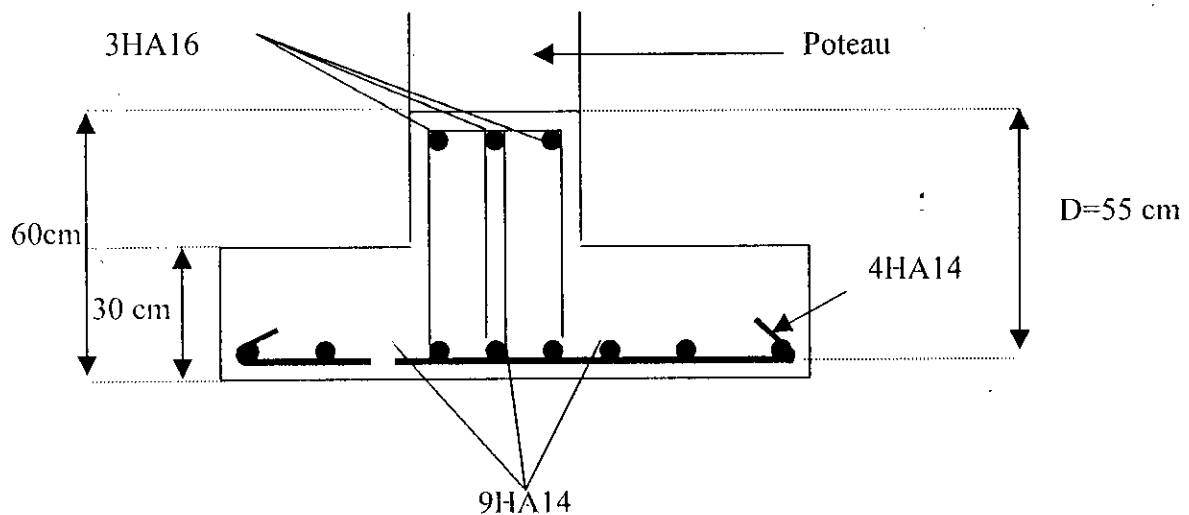
$$A_{s\max} = 10.20 \text{ cm}^2 \quad (9 \text{ HA } 14) \quad A_s = 13.85 \text{ cm}^2$$

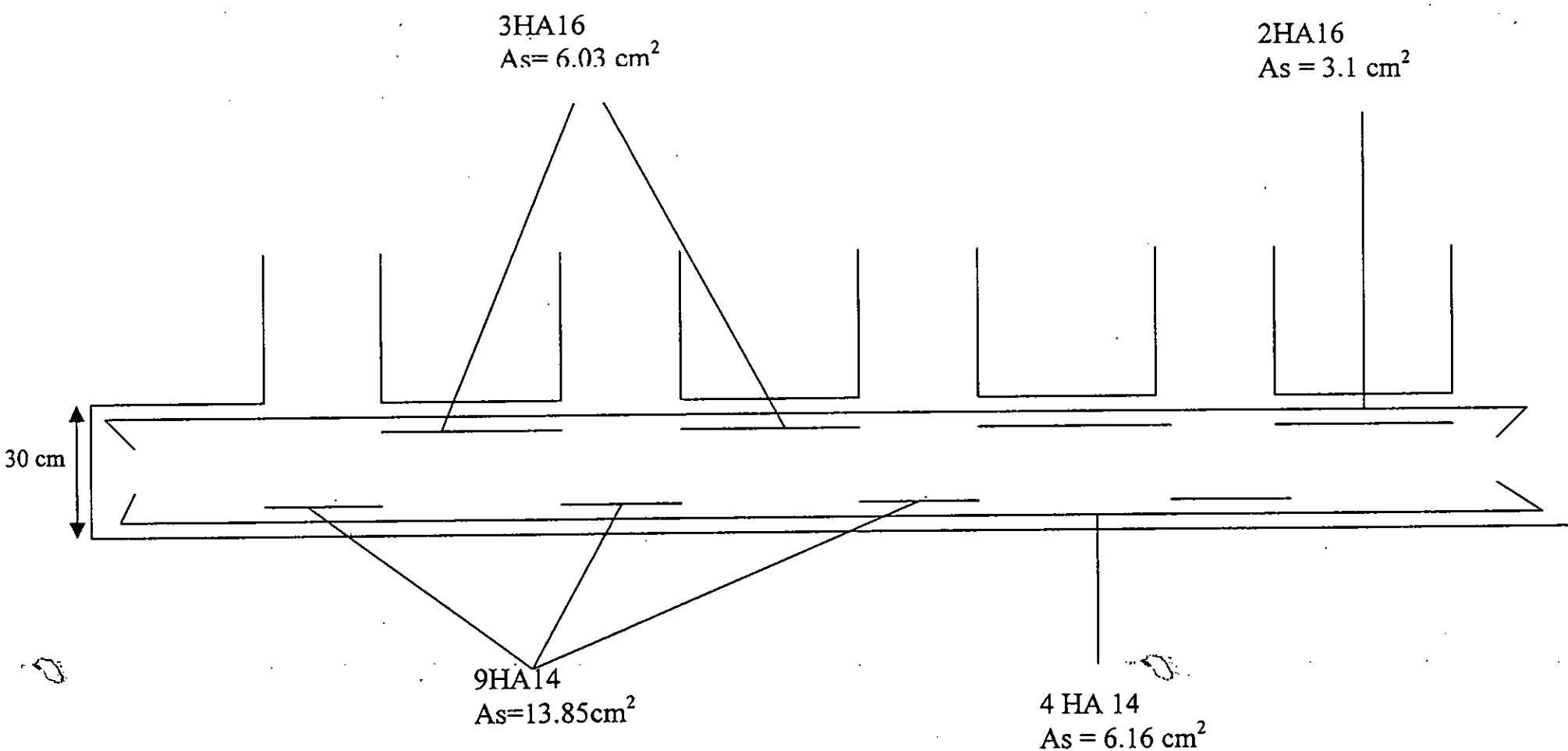
$$A_{s\min} = 4.8 \text{ cm}^2 \quad (4 \text{ HA } 14) \quad A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

• Travée :

$$A_{s\max} = 5.7 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ HA } 16) \quad A_s = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 3.1 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ HA } 16) \quad A_s = 4.02 \text{ cm}^2$$





I- 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- DIMENSIONNEMENT :

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

D'après le RPA 88 (article 4.5.2), le voile périphérique doit satisfaire les conditions suivantes :

- épaisseur du voile ≥ 15 cm
- armature longitudinale filantes, supérieures et inférieures de section ≥ 0.20 % de la section transversale du béton.
- armatures longitudinales de peau de section ≥ 2 cm² par face et par mètre linéaire de hauteur.

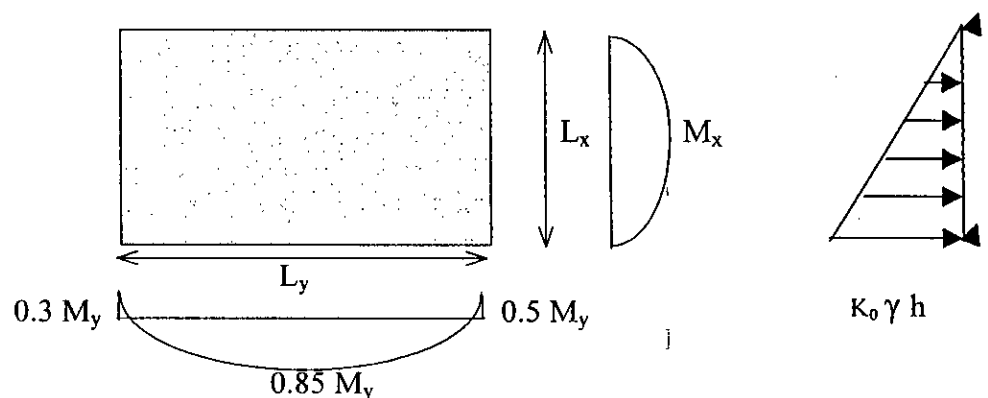
Dans notre cas, on adopte une épaisseur de 20 cm.

III- FERRAILLAGE :

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

Le calcul du ferrailage se fera selon la méthode du BAEL. Notre voile présente deux types de plaques : - plaque de rive
- plaque continue

On calculera le ferrailage sur la plaque de rive :



Les caractéristiques du remblai sont :

$$\begin{cases} \gamma = 20 \text{ kn/m}^3 \\ \varphi = 32^\circ \\ K_0 = 0.5 \end{cases}$$

Pour la plaque :

$$\begin{cases} L_y = 4.80 \text{ m} \\ L_x = 2.70 \text{ m} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.7}{4.8} = 0.46 > 0.4 \end{cases}$$

selon les BAEL :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

avec : $q = \frac{h^2}{2} \cdot K_0 \cdot \gamma = \frac{2.7^2}{2} \cdot 0.5 \cdot 20 \Rightarrow q = 3.64 \text{ t/m}$

pour $\rho = 0.56$ on aura :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.088 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

d'où :

$$\begin{aligned} M_x &= 0.088 \cdot 3.64 \cdot 2.7^2 = 2.335 \text{ t} \cdot \text{m} \\ M_y &= 0.25 \cdot 2.335 = 0.58 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

a- Armature longitudinale :

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent avoir une section $\geq 0.1\%$ de la section transversale du béton.

$$\begin{aligned} M_{tr} &= 0.85 M_x = 1.985 \text{ t.m} \\ M_{ex} &= 0.5 M_x = 1.1675 \text{ t.m} \end{aligned}$$

d'où, en travée, on a : $A_{sc} = 0$
 $A_s = 3.27 \text{ cm}^2$

et aux extrémités : $A_s = 2.04 \text{ cm}^2$

mais sachant que : $A_{smin} = 0.001 \cdot 20 \cdot 100 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

donc on prendra en travée :

$$\begin{cases} A_{sc} = A_{amin} = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 5 \text{ HA } 10 \\ A_s = 3.27 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ HA } 10 \end{cases}$$

et aux extrémités : $A_s = 2.04 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ HA } 10$

b- Armatures transversales :

De même pour la section transversale, on calculera le ferrailage sous un moment de flexion égal à :

$$M_{tr} = 0.85 M_y = 0.493 \text{ t.m}$$

$$M_{ex} = 0.5 M_y = 0.29 \text{ t.m}$$

en travée, on a : $A_s = 0$

$$A_{sc} = 0.81 \text{ cm}^2$$

aux extrémités : $A_s = 0.51 \text{ cm}^2$

On prendra dans les deux cas : $A_{sc} = A_s = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4 \text{ HA } 10$

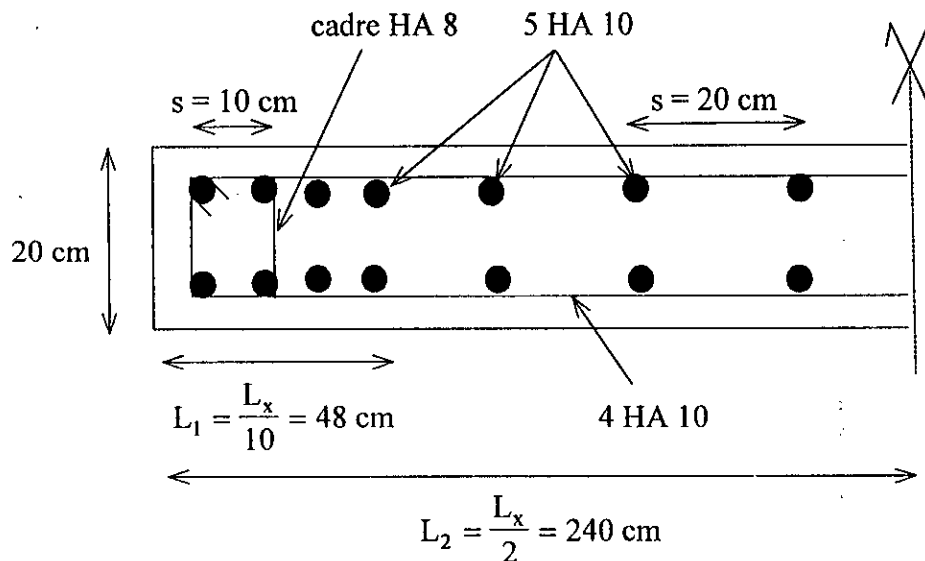
c- Schéma de ferrailage :

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

- direction la plus sollicitée : $s = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- direction la moins sollicitée : $s = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

On prend dans notre cas pour la nappe supérieure et inférieure : $s_x = s_y = 20 \text{ cm}$.



Coupe longitudinale

La longrine doit être calculée pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $N/15$ (terrain de consistance moyenne)

On prendra des longrines $50 \times 40 \text{ cm}^2$. (minimum $25 \times 30 \text{ cm}^2$, Art. 4.2.1.3 RPÄ81).

$N_{\max} = 2990.14 \text{ KN}$ (poteau central)

- Le ferrailage minimal doit être 4HA 14 ou 4HA 12 (RPA 88) .

- $N/15 = 199.34 \text{ KN}$

- **Calcul des armatures :**

$A_l \geq N / (15 \cdot \bar{\sigma}_a) = 199.34 / 3480 = 5.73 \text{ cm}^2$ on choisit 4 HA 14

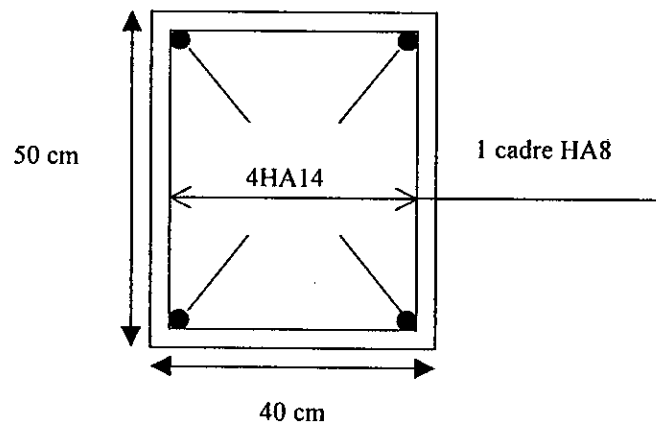
- **Armatures transversales :**

On choisit un cadre HA 8 avec un espacement $t = 15 \text{ cm}$
(Espacement admissible $t = \min (20 \text{ cm}, 15 HA_l)$ RPA 88)

- **Condition de non fragilité :**

$A \geq 0.69 \cdot 38.48 \cdot 14 \cdot 16 / 348 = 5.12 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Schéma de ferrailage :



CHAPITRE XI
CHAPITRE XI

CONCLUSION

CONCLUSION

Dans ce travail , nous avons utilisé trois méthodes pour l'analyse dynamique d'une structure portique en béton armé .

La première , celle de (HOLZER) est basée sur la modélisation de la structure par une console avec des masses concentrées , la seconde (SAP 90) , utilise la modélisation précédente et la troisième toujours avec le (SAP 90) , fait appel à la discrétisation de la structure en éléments finis , nous avons constaté que l'analyse de structures par la méthode HOLZER et par le calcul automatique (modélisation console) , a donné des résultats qui s'avèrent non conformes , avec les caractéristiques de la structure (structure souple) , cela est dû au choix de la modélisation (modélisation console) qui s'avère inadapté par contre la troisième , modélisation par éléments finis a donné des résultats correspondants à une structure rigide

En pratique , les caractéristique de la structure étudiée affirment que cette dernière est rigide ce qui n'est validé le plus fidèlement que par la troisième méthode .

BIBLIOGRAPHIE

- 1)-ABBAS « Etude d'une tour (R + 12 + SS) en portique autostable » 1988
- 2)-M. ADJAMI « Calcul de la superstructure d'une tour (R+13) avec étude de l'interaction voiles – portiques » 1991
- 3)-A.COIN « Ossatures des bâtiments » Editions Eyrolles
- 4)-A. DJEBBAR « Etude d'une tour (R + 12 + 3SS) Portique voile » 1996
- 5)-A. FUNTES « Calcul pratique des ossatures de bâtiment » Edition Eyrolles
- 6)-A . LOGBI « Etude comparative d'une tour (R+14) contreventée mixte (noyau + portique) » 1995
- 7)-J. P . MOUGIN « cours de BA – BAEL 91 » Edition Berti 1994
- 8)-J. PUTATTI « Technologie de la construction des bâtiments »
- 9)-L'établissement d'un projet de bâtiment gros œuvres T1 , Edition Eyrolles
- 10)-Règles parasismiques algériens RPA 88
- 11)-SAP 90 « Support de cours »

ANNEXES

```

programme HOLZER
real aa,pp
real m(50),r(50),x(50),v(50),tr(50),s(10)
real mx,f,p,g,a,b,q,d,t,wp,mt,al,trr,c,xl
integer so,h,l,n,mm
write(*,*) 'sol meuble,1,sol ferme,2',so
read(*,*) so
write(*,*) 'donner a,b,q'
read(*,*) a,b,q
write(*,*) 'donner le nombre d etages',n
read(*,*) n
write(*,*) 'donner le nombre de modes',l
read(*,*) l
do5 i=1,n
write(*,*) 'donner la masse m(kg)',m(i)
read(*,*) m(i)
write(*,*) 'donner la rigidite r(n/m)',r(i)
read(*,*) r(i)
5 continue
wp=1
do111 h=1,l
100 x(n)=1
mm=n-1
print*,'***'
do10 j=mm,1,-1
mx=0.
do20 k=j+1,n
mx=mx+m(k)*x(k)
20 continue
x(j)=x(j+1)-wp**2/r(j+1)*mx
10 continue
xl=x(1)-wp**2/r(1)*(mx+m(1)*x(1))
c=abs(xl)
if(c.lt..01) then
write(*,*) 'x','0','=',xl
do30 i=1,n
write(*,*) 'x','i','=',x(i)
30 continue
write(*,*) 'w',h,'=',wp
t=2*3.141592654/wp
write(*,*) 'periode t',h,'=',t
read*,aa
else
wp=wp+.01
goto 100
endif
write(*,*) 'calcul du facteur de contribution de chaque mode'
f=0
p=0

```

```
do25 i=1,n
f=f+m(i)*x(i)
p=m(i)*x(i)**2
25 continue
g=abs(f)/p
write(*,*)g
if(so.eq.1) then
d=1.26/t**(2/3)
else
d=.896/t**(2/3)
endif
trr=0
do26 i=1,n
v(i)=a*b*q*d*g*x(i)*m(i)
write(*,*)'la force sismique au niveau',i
write(*,*)'pour le mode',h,'=',v(i)      , 'kg'
26 continue
do600 i=n,1,-1
tr(i)=trr+v(i)
trr=tr(i)
write(*,*)'trc',i,'=',tr(i)
600 continue
mt=0
do27 i=1,n
mt=mt+m(i)
27 continue
al=(f**2/p)/mt
s(h)=a*d*q*b*al*mt
write(*,*)'la force totale a la base du au mode',h,'=',s(h)
read*,pp
wp=wp+2
111 continue
stop
end
```

CONSTRUCTION
SYSTEM

l=5 v=3

JOINTS

1	x=0	y=0	z=0	
2	x=3.8	y=0	z=0	
5	x=18.2	y=0	z=0	G=2, 5, 1
6	x=0	y=3.8	z=0	
31	x=0	y=27.8	z=0	G=6, 31, 5
36	x=0	y=31.6	z=0	F=1, 4, 7, 1, 5
41	x=0	y=0	z=4.08	
42	x=3.8	y=0	z=4.08	
45	x=18.2	y=0	z=4.08	G=42, 45, 1
46	x=0	y=3.8	z=4.08	
71	x=0	y=27.8	z=4.08	G=46, 71, 5
76	x=0	y=31.6	z=4.08	F=41, 4, 7, 1, 5
81	x=3.8	y=3.8	z=7.14	
83	x=13.4	y=3.8	z=7.14	
96	x=3.8	y=27.8	z=7.14	
98	x=13.4	y=27.8	z=7.14	Q=81, 83, 96, 98, 1, 3
99	x=18.2	y=27.8	z=7.14	
100	x=18.2	y=23	z=7.14	
101	x=18.2	y=8.6	z=7.14	
102	x=18.2	y=3.8	z=7.14	
103	x=3.8	y=3.8	z=10.2	
105	x=13.4	y=3.8	z=10.2	
118	x=3.8	y=27.8	z=10.2	
120	x=13.4	y=27.8	z=10.2	Q=103, 105, 118, 120, 1, 3
121	x=18.2	y=27.8	z=10.2	
122	x=18.2	y=23	z=10.2	
123	x=18.2	y=8.6	z=10.2	
124	x=18.2	y=3.8	z=10.2	
125	x=3.8	y=3.8	z=13.26	
127	x=13.4	y=3.8	z=13.26	
140	x=3.8	y=27.8	z=13.26	
142	x=13.4	y=27.8	z=13.26	Q=125, 127, 140, 142, 1, 3
143	x=18.2	y=27.8	z=13.26	
144	x=18.2	y=23	z=13.26	
145	x=18.2	y=8.6	z=13.26	
146	x=18.2	y=3.8	z=13.26	
147	x=3.8	y=3.8	z=16.32	
149	x=13.4	y=3.8	z=16.32	
162	x=3.8	y=27.8	z=16.32	
164	x=13.4	y=27.8	z=16.32	Q=147, 149, 162, 164, 1, 3
165	x=18.2	y=27.8	z=16.32	
166	x=18.2	y=23	z=16.32	
167	x=18.2	y=8.6	z=16.32	
168	x=18.2	y=3.8	z=16.32	
169	x=3.8	y=3.8	z=19.38	

171	x=13.4	y=3.8	z=19.38	
184	x=3.8	y=27.8	z=19.38	
186	x=13.4	y=27.8	z=19.38	Q=169,171,184,186,1,3
187	x=18.2	y=27.8	z=19.38	
188	x=18.2	y=23	z=19.38	
189	x=18.2	y=8.6	z=19.38	
190	x=18.2	y=3.8	z=19.38	
191	x=3.8	y=3.8	z=22.44	
193	x=13.4	y=3.8	z=22.44	
206	x=3.8	y=27.8	z=22.44	
208	x=13.4	y=27.8	z=22.44	Q=191,193,206,208,1,3
209	x=18.2	y=27.8	z=22.44	
210	x=18.2	y=23	z=22.44	
211	x=18.2	y=8.6	z=22.44	
212	x=18.2	y=3.8	z=22.44	
213	x=10	y=15.8	z=4.08	
214	x=10	y=15.8	z=7.14	
215	x=10	y=15.8	z=10.2	
216	x=10	y=15.8	z=13.26	
217	x=10	y=15.8	z=16.32	
218	x=10	y=15.8	z=19.38	
219	x=10	y=15.8	z=22.14	

RESTRAINTS

1	40	1	R=1,1,1,1,1,1
41	212	1	R=1,1,0,0,0,1
213	219	1	R=0,0,1,1,1,0

FRAME

NM=6

NL=16

1	SH=R	T=0.5,0.5	E=3.2e+07	G=1.23e+07	W=6.13125	M=0.625
2	SH=R	T=0.45,0.45	E=3.2e+07	G=1.23e+07	W=4.963125	M=0.50625
3	SH=R	T=0.4,0.4	E=3.2e+07	G=1.23e+07	W=3.924	M=0.4
4	SH=R	T=0.45,0.3	E=3.2e+07	G=1.23e+07	W=3.310875	M=0.3375
5	SH=P	T=0.5,0.25	E=3.2e+07	G=1.23e+07	W=4.81547	M=0.49087
6	SH=P	T=0.4,0.2	E=3.2e+07	G=1.23e+07	W=3.0819	M=0.31416

1	WG=0,0,-25.62
2	WG=0,0,-16.44
3	WG=0,0,-3.44
4	WG=0,0,-1.82
5	WG=0,0,-23.20
6	WG=0,0,-20.02
7	WG=0,0,-5.86
8	WG=0,0,-2.98
9	WG=0,0,-30.12
10	WG=0,0,-27.01
11	WG=0,0,-10.86
12	WG=0,0,-31.32
13	WG=0,0,-4.57
14	WG=0,0,-2.98
15	WG=0,0,-1.82
16	WG=0,0,-4.67

1	1	41	M=3	LP=3,0	MS=0,213	G=4,1,1,1,0,0
---	---	----	-----	--------	----------	---------------

6	6	46	M=3	LP=3,0	MS=0,213	G=5,5,5,5,0,0
36	36	76	M=3	LP=3,0	MS=0,213	G=4,1,1,1,0,0
20	20	60	M=3	LP=3,0	MS=0,213	G=1,5,5,5,0,0
7	7	47	M=5	LP=3,0	MS=0,213	G=1,25,25,25,0,0
12	12	52	M=1	LP=3,0	MS=0,213	G=3,5,5,5,0,0
8	8	48	M=1	LP=3,0	MS=0,213	G=5,5,5,5,0,0
9	9	49	M=1	LP=3,0	MS=0,213	G=5,5,5,5,0,0
10	10	50	M=1	LP=3,0	MS=0,213	G=1,5,5,5,0,0
30	30	70	M=1	LP=3,0	MS=0,213	G=1,5,5,5,0,0
41	47	81	M=5	LP=3,0	MS=213,214	G=1,15,25,15,0,0
42	48	82	M=1	LP=3,0	MS=213,214	G=5,3,5,3,0,0
43	49	83	M=1	LP=3,0	MS=213,214	G=5,3,5,3,0,0
44	52	84	M=1	LP=3,0	MS=213,214	G=3,3,5,3,0,0
59	75	99	M=1	LP=3,0	MS=213,214	G=1,1,-5,1,0,0
61	55	101	M=1	LP=3,0	MS=213,214	G=1,1,-5,1,0,0
63	81	103	M=5	LP=3,0	MS=214,215	G=1,15,15,15,0,0
64	82	104	M=2	LP=3,0	MS=214,215	G=5,3,3,3,0,0
65	83	105	M=2	LP=3,0	MS=214,215	G=5,3,3,3,0,0
66	84	106	M=2	LP=3,0	MS=214,215	G=3,3,3,3,0,0
81	99	121	M=2	LP=3,0	MS=214,215	G=1,1,1,1,0,0
83	101	123	M=2	LP=3,0	MS=214,215	G=1,1,1,1,0,0
85	103	125	M=5	LP=3,0	MS=215,216	G=1,15,15,15,0,0
86	104	126	M=2	LP=3,0	MS=215,216	G=5,3,3,3,0,0
87	105	127	M=2	LP=3,0	MS=215,216	G=5,3,3,3,0,0
88	106	128	M=2	LP=3,0	MS=215,216	G=3,3,3,3,0,0
103	121	143	M=2	LP=3,0	MS=215,216	G=1,1,1,1,0,0
105	123	145	M=2	LP=3,0	MS=215,216	G=1,1,1,1,0,0
107	125	147	M=6	LP=3,0	MS=216,217	G=1,15,15,15,0,0
108	126	148	M=3	LP=3,0	MS=216,217	G=5,3,3,3,0,0
109	127	149	M=3	LP=3,0	MS=216,217	G=5,3,3,3,0,0
110	128	150	M=3	LP=3,0	MS=216,217	G=3,3,3,3,0,0
125	143	165	M=3	LP=3,0	MS=216,217	G=1,1,1,1,0,0
127	145	167	M=3	LP=3,0	MS=216,217	G=1,1,1,1,0,0
129	147	169	M=6	LP=3,0	MS=217,218	G=1,15,15,15,0,0
130	148	170	M=3	LP=3,0	MS=217,218	G=5,3,3,3,0,0
131	149	171	M=3	LP=3,0	MS=217,218	G=5,3,3,3,0,0
132	150	172	M=3	LP=3,0	MS=217,218	G=3,3,3,3,0,0
147	165	187	M=3	LP=3,0	MS=217,218	G=1,1,1,1,0,0
149	167	189	M=3	LP=3,0	MS=217,218	G=1,1,1,1,0,0
151	169	191	M=6	LP=3,0	MS=218,219	G=1,15,15,15,0,0
152	170	192	M=3	LP=3,0	MS=218,219	G=5,3,3,3,0,0
153	171	193	M=3	LP=3,0	MS=218,219	G=5,3,3,3,0,0
154	172	194	M=3	LP=3,0	MS=218,219	G=3,3,3,3,0,0
169	187	209	M=3	LP=3,0	MS=218,219	G=1,1,1,1,0,0
171	189	211	M=3	LP=3,0	MS=218,219	G=1,1,1,1,0,0
173	41	42	M=4	LP=2,0	MS=213,213	NSL=11,15
174	42	43	M=4	LP=2,0	MS=213,213	NSL=11,15 G=2,1,1,1,0,0
177	46	47	M=4	LP=2,0	MS=213,213	NSL=10,14
178	47	48	M=4	LP=2,0	MS=213,213	NSL=9,13 G=2,1,1,1,0,0
181	51	52	M=4	LP=2,0	MS=213,213	NSL=10,14
182	52	53	M=4	LP=2,0	MS=213,213	NSL=5,7 G=1,1,1,1,0,0

184	54	55	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=12, 16	
185	56	57	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=10, 14	
186	57	58	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=5, 7	G=1, 1, 1, 1, 0, 0
188	59	60	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=1, 3	
189	61	62	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=10, 14	
190	62	63	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=5, 7	G=1, 1, 1, 1, 0, 0
192	64	65	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=1, 3	
193	66	67	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=10, 14	
194	67	68	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=5, 7	G=1, 1, 1, 1, 0, 0
196	69	70	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=12, 16	
197	71	72	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=10, 14	
198	72	73	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=9, 13	G=2, 1, 1, 1, 0, 0
201	76	77	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=11, 15	
202	77	78	M=4	LP=2, 0	MS=213, 213	NSL=11, 15	G=2, 1, 1, 1, 0, 0
205	41	46	M=4	LP=3, 0	MS=213, 213	NSL=11, 15	G=1, 6, 30, 30, 0, 0
206	46	51	M=4	LP=3, 0	MS=213, 213	NSL=11, 15	G=4, 1, 5, 5, 0, 0
212	42	47	M=4	LP=3, 0	MS=213, 213	NSL=10, 14	G=1, 6, 30, 30, 0, 0
213	47	52	M=4	LP=3, 0	MS=213, 213	NSL=9, 13	G=4, 1, 5, 5, 0, 0
219	43	48	M=4	LP=3, 0	MS=213, 213	NSL=10, 14	G=1, 6, 30, 30, 0, 0
220	48	53	M=4	LP=3, 0	MS=213, 213	NSL=9, 13	G=4, 1, 5, 5, 0, 0
226	44	49	M=4	LP=3, 0	MS=213, 213	NSL=10, 14	G=1, 6, 30, 30, 0, 0
227	49	54	M=4	LP=3, 0	MS=213, 213	NSL=9, 13	G=1, 4, 20, 20, 0, 0
228	54	59	M=4	LP=3, 0	MS=213, 213	NSL=12, 16	G=2, 1, 5, 5, 0, 0
233	45	50	M=4	LP=3, 0	MS=213, 213	NSL=11, 15	G=1, 6, 30, 30, 0, 0
234	50	55	M=4	LP=3, 0	MS=213, 213	NSL=6, 8	G=1, 4, 20, 20, 0, 0
235	55	60	M=4	LP=3, 0	MS=213, 213	NSL=2, 4	G=2, 1, 5, 5, 0, 0
240	81	82	M=4	LP=2, 0	MS=214, 214	NSL=6, 8	G=1, 1, 1, 1, 0, 0
242	84	85	M=4	LP=2, 0	MS=214, 214	NSL=5, 7	G=1, 1, 1, 1, 0, 0
244	87	88	M=4	LP=2, 0	MS=214, 214	NSL=5, 7	G=1, 1, 1, 1, 0, 0
246	90	91	M=4	LP=2, 0	MS=214, 214	NSL=5, 7	G=1, 1, 1, 1, 0, 0
248	93	94	M=4	LP=2, 0	MS=214, 214	NSL=5, 7	G=1, 1, 1, 1, 0, 0
250	96	97	M=4	LP=2, 0	MS=214, 214	NSL=6, 8	G=2, 1, 1, 1, 0, 0
253	95	100	M=4	LP=2, 0	MS=214, 214	NSL=6, 8	
254	86	101	M=4	LP=2, 0	MS=214, 214	NSL=6, 8	
255	83	102	M=4	LP=2, 0	MS=214, 214	NSL=6, 8	
256	81	84	M=4	LP=3, 0	MS=214, 214	NSL=6, 8	G=4, 1, 3, 3, 0, 0
261	82	85	M=4	LP=3, 0	MS=214, 214	NSL=5, 7	G=4, 1, 3, 3, 0, 0
266	83	86	M=4	LP=3, 0	MS=214, 214	NSL=5, 7	
267	86	89	M=4	LP=3, 0	MS=214, 214	NSL=6, 8	G=2, 1, 3, 3, 0, 0
270	95	98	M=4	LP=3, 0	MS=214, 214	NSL=5, 7	
271	99	100	M=4	LP=3, 0	MS=214, 214	NSL=6, 8	
272	101	102	M=4	LP=3, 0	MS=214, 214	NSL=6, 8	
273	103	104	M=4	LP=2, 0	MS=215, 215	NSL=6, 8	G=1, 1, 1, 1, 0, 0
275	106	107	M=4	LP=2, 0	MS=215, 215	NSL=5, 7	G=1, 1, 1, 1, 0, 0
277	109	110	M=4	LP=2, 0	MS=215, 215	NSL=5, 7	G=1, 1, 1, 1, 0, 0
279	112	113	M=4	LP=2, 0	MS=215, 215	NSL=5, 7	G=1, 1, 1, 1, 0, 0
281	115	116	M=4	LP=2, 0	MS=215, 215	NSL=5, 7	G=1, 1, 1, 1, 0, 0
283	118	119	M=4	LP=2, 0	MS=215, 215	NSL=6, 8	G=2, 1, 1, 1, 0, 0
286	117	122	M=4	LP=2, 0	MS=215, 215	NSL=6, 8	
287	108	123	M=4	LP=2, 0	MS=215, 215	NSL=6, 8	
288	105	124	M=4	LP=2, 0	MS=215, 215	NSL=6, 8	

289	103	106	M=4	LP=3,0	MS=215,215	NSL=6,8	G=4,1,3,3,0,0
294	104	107	M=4	LP=3,0	MS=215,215	NSL=5,7	G=4,1,3,3,0,0
299	105	108	M=4	LP=3,0	MS=215,215	NSL=5,7	
300	108	111	M=4	LP=3,0	MS=215,215	NSL=6,8	G=2,1,3,3,0,0
303	117	120	M=4	LP=3,0	MS=215,215	NSL=5,7	
304	121	122	M=4	LP=3,0	MS=215,215	NSL=6,8	
305	123	124	M=4	LP=3,0	MS=215,215	NSL=6,8	
306	125	126	M=4	LP=2,0	MS=216,216	NSL=6,8	G=1,1,1,1,0,0
308	128	129	M=4	LP=2,0	MS=216,216	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
310	131	132	M=4	LP=2,0	MS=216,216	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
312	134	135	M=4	LP=2,0	MS=216,216	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
314	137	138	M=4	LP=2,0	MS=216,216	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
316	140	141	M=4	LP=2,0	MS=216,216	NSL=6,8	G=2,1,1,1,0,0
319	139	144	M=4	LP=2,0	MS=216,216	NSL=6,8	
320	130	145	M=4	LP=2,0	MS=216,216	NSL=6,8	
321	127	146	M=4	LP=2,0	MS=216,216	NSL=6,8	
322	125	128	M=4	LP=3,0	MS=216,216	NSL=6,8	G=4,1,3,3,0,0
327	126	129	M=4	LP=3,0	MS=216,216	NSL=5,7	G=4,1,3,3,0,0
332	127	130	M=4	LP=3,0	MS=216,216	NSL=5,7	
333	130	133	M=4	LP=3,0	MS=216,216	NSL=6,8	G=2,1,3,3,0,0
336	139	142	M=4	LP=3,0	MS=216,216	NSL=5,7	
337	143	144	M=4	LP=3,0	MS=216,216	NSL=6,8	
338	145	146	M=4	LP=3,0	MS=216,216	NSL=6,8	
339	147	148	M=4	LP=2,0	MS=217,217	NSL=6,8	G=1,1,1,1,0,0
341	150	151	M=4	LP=2,0	MS=217,217	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
343	153	154	M=4	LP=2,0	MS=217,217	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
345	156	157	M=4	LP=2,0	MS=217,217	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
347	159	160	M=4	LP=2,0	MS=217,217	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
349	162	163	M=4	LP=2,0	MS=217,217	NSL=6,8	G=2,1,1,1,0,0
352	161	166	M=4	LP=2,0	MS=217,217	NSL=6,8	
353	152	167	M=4	LP=2,0	MS=217,217	NSL=6,8	
354	149	168	M=4	LP=2,0	MS=217,217	NSL=6,8	
355	147	150	M=4	LP=3,0	MS=217,217	NSL=6,8	G=4,1,3,3,0,0
360	148	151	M=4	LP=3,0	MS=217,217	NSL=5,7	G=4,1,3,3,0,0
365	149	152	M=4	LP=3,0	MS=217,217	NSL=5,7	
366	152	155	M=4	LP=3,0	MS=217,217	NSL=6,8	G=2,1,3,3,0,0
369	161	164	M=4	LP=3,0	MS=217,217	NSL=5,7	
370	165	166	M=4	LP=3,0	MS=217,217	NSL=6,8	
371	167	168	M=4	LP=3,0	MS=217,217	NSL=6,8	
372	169	170	M=4	LP=2,0	MS=218,218	NSL=6,8	G=1,1,1,1,0,0
374	172	173	M=4	LP=2,0	MS=218,218	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
376	175	176	M=4	LP=2,0	MS=218,218	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
378	178	179	M=4	LP=2,0	MS=218,218	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
380	181	182	M=4	LP=2,0	MS=218,218	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
382	184	185	M=4	LP=2,0	MS=218,218	NSL=6,8	G=2,1,1,1,0,0
385	183	188	M=4	LP=2,0	MS=218,218	NSL=6,8	
386	174	189	M=4	LP=2,0	MS=218,218	NSL=6,8	
387	171	190	M=4	LP=2,0	MS=218,218	NSL=6,8	
388	169	172	M=4	LP=3,0	MS=218,218	NSL=6,8	G=4,1,3,3,0,0
393	170	173	M=4	LP=3,0	MS=218,218	NSL=5,7	G=4,1,3,3,0,0
398	171	174	M=4	LP=3,0	MS=218,218	NSL=5,7	

399	174	177	M=4	LP=3,0	MS=218,218	NSL=6,8	G=2,1,3,3,0,0
402	183	186	M=4	LP=3,0	MS=218,218	NSL=5,7	
403	187	188	M=4	LP=3,0	MS=218,218	NSL=6,8	
404	189	190	M=4	LP=3,0	MS=218,218	NSL=6,8	
405	191	192	M=4	LP=2,0	MS=219,219	NSL=6,8	G=1,1,1,1,0,0
407	194	195	M=4	LP=2,0	MS=219,219	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
409	197	198	M=4	LP=2,0	MS=219,219	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
411	200	201	M=4	LP=2,0	MS=219,219	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
413	203	204	M=4	LP=2,0	MS=219,219	NSL=5,7	G=1,1,1,1,0,0
415	206	207	M=4	LP=2,0	MS=219,219	NSL=6,8	G=2,1,1,1,0,0
418	205	210	M=4	LP=2,0	MS=219,219	NSL=6,8	
419	196	211	M=4	LP=2,0	MS=219,219	NSL=6,8	
420	193	212	M=4	LP=2,0	MS=219,219	NSL=6,8	
421	191	194	M=4	LP=3,0	MS=219,219	NSL=6,8	G=4,1,3,3,0,0
426	192	195	M=4	LP=3,0	MS=219,219	NSL=5,7	G=4,1,3,3,0,0
431	193	196	M=4	LP=3,0	MS=219,219	NSL=5,7	
432	196	199	M=4	LP=3,0	MS=219,219	NSL=6,8	G=2,1,3,3,0,0
435	205	208	M=4	LP=3,0	MS=219,219	NSL=5,7	
436	209	210	M=4	LP=3,0	MS=219,219	NSL=6,8	
437	211	212	M=4	LP=3,0	MS=219,219	NSL=6,8	

SPEC

A=0	S=0.44145	D=0.05
0.1	2.00	20.0
0.2	2.00	2.00
0.3	2.00	2.00
0.4	16.5	16.5
0.5	14.2	14.2
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	0.655	0.655
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	d=0
2	c=1,1	d=-1.2
3	c=1,1	d=1.2
4	c=0.8,0	d=1
5	c=0.8,0	d=-1
c 2	c=1,1	d=1

```
const
system
l=2      v=7
joints
1  x=0  y=0  z=0
2  x=0  y=0  z=4.08
8  x=0  y=0  z=22.44      g=2,8,1

restraints
1  r=1,1,1,1,1,1
2  8  1  r=0,0,0,0,0,1

masses
2      m=0,0,5984,0,0,0
3 5 1  m=0,0,3532,0,0,0
6 7 1  m=0,0,3434,0,0,0
8      m=0,0,2845,0,0,0

frame
nm=3
1  sh=r  t=0.50,0.50  e=3.2e+07  g=1.67e+07
2  sh=r  t=0.45,0.45  e=3.2e+07  g=1.67e+07
3  sh=r  t=0.4,0.4    e=3.2e+07  g=1.67e+07
1 1 2  m=1  lp=3,0  g=1,1,1,1
3 3 4  m=2  ip=3,0  g=2,1,1,1
6 6 7  m=3  ip=3,0  g=1,1,1,1

spec
a=0  s=0.44145      d=0.05
0.1  2.0      2.0
0.2  2.0      2.0
0.3  2.0      2.0
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  0.655    0.655
1.7  0.629    0.629
```