

République Algérienne Démocratique Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche



Université
de Jijel

Scientifique

Université de Jijel

Faculté des sciences et de la technologie



MÉMOIRE



En vue de l'obtention du
MASTER ACADEMIQUE DE L'UNIVERSITE DE JIJEL

Délivré par : l'université de Jijel

Filière : Génie Civil

Spécialité : STRUCTURES

Présenté et soutenu par :

Chalouche Chahida

Beghrichi Ibtissam

Titre :

**Etude dynamique d'un bâtiment en béton armé (R+8) à
usage d'habitation et modélisation numérique**

Encadré par :

Mr. Ayas Hillal

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions le bon dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, la volonté et le courage pour élaborer ce travail.

Nous tenons aussi à remercier notre promoteur Mr. Ayas .H pour leur suivi et leur conseils durant l'évolution de ce travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury qui acceptent à examiner notre travail de mémoire de fin d'étude.

Nos remerciements vont également :

- A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation.*
- A toute notre promotion pour tous les bons moments qu'on a passé ensemble.*

*Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin particulièrement:
Ouakā Adel, Djebli Hamza.*

Ibtissam et Chahida

Dédicaces



Je dédie ce lapidaire travail :

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- *A mes très chers frères et sœur : Sana , Karima et Sami*
- *A toute ma famille sans exception.*
- *A mon binôme : Chahida.*
- *A tous mes amies : hafsa, Afaf , Sajya, Rima, Soumia. Siham, Messaouda*
- *A tout la promotion 2014 de Génie Civil.*

IBTISSAM



Dédicaces



Je dédie ce lapidaire travail :

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- *A mes très chers frères et sœurs: Adlan, Mouad, Afaf, Romaisa, et Merième*
- *A toute ma famille sans exception.*
- *A mon binôme : Ibtissam.*
- *A tous mes amis: Soumia, Messaouda, Samah, Afaf, Sajya, Rima, Siham, Zina.*
- *A tout la promotion 2014 de Génie Civil.*



CHAHIDA



SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1 Présentation de l'ouvrage.	2
I.2 Caractéristique des matériaux.....	4
I.2.3 Hypothèses de calcul.....	9
I.2.4 Actions et sollicitations.....	9

Chapitre II : pré dimensionnement et descente des charges

II.1 Pré dimensionnement des éléments.....	11
II.1.1 Introduction.....	11
II.1.2 Pré dimensionnement des planchers.....	11
II.1.3 Pré dimensionnement des poutres	12
II.1.4 Pré dimensionnement des voiles.....	14
II.1.5 Pré dimensionnement des balcons.....	15
II.1.6 Pré dimensionnement des escaliers.....	15
II.1.7 Pré dimensionnement des poteaux.....	16
II.2 Evaluation des charges et des surcharges.....	18
II.3 Descente de charge.....	22

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 L'acrotère.....	27
III.2 Les escaliers.....	33
III.3 Les planchers à corps creux.....	46
III.4 Les balcons.....	63

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1 Introduction.....	68
IV.2 Caractéristique dynamique.....	68
IV.2.1 Modèle en éléments finis.....	68

IV.2.2	Modèle discret.....	73
IV.2.3	Simulation numérique sous l'effet d'un séisme réel.....	81
IV.2.3.1	Introduction.....	81
IV.3	Etude sismique.....	98
IV.3.1	Méthode de calcul.....	98
IV.3.2	Classification de l'ouvrage.....	99
IV.4	Comparaison des déplacements	111

Chapitre V : Ferrailage des éléments de contreventement

V.1	Introduction.....	114
V.2	Ferrailage des portiques.....	114
V.2.1	Ferrailage des poutres.....	114
V.2.2	Ferrailage des poteaux.....	122
V.3	Ferrailage des voiles.....	128

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1	Introduction.....	142
VI.2	Choix de type de fondation.....	142
VI.3	Calcul du radier général (nervuré).....	143
VI.3.1	Pré dimensionnement.....	143
VI.3.2	Caractéristiques géométriques du radier.....	145
VI.3.3	Vérifications nécessaires.....	145
VI.4	Ferrailage du radier.....	148
VI.4.1	Calcul des moments.....	148
VI.4.2	Application.....	149
VI.4.3	Calcul des sections d'armatures.....	150
VI.4.4	Vérification à l'ELU.....	151
VI.4.5	Vérification à l'ELS.....	151
VI.4.6	Calcul de la section des armatures a l'ELS.....	152
VI.5	Ferrailage des poutres nervurées.....	153
VI.5.1	Calcul des sections d'armatures.....	153
VI.5.2	La vérification du ferrailage des poutres.....	154

VI.5.3 Calcul de la section des armatures transversales.....	155
VI.6 Voile périphérique	156
VI.6.1 Détermination des sollicitations.....	157
VI.6.2 Ferrailage du voile périphérique.....	158
Conclusion générale.....	162

Liste des tableaux :

Chapitre I :

Tableau I.1: Valeurs de la limite d'élasticité.....	8
---	---

Chapitre II :

Tableau II.1: Charge permanente due au plancher terrasse.....	18
Tableau II.2: Charge permanente due au plancher étage courant.....	18
Tableau II.3: Charge permanente due au balcon terrasse.....	19
Tableau II.4: Charge permanente due au balcon étage courant.....	19
Tableau II.5: Charge permanente due aux murs extérieurs.....	20
Tableau II.6: Charge permanente due aux cloisons.....	20
Tableau II.7: Charge permanente due aux cloisons intérieures à double paroi.....	20
Tableau II.8: Charge permanente due palier.....	21
Tableau II.9: Charge permanente due au paillasse.....	21
Tableau II.10: Descente des charges pour le poteau central.....	25

Chapitre III :

Tableau III.1: Combinaison des charges.....	33
Tableau III.2: Les sollicitations de calcul.....	34
Tableau III.3 : Caractéristiques du béton et acier.....	35
Tableau III.4: Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.....	35
Tableau III.5: Différents coefficient pour le calcul de la flèche.....	38
Tableau III.6: La flèche due à G.....	39
Tableau III.7: La flèche due à G et Q.....	39
Tableau III.8 : La flèche due à j.....	40
Tableau III.9: Résultat du calcul du ferrailage de la poutre palière.....	41
Tableau III.10 : Combinaison des charges.....	48
Tableau III.11 : Les sollicitations en travée.....	49
Tableau III.12 : Les sollicitations sur appui.....	50
Tableau III.13 : Les résultats des efforts tranchants.....	51
Tableau III.14 : Les résultats des sollicitations en travée.....	51

Tableau III.15 : Les résultats des sollicitations sur appui.....	52
Tableau III.16 : Les résultats de calcul des efforts tranchants.....	52
Tableau III.17 : Les sollicitations en travée.....	53
Tableau III.18 : Les sollicitations sur appui.....	54
Tableau III.19 : Les résultats des efforts tranchants.....	54
Tableau III.20 : Les résultats des sollicitations en travée.....	55
Tableau III.21 : Les résultats des sollicitations sur appui.....	55
Tableau III.22 : Les résultats de calcul des efforts tranchants.....	56
Tableau III.23 : Résultats du calcul du ferrailage des les planchers.....	58
Tableau III.24 : La position des liaisons.....	63
Tableau III.25 : Type des charges à l'ELU.....	64
Tableau III.26 : Les résultats des efforts à l'ELU.....	64
Tableau III.27 : Type des charges à l'ELS.....	64
Tableau III.28 : Les résultats des efforts à l'ELS.....	65
Tableau III.29 : Résultats de calcul du ferrailage.....	65

Chapitre IV :

Tableau IV.1 :Périodes et facteurs de participation modale.....	70
Tableau IV.2 :Périodes et facteurs de participation modale.....	71
Tableau IV.3 : les périodes calculés par le RPA et le logiciel SAP.....	73
Tableau IV.4 : Les déplacements maximums obtenus des différents niveaux.....	89
Tableau IV.5 : Classification de l'ouvrage.....	100
Tableau IV.6 : Valeurs des pénalités P_q	101
Tableau IV.7 : Résumé des résultats.....	103
Tableau IV.8 : Les efforts tranchants résultants.....	104
Tableau IV.9 : Les forces sismiques sur la hauteur de la structure.....	105
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x.....	108
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y.....	108
Tableau IV.12 : Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens x-x.....	110

Tableau IV.14: Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens y-y.....	110
Tableau IV.15 : Déplacement obtenus par les deux méthodes (sens X-X).....	111
Tableau IV.16 : Déplacement obtenus par les deux méthodes (sens Y-Y).....	111

Chapitre V :

Tableau V.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.....	113
Tableau V.2: Calcul du ferrailage des poutres principales.....	115
Tableau V.3: Calcul du ferrailage des poutres secondaires.....	118
Tableau V.4: Calcul du ferrailage des poteaux.....	123
Tableau V.5: vérification du ferrailage des poteaux.....	123
Tableau V.6: vérification de la contrainte de cisaillement.....	124
Tableau V.7: résultats de ferrailage vertical des voiles.....	133
Tableau V.8: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	133
Tableau V.9: Résultats du ferrailage horizontal.....	135

Chapitre VI :

Tableau VI.1: Vérification au soulèvement.....	147
Tableau VI.2: Vérification à la compression.....	147
Tableau VI.3: Vérification de la stabilité au renversement.....	148
Tableau VI.4: Ferrailage du radier.....	150
Tableau VI.5: Ferrailage du radier a l'ELS.....	153
Tableau VI.6: Vérification des contraintes.....	153
Tableau VI.7: Ferrailage des poutres nervurées.....	154
Tableau VI.8 : Résultats de calcul des moments.....	158
Tableau VI.9 : Ferrailage du voile périphérique.....	159

Liste des figures :

Chapitre I :

Figure I.1: Diagramme contrainte- déformation.....	6
Figure I.2: Diagramme linéaire.....	7
Figure I.3: Diagramme contrainte – déformation de l’acier.....	8
Figure I.4: règle des trois pivots.....	9

Chapitre II :

Figure II.1: Plancher à corps creux.....	11
Figure II.2 : les dimensions de la nervure.....	12
Figure II.3 : Dimensions des poutres.....	13
Figure II.4 : Coupes des voiles en plan.....	14
Figure II.5 : Dimensions du balcon.....	15
Figure II.6 : Représentation des différents niveaux.....	23
Figure II.7 : la section revenant au poteau central.....	23

Chapitre III :

Figure III.1: Détails de l’acrotère.....	27
Figure III.2: Coupe transversales de l’acrotère.....	29
Figure III.3 : Ferrailage de l’acrotère.....	32
Figure III.4: Vue en plan de l’escalier	33
Figure III.5 : Schéma statique de l’escalier.....	34
Figure III.6: La charge équivalente.....	34
Figure III.7 : La poutre palière.....	40
Figure III.8: Section creuse.....	43
Figure III.9 : Ferrailage de la poutre palière.....	44
Figure III.10 : Ferrailage de l’escalier.....	45

Figure III.11 :Ferrailage des poutrelles.....	60
Figure III.12 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	62
Figure III.13 : Balcon de type encastré sur trois appuis.....	63
Figure III.14 : Ferrailage des balcons.....	67

Chapitre IV :

Figure IV.1 : La 1 ^{ère} variante.....	69
Figure IV.2 : La 3 ^{ème} variante.....	70
Figure IV.3 : Mode 1(translation X-X).....	71
Figure IV.4 : Mode 1(translation Y-Y).....	71
Figure IV.5 : Mode 3(Torsion).....	72
Figure IV.6 : Poutre reliant deux refends.....	74
Figure IV.7 : Système des coordonnées.....	75
Figure IV.8 : Schéma de condensation.....	77
Figure IV.9 : Variation des vecteurs d'accélération et de la vitesse.....	84
Figure IV.10 : Variation quadratique du vecteur déplacement.....	85
Figure IV.11 : La réponse sismique sous l'effet d'un seisme réel.....	88
Figure V.12 : Déplacement maximums dans les deux sens.....	89
Figure IV.13 : Déplacement de niveau 1.....	90
Figure IV.14 : Déplacement de niveau 3.....	90
Figure IV.15 : Déplacement de niveau 6.....	91
Figure IV.16 : Déplacement de niveau9.....	91
Figure IV.17 : Déplacement de niveau 1.....	92
Figure IV.18 : Déplacement de niveau 3.....	92
Figure IV.19 : Déplacement de niveau 6.....	93
Figure IV.20 : Déplacement de niveau 9.....	93
Figure IV.21 : Accélération niveau 1.....	94
Figure IV.22 : Accélération niveau 3.....	94

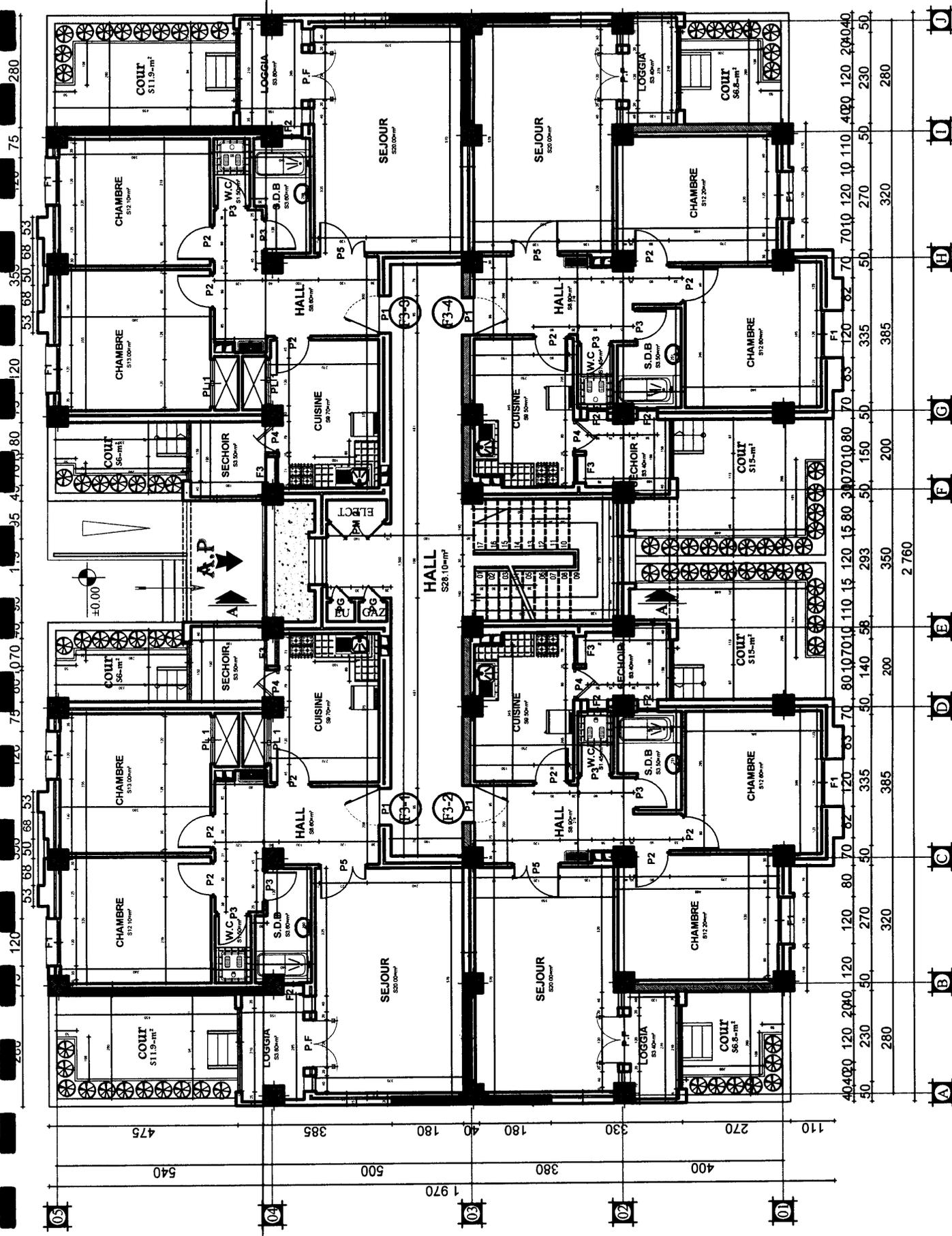
Figure IV.23: Accélération niveau 6.....	95
Figure IV.24: Accélération niveau 9.....	95
Figure IV.25: Accélération niveau 1.....	96
Figure IV.26: Accélération niveau 3.....	96
Figure IV.27 : Accélération niveau 6.....	97
Figure IV.28: Accélération niveau 9.....	97
Figure IV.29 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	105
Figure IV.30 : Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	106
Figure IV.31: Déplacement horizontal dans les deux sens.....	109
Figure IV.32 : Déplacements maximum pour les deux méthodes dans le sens X-X.....	112
Figure IV.33 : Déplacements maximum pour les deux méthodes dans le sens Y-Y.....	112

Chapitre V :

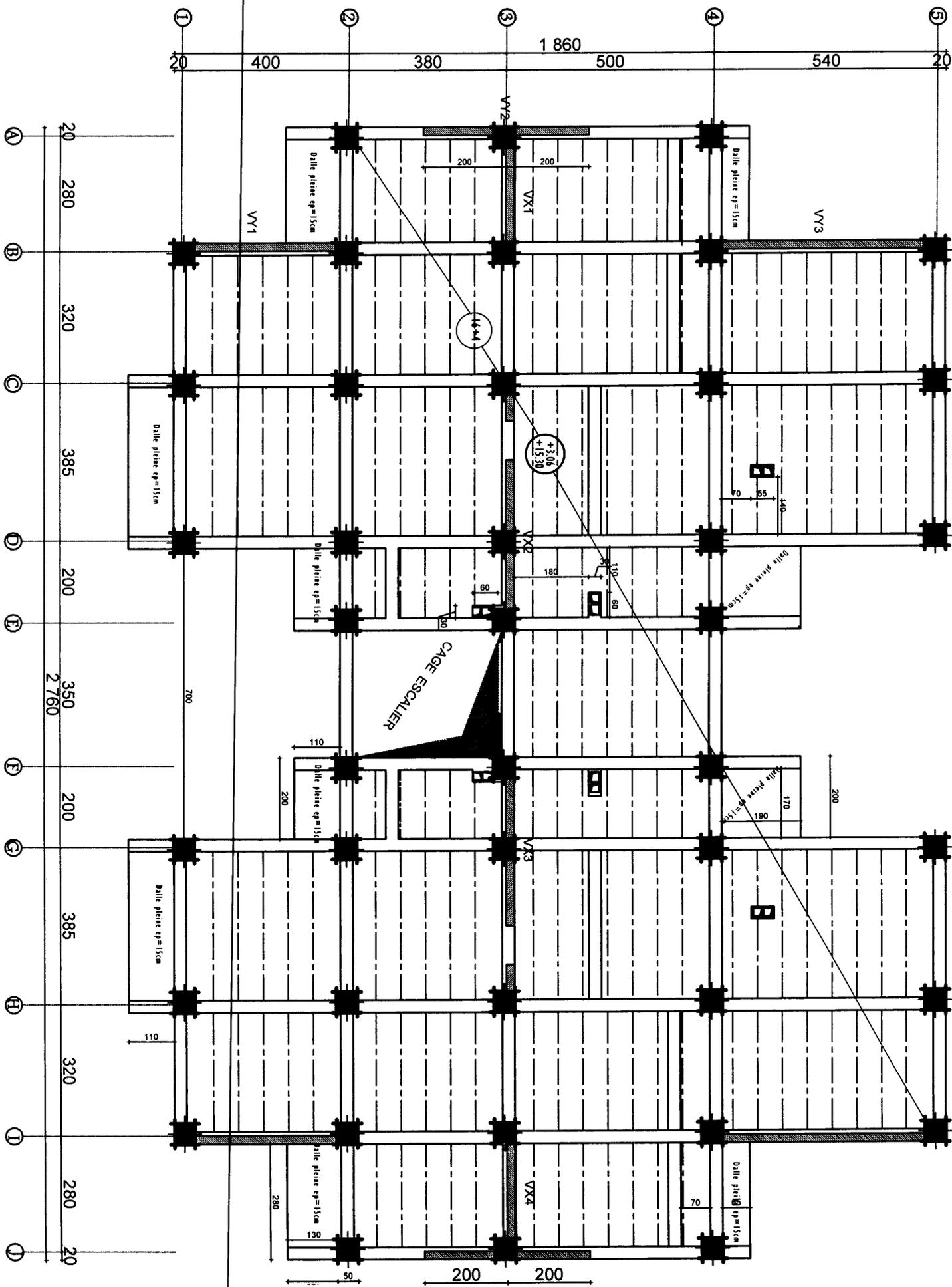
Figure V.1 : Ferrailage des poutres secondaires.....	121
Figure V.2: Ferrailage des poutres principales.....	121
Figure V.3 : Ferrailage des poteaux.....	127
Figure V.4 : Section transversale de voile.....	128
Figure V.5: Section partiellement comprimée.....	130
Figure V.6 : Section entièrement tendue.....	131
Figure V.7: Les sollicitations sur les linteaux.....	136
Figure V.8 : Ferrailage du voile VL1.....	141
Figure V.9 : Armatures de linteau.....	141
Figure V.10 : Armatures de linteau.....	141

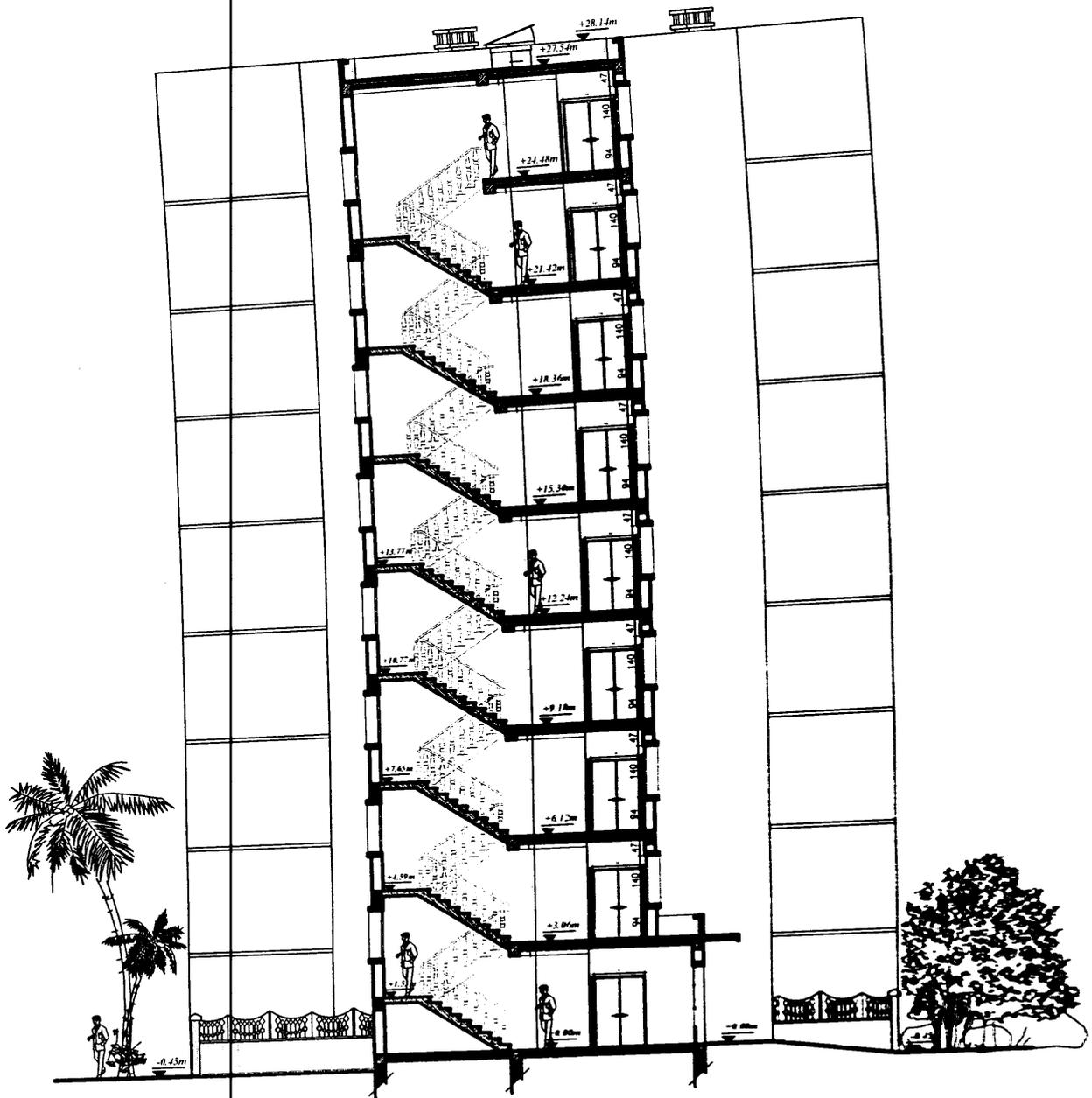
Chapitre VI :

Figure VI.1 : Poussée de terre sur le voile périphérique.....	157
Figure VI.2 : Ferrailage du radier.....	160
Figure VI.3 : Ferrailage des poutres nervurées.....	161
Figure VI.4 : Ferrailage du voile périphérique.....	161

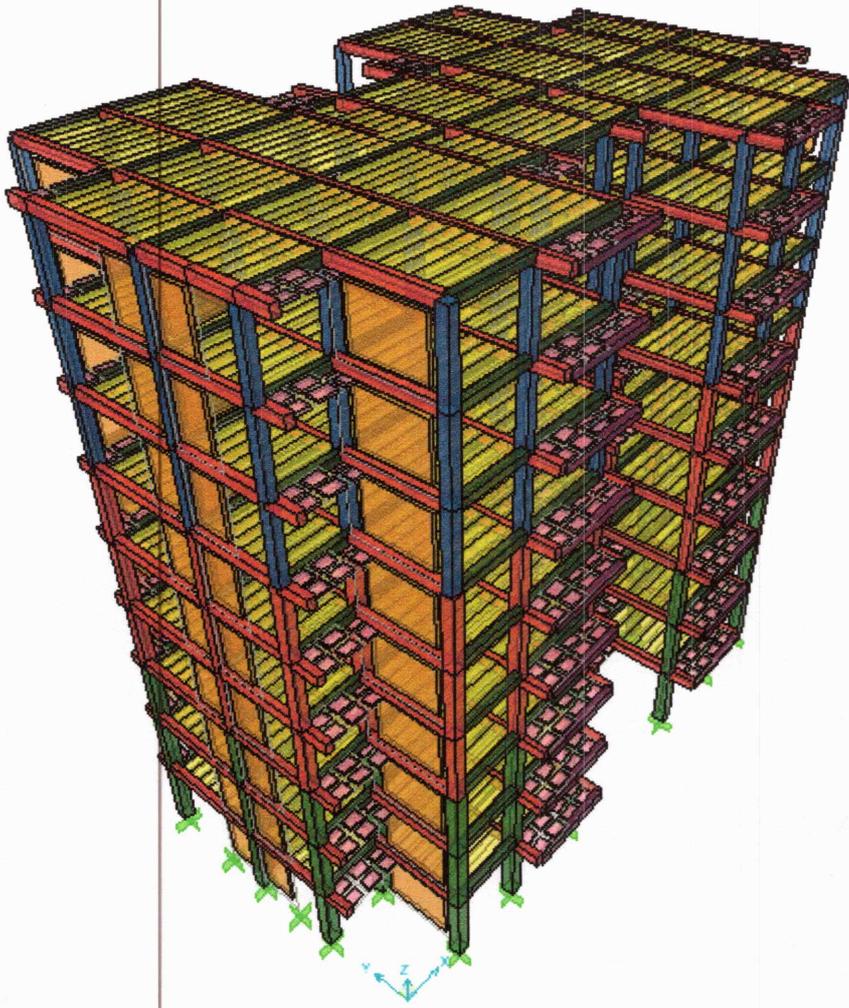


PLAN DE L'ETAGE COURANT





COUPE "AA"



Vue en 3D

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة تتألف من طابق أرضي وثمانية طوابق. البناية واقعة في المنطقة المصنفة ضمن الزلزالية رقم- 111 من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية مصممة طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري. 99 المعدل في 2003. أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

RESUME

Ce projet consiste principalement à l'étude dynamique d'une structure (R+8) contreventée par voiles à usage d'habitation

La structure est implantée à wilaya d'Alger, zone de forte sismicité (zone III), L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003

Le pré dimensionnement et le calcul des éléments ont été fait conformément aux règles **BAEL 91, CBA93**.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul **SAP2000**.

ABSTRACT

This project consists mainly in dynamic analysis of a structure (R+8) with shear walls for purpose living.

The structure is located in Algiers which is characterized by a high seismic activity (zone III). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).



Introduction générale



Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises pendant la durée de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en **R+8** étage dont le système de contreventement assuré par des voiles porteurs et portiques.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué des portiques, de voiles ou des deux en même temps.

Après le séisme du 21 Mai 2003 de Boumerdes, des études faites par des experts, ont abouti à des modifications du Règlement Parasismique Algérien. L'une de ces modifications est la nouvelle classification des zones sismiques et des valeurs des coefficients d'accélération de zone.

Une structure doit être calculé et conçu de telle manière à :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas endommager par des évènements, tel que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister 'pour des degrés de fiabilités' à tous les actions et autres influences susceptible de s'exerce aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation, pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays.

Chapitre I

*Présentation de l'ouvrage
et caractéristique des
matériaux*

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1 Présentation de l'ouvrage :

I.1.1 Définition de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été proposé est un bâtiment à usage d'habitation situé à Alger qui est classée en zone de forte sismicité (zone III) selon le RPA99/version2003, il est composé d'un rez-de-chaussée et de 8 étages identiques, le bâtiment est conçu de manière à avoir 4 appartements de type F3 au niveau de chaque étage.

I.1.2 Caractéristiques de l'ouvrage :

Géométrie :

Les dimensions de la structure sont données comme suite :

- Longueur total en plan :27.6m
- Largeur total en plan :18.6m
- Hauteur d'étage courant et de RDC :3.06m
- Hauteur total du bâtiment :27.54m
- Hauteur de l'acrotère :0.60m

Ossature :

Le contreventement est assuré par des portiques et des voiles dans les deux directions selon le RPA99/v2003.

Plancher :

Les planchers sont en corps creux, ils sont conçus comme des diaphragmes infiniment rigides, le choix de ce type de planchers est basé sur les raisons suivants :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Raison économique.
- L'ouvrage est à usage d'habitation (les charges d'exploitations ne sont pas assez importantes).

Escaliers :

La cage d'escalier permet l'accès aux différents niveaux jusqu'au dernier étage, elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire, qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

Maçonnerie :

Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements, sont constitués en double parois de brique (10cm et 15cm d'épaisseur), séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10cm.

L'acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de **60 cm** d hauteur et de **10 cm** d'épaisseur.

L'infrastructure : Sera réalisée en béton armé en assurant :

- Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol.

I.1.3 Données de site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA99/V2003 comme :

- Une zone de forte sismicité (Zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble S3.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.6$ bars

I.1.4 Les règlements de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

- RPA99 version 2003 (règlements parasismiques algériennes).
- BAEL91 (béton armé aux états limites).
- CBA 93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

I.2 Caractéristique des matériaux :

I.2.1 Le béton :

I.2.1.1 Définition :

Le béton est constitué par un mélange intime de matériaux inertes, appelés 'granulats' (sable, graviers) avec du ciment et de l'eau.

Le principe est de créer un béton plein à partir d'un squelette granulaire le plus compact possible et d'un dosage en ciment et en eau au minimum compatible avec la résistance et l'ouvrabilité.

Les matériaux constituant le béton doivent satisfaire à certaines exigences pour donner un béton de bonne qualité.

I.2.1.2 Dosage du béton :

Dans le cas général, on a pour un mètre cube du béton les proportions suivantes :

- ✚ 350kg /m³ de ciment (CPA325).
- ✚ 400L de sable grossier de diamètre : $0 < D_g < 5\text{mm}$.
- ✚ 800L de gravier de diamètre $15 < D_g < 25\text{mm}$.
- ✚ 175L d'eau propre pour le gâchage.

I.2.1.3 Caractéristiques mécaniques du béton :

a) Résistance à la compression :

La résistance du béton à la compression f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivants :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Lorsque $j \geq 60$ jours, $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jour, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60\text{Mpa}$.

Pour : $f_{cj} \geq 60\text{Mpa}$, $f_{ij} = (f_{cj})^{2/3}$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$, $f_{i28} = 2.1\text{Mpa}$.

c) Module de déformation longitudinale «E»:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de «j» jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton est donné par l'expression suivante:

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19\text{ Mpa}$$

On admet que sous les contraintes normales dans le cas d'une longue durée le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule suivante:

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86\text{Mpa}$$

d) Coefficient de poisson «ν» :

Le coefficient de poisson est calculé par la relation suivant :

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

ELU : $\nu = 0.0$, pour le calcul des déformations.

ELS : $\nu = 0.2$, pour le calcul des sollicitations.

I.2.1.4 Contraintes limites de calcul :

a) Contraintes limites de calcul (ELU) :

❖ Contrainte à l'état limite ultime:

La contrainte ultime du béton est donnée en compression par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec : f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_b = 1.15$ en situations accidentelles.

Dans notre cas : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

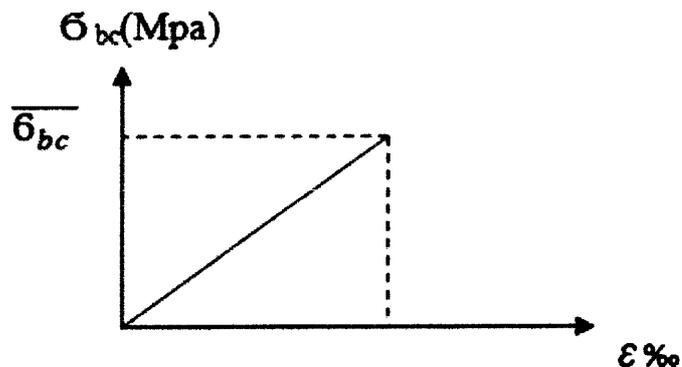


Figure I.2: Diagramme linéaire

I.2.2 L'acier :

I.2.2.1 Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les contraintes de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15-0.25% de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25-0.40% de carbone.

I.2.2.2 Caractéristiques mécaniques :

❖ La limite d'élasticité garantie f_c :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	F_c (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22 FeE24	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 1 et 2	FeE40 FeE50	400 500	Emploi courant
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40 FeTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis
Treillis soudés lisse Type4	TSL TSHA	500 520	Emploi courant

Tableau I.1: Valeurs de la limite d'élasticité

Dans notre cas on utilise :

- pour les armatures longitudinales : acier HA FeE400 ($F_e = 400 \text{ Mpa}$).
- pour les armatures transversales : ronds lisses FeE24 ($F_e = 235 \text{ Mpa}$).

❖ **Contraintes limites de calcul:**

➤ **Etat limite de service « ELU » :**

Les contraintes de calcul à l'ELU des armatures longitudinales et transversales sont données en fonction des déformations (ϵ_s) des aciers par le diagramme suivant :

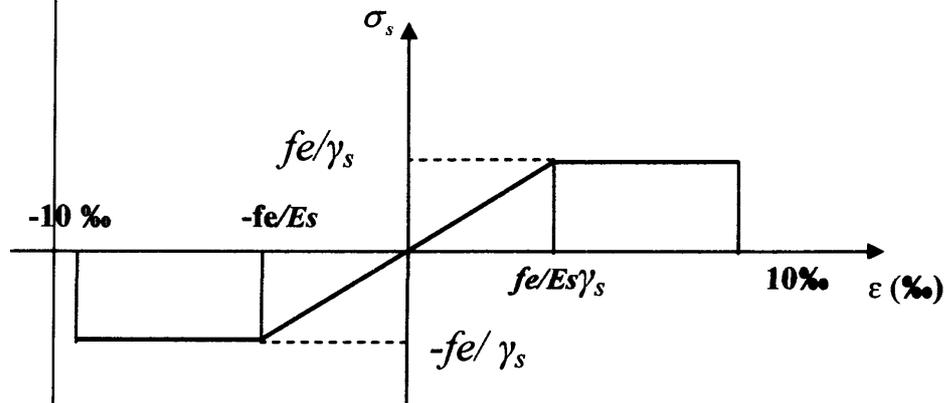


Figure I.3: Diagramme contrainte – déformation de l'acier

$$\epsilon = \frac{\sigma_s}{E_s}, \text{ avec :}$$

E_s : Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000 \text{ Mpa}$.

$\sigma_s = fe / \gamma_s$: contrainte limite de calcul.

γ_s : coefficient de sécurité. $\gamma_s = 1.15$ cas général $\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$\gamma_s = 1.00$ cas accidentelle $\Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

➤ **Etat limite de service « ELS » :**

A l'état limite d'ouverture des fissures, la contrainte des armatures est limitée par :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{n \cdot ft} \right)$.

✓ Fissuration très préjudiciable: $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} fe; 90 \sqrt{\eta \cdot ft} \right)$.

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les ronds lisses, $\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence).

I.2.3 Hypothèses de calcul :

❖ Hypothèses de calcul aux états limites ultime (NAVIER BERNOULLI):

- Les sections droites restent planes après déformation, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif du béton est limité à 3.5‰ en flexion simple ou en flexion composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à 10 ‰ dans tous les cas.
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la (figure I.4)

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

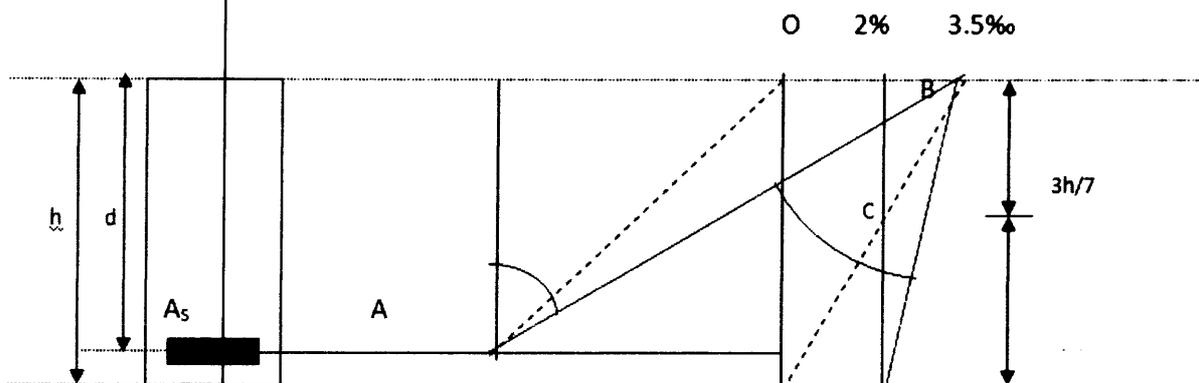


Figure I.4: règle des trois pivots

On note Y la distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section, la valeur de Y détermine celui des domaines dans lequel est situé le diagramme limite.

❖ Hypothèses de calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

–Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ; coefficient d'équivalence à pour valeur 15.

I.2.4 Actions et sollicitations :

❖ Les actions :

C'est l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, d'exploitation et climatiques) appliquées sur la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques (flambement, flèche) ou d'état (retrait, tassement d'appuis...) qui entraînent des déformations, on peut les classer :

• Charges permanentes(G) :

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs, elles comportent :

- Le poids propre des éléments porteurs verticaux et horizontaux.
- Le poids propre des cloisons, revêtement de sol pour les bâtiments.
- Le poids des machines pour les bâtiments industrielles.
- Les poussées des terres, les pressions des liquides pour les murs de soutènement ou les réservoirs.

• Charges variables(Q) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions climatiques dus à la température.

• Actions accidentelles :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et de façon instantanée (séismes, chocs, explosions,...).

❖ Les sollicitations :

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définis ci après.

Les sollicitations utilisées dans notre étude :

- Sous les charges verticales : ELU : $1.35G+1.5Q$, ELS : $G+Q$.
- Sous les charges verticales et horizontales : $G + Q \pm E$, $0,8G \pm E$.



Chapitre II

Pré dimensionnement et descente des charges

Chapitre II : pré dimensionnement et descente des charges

II.1 Pré dimensionnement des éléments :

II.1.1 Introduction :

Dans n'importe quel projet le pré dimensionnement des éléments structuraux représentent le point de départ et la base de la justification, non seulement à la résistance mais aussi à la stabilité de l'ouvrage, pour cela les éléments seront pré dimensionnés suivant les règles BAEL 91 et vérifiées par la suite selon le RPA99 version 2003.

II.1.2 Pré dimensionnement des planchers :

Une dalle est un élément horizontal généralement de forme rectangulaire, dont l'épaisseur est faible par rapport aux deux autres, Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs, ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudié comporte des planchers à corps creux, ce type de plancher constitue par des éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression.

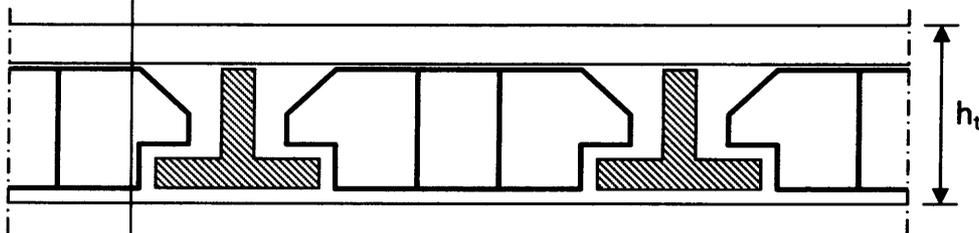


Figure II.1: Plancher à corps creux

On déduira donc l'épaisseur des planchers « h_t » à partir des conditions ci-après :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0}, \frac{1}{22,5} \right\}$$

Avec : l_x : est la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures entre nus

Donc on a : $l_x = 3.65$ m

M_t : le moment en travée : $M_t \geq 0,75 M_0$.

M_0 : le moment isostatique correspondant.

Donc:

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} l_x, \frac{l_x}{22,5} \right\}$$

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \times 0,75 \times 365 ; \frac{365}{22,5} \right\}$$

On adopte: **ht =20 cm**

On utilise un plancher à corps creux de type (16+4) cm

Pour la largeur de la nervure nous avons: $b_0 = (8 \div 14)$ cm, soit **$b_0 = 10$ cm**

La largeur de la table de compression est déterminée à partir des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow b_1 \leq 36.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_n}{2} \Rightarrow b_1 \leq 27.5 \text{ cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend donc : $b_1 = 27.5$ cm

Par conséquent: $b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65$ cm

Donc la largeur de la nervure **$b = 65$ cm**

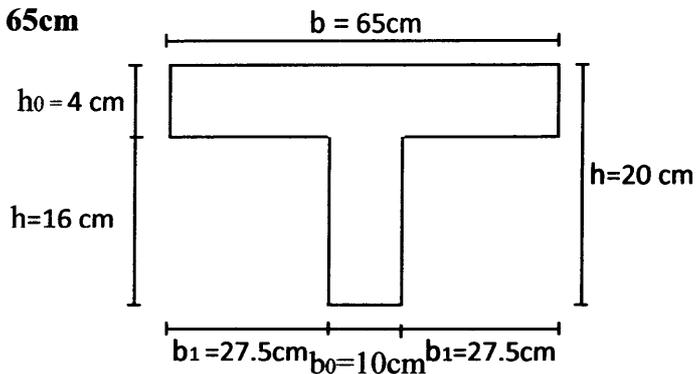


Figure II.2 : les dimensions de la nervure

II.1.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales et les charges horizontales et les transmises aux poteaux, leurs pré dimensionnement s'effectue en respectant les conditions suivants:

Selon les règles BAEL91 :

La section de la poutre est déterminée à partir des formules ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Avec :

L : portée de la poutre.

ht : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Selon l'article (7.5.1) des RPA 99/Version2003 :

Les dimensions de la poutre doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right.$$

II.1.3.1 Poutres longitudinales:

$L_{max} = 3.85 \text{ m}$

$25.67 \leq h_t \leq 38.5$, On prend : **$h_t = 35 \text{ cm}$**

$10.5 \leq b \leq 24.5$, On prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

Vérification selon le R.P.A 99V2003 :

$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
 $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
 $h / b = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

II.1.3.2 Poutres transversales:

$L_{max} = 5.40 \text{ m}$

$36 \leq h_t \leq 54$, On prend : **$h_t = 45 \text{ cm}$**

$12 \leq b \leq 28$, On prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

Vérification selon le R.P.A 99V2003 :

$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
 $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
 $h / b = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

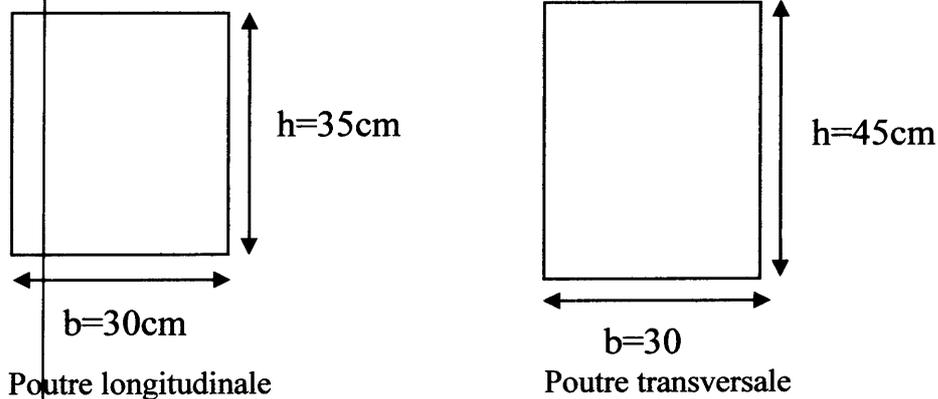


Figure II.3 : Dimensions des poutres

II.1.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et les efforts verticaux (charges permanentes et surcharges) et les transmettent aux fondations.

D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version2003 :

Les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec : L : portée du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article 7-7-1 du RPA propose des épaisseurs minimales en fonction de la hauteur d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquée dans la figure :

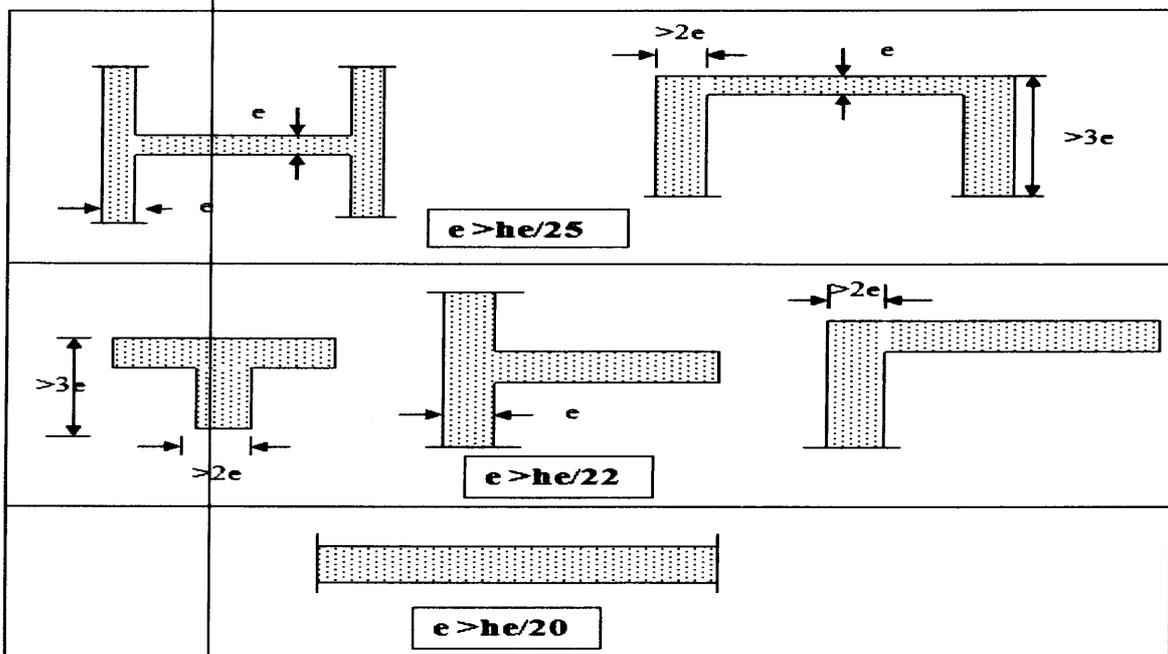


Figure II.4 : Coupes des voiles en plan

$$e \geq \max (he/25, he/22, he/20)$$

$$e \geq he/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm}$$

On adopte alors : **$e = 20 \text{ cm}$**

On va vérifier la condition suivant :

$$L_{\min} = 1.55 \text{ m} > 4e = 0.8 \text{ m (vérifié), donc : } e = 20 \text{ cm}$$

II.1.5 Pré dimensionnement des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante:

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$$

Avec : L : la largeur du plus grand portée, donc $L = 1.9\text{m}$

$$\frac{190}{15} \leq e \leq \frac{190}{20} + 7, 12.66\text{cm} \leq e \leq 16.5\text{cm}$$

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

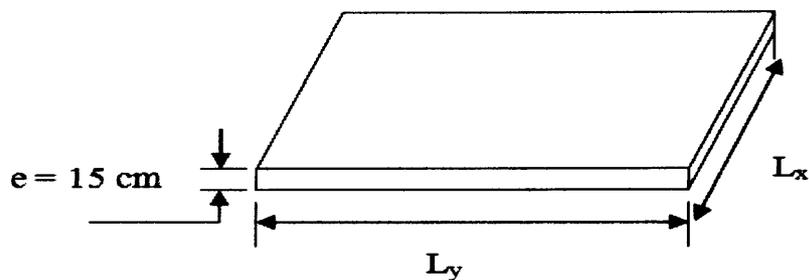


Figure II.5 : Dimensions du balcon

II.1.6 Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est essentiellement un assemblage de poutres et de dalles horizontales, inclinés, ou c'est une succession de gradins qui permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble.

❖ **L'emmarchement :**

Bâtiment à usage d'habitation : l'emmarchement est de 1 à 1.5m.

❖ **Les marches et les contre marches :**

Pour le pré dimensionnement des marches(g) et contre marches(h), on utilise la formule de BLONDEL : $60\text{cm} < m = g + 2h < 65\text{cm}$.

Avec : $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$

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

On prend: $h = 17\text{cm}$, $g = 30\text{ cm}$

On a: $60\text{cm} < m = g + 2h = 64 < 65\text{cm}$

Nombre de marche et de contre marche :

$$N_{c.m} = \frac{H}{2h}, \quad H: \text{hauteur libre d'étage}$$

$$N_{c.m} = \frac{3.06}{2 \times 0.17} = 9 \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = 8 \text{ marches}$$

❖ **La ligne de foulée:**

$$L_f = N_m \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

❖ **L'angle d'inclinaison :**

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \text{cotg}(0.6375) = 32.52^\circ$$

❖ **La longueur de la pailasse:**

$$L = \frac{1.53}{\sin \alpha} = 2.84 \text{ m}$$

❖ **L'épaisseur de la pailasse :**

Selon la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{284}{30} \leq e \leq \frac{284}{20}$$

$$9.46 \leq e \leq 14.2$$

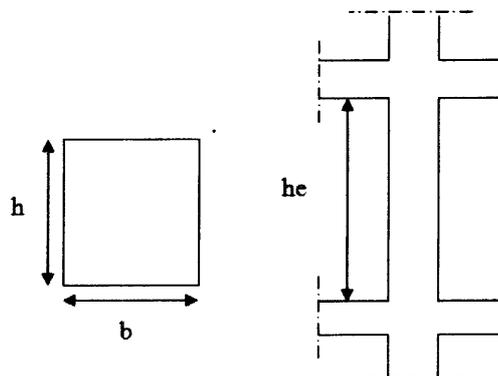
On prend comme épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

II.1.7 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, chargés de transmettre les charges et les surcharges aux fondations, leurs pré-dimensionnement doit respecter les deux critères suivants:

1-Conditions imposées par le R.P.A .99V2003

2-Critère de stabilité de forme (flambement)



D'après le RPA 2003 les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions ci-après :

$$\begin{cases} \text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e/20 \text{ cm} \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \end{cases}$$

Selon les règles BAEL 91, l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit vérifier la

condition suivante :
$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right].$$

Avec :

B_r : section réduite de poteau, calculée à partir des dimensions réelles réduites de 2 cm.

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$

A_s : section d'acier prise en compte.

α : coefficient dépendant de l'élanement λ .

Pour $\lambda \leq 50$,
$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 (\lambda/35)^2)$$

$50 \leq \lambda \leq 70$,
$$\alpha = 0.6 * (50/\lambda)^2$$

Généralement on adopte la section d'acier telle que : $A_s/B_r = 0.9/100$ (zone III)

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{0.009 f_e}{\gamma_s} \right)} \right]$$

N_u : l'effort ultime obtenu à partir de la descente de charge.

$\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708 \Rightarrow B_r \geq 0.065 N_u$

$\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603 \Rightarrow B_r \geq 0.076 N_u$

$B_r \geq 0.076 \times N_u$

II.2 Evaluation des charges et des surcharges :

II.2.1 Les planchers :

❖ Plancher terrasse :

- Charges permanentes :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
-Protection en gravillon	0.05	17	0.85
-Etanchéité	-	-	0.12
-Isolation thermique	0.05	03	0.15
- Forme de pente	0.08	22	1.76
-Plancher à corps creux	0.2	-	2.80
-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
G=5.88KN/m²			

Tableau II.1:Charge permanente due au plancher terrasse

- Surcharges d'exploitation : **Q =1.00KN/m²**

❖ Plancher étage courant :

- Charges permanentes :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
-Cloison	-	-	1.00
-Carrelage	0.02	22	0.44
-Mortier de pose	0.02	20	0.40
-Couche de sable	0.03	18	0.54
-Plancher à corps creux	0.2	-	2.8
-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
G=5.38KN /m²			

Tableau II.2:Charge permanente due au plancher étage courant

- Surcharges d'exploitation: **Q=1.50KN/m²**

II.2.2 Les balcons :

❖ Balcon terrasse :

- Charges permanentes :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
-Protection en gravillon	0.05	17	0.85
-Etanchéité	-	-	0.12
-Isolation thermique	0.05	03	0.15
- Forme de pente	0.08	22	1.76
-Dalle pleine	0.15	25	3.75
-Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G=6.99KN/m²			

Tableau II.3:Charge permanente due au balcon terrasse

- Surcharges d'exploitation: Q=1KN/m²

❖ Balcon étage courant :

- Charges permanentes :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
-Carrelage	0.02	22	0.44
-Mortier de pose	0.02	20	0.40
- Couche de sable	0.02	18	0.36
-Dalle pleine	0.15	25	3.75
-Enduit de ciment	0.02	18	0.36
-Cloison	-	-	1.00
G=6.31KN/m²			

Tableau II.4:Charge permanente due au balcon étage courant

- Surcharges d'exploitation: Q=3.50 KN/m²

II.2.3 Les murs :

❖ Murs extérieures :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
-Enduit ciment	0.02	18	0.36
-Briques creux	0.15	-	1.30
- Ame d'air	0.05	-	-
-Briques creux	0.10	-	0.90
-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
G=2.76KN/m²			

Tableau II.5:Charge permanente due aux murs extérieurs

❖ Cloisons:

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
-Enduit plâtre	0.015	10	0.15
-Briques creux	0.10	-	0.90
-Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
G=1.20KN/m²			

Tableau II.6:Charge permanente due aux cloisons

❖ Cloisons intérieures à double paroi:

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
-Enduit plâtre	0.015	18	0.15
-Briques creux	0.15	-	1.30
- Ame d'air	0.05	-	-
-Briques creux	0.10	-	0.90
-Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
G=2.50KN/m²			

Tableau II.7:Charge permanente due aux cloisons intérieures à double paroi

pre dimensionnement et descente des charges

Chapitre II

II.2.4 Les escaliers :

❖ Le palier :

- Charges permanentes :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
-Carrelage	0.02	22	0.44
-Mortier de pose	0.02	20	0.40
- Couche de sable	0.02	18	0.36
-Poids propre de palier	0.15	25	3.75
-Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G=5.31KN/m²			

Tableau II.8:Charge permanente due palier

- Surcharges d'exploitation : Q= 2.5KN/m²

❖ La paillasse :

- Charges permanentes :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
-Carrelage	0.02	22	0.44
-Mortier de pose	0.02	20	0.40
- Couche de sable	0.02	18	0.36
-Poids propre des marches	0.085	25	2.125
-poids propre des paillasses	0.15/ cos32.5	25	4.50
-Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G=8.135 KN/m²			

II.3 Descente de charge :**II.3.1 Définition :**

On appelle descente des charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments porteurs de la construction.

II.3.2 La dégression des charges :

Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs de surcharges suivantes :

●	Q_0	(niveau terrasse)
●	Q_1	$Q_0 + Q_1$
●	Q_2	$Q_0 + Q_1 + 0.9 Q_2$
●	Q_3	$Q_0 + Q_1 + 0.9 Q_2 + 0.8 Q_3$
●	Q_4	$Q_0 + Q_1 + 0.9 Q_2 + 0.8 Q_3 + 0.7 Q_4$
●	Q_5	$Q_0 + Q_1 + 0.9 Q_2 + 0.8 Q_3 + 0.7 Q_4 + 0.6 Q_5$
●	Q_6	$Q_0 + Q_1 + 0.9 Q_2 + 0.8 Q_3 + 0.7 Q_4 + 0.6 Q_5 + 0.5 Q_6$
●	Q_7	$Q_0 + Q_1 + 0.9 Q_2 + 0.8 Q_3 + 0.7 Q_4 + 0.6 Q_5 + 0.5 (Q_6 + Q_7)$
⋮		
●	Q_n	$Q_0 + Q_1 + 0.9 Q_2 + 0.8 Q_3 + 0.7 Q_4 + 0.6 Q_5 + 0.5 (Q_6 + Q_7 + \dots + Q_n)$

En réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.5Q ; valeur conservée pour les étages inférieures suivantes.

Pour la descente de charge on prend le poteau le plus sollicité :

- Poteau central.

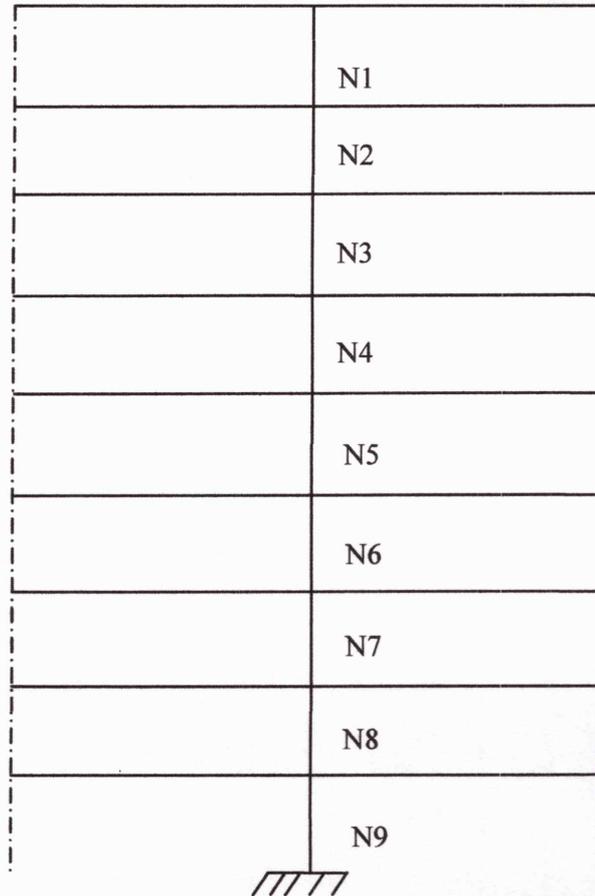


Figure II.6 : Représentation des différents niveaux

❖ Poteau central (C-4):

-Plancher terrasse :

$G = 5.88 \text{KN/m}^2$ $Q = 1 \text{KN/m}^2$

$S' = (1.6 + 1.925) \times (2.5 + 2.7) = 18.33 \text{m}^2$

$S = (1.6 + 1.925 - 0.3) \times (2.5 + 2.7 - 0.3) = 15.8 \text{m}^2$

$G = 92.9 \text{KN}$, $Q = 18.33 \text{KN}$

-Plancher étage:

$G = 5.38 \text{KN/m}^2$ $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$

$S = 15.8 \text{m}^2$, $G = 85 \text{KN}$, $Q = 23.7 \text{KN}$

-Poutres longitudinales:

$G = 25 (0.3 \times 0.35) \times (1.925 + 1.6 - 0.3) = 8.47 \text{KN}$

-Poutres transversales :

$G = 25 (0.3 \times 0.45) \times (2.7 + 2.5 - 0.3) = 16.53 \text{KN}$

-Poteaux :

$G = 0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.06 = 19.125 \text{KN}$

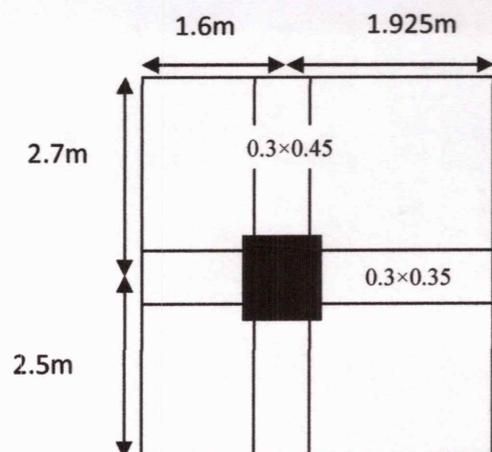


Figure II.7 : la section revenant au poteau central

Niveau	Elément	Charges permanentes G(KN)	Charges d'exploitation Q(KN)		
			Avant dégression	Coefficient de dégression	Après dégression
N1	- Plancher terrasse	92.9	18.33	1	18.33
	- Poutre long	8.47	-		-
	- Poteaux	12.24	-		-
	- Poutre transv	16.53	-		-
		130.14			18.33
N2	- Venant de N1	130.14	-	1	18.33
	- Plancher étage	85	23.7		23.7
	- Poutre long	8.47	-		-
	- Poteaux	12.24	-		-
	- Poutre transv	16.53	-		-
		252.38			42.03
N3	- Venant de N2	252.38	-	0.9	42.03
	- Plancher étage	85	23.7		21.33
	- Poutre long	8.47	-		-
	- Poteaux	12.24	-		-
	- Poutre transv	16.53	-		-
			374.62		
N4	- Venant de N3	374.62	-	0.8	63.36
	- Plancher étage	85	23.7		18.96
	- Poutre long	8.47	-		-
	- Poteaux	15.49	-		-
	- Poutre transv	16.53	-		-
			500.02		
N5	- Venant de N4	500.02	-	0.7	82.32
	- Plancher étage	85	23.7		16.59
	- Poutre long	8.47	-		-
	- Poteaux	15.49	-		-
	- Poutre transv	16.53	-		-
			625.51		
N6	- Venant de N5	625.51	-	0.6	98.91
	- Plancher étage	85	23.7		14.22
	- Poutre long	8.47	-		-

	- Poteaux	15.49	-		-
	- Poutre transv	16.53	-		-
		751			113.13
N7	- Venant de N6	751	-		113.13
	- Plancher étage	85	23.7		11.85
	- Poutre long	8.47	-	0.5	-
	- Poteaux	19.12	-		-
	- Poutre transv	16.53	-		-
		880.12			124.98
N8	- Venant de N7	880.12	-		124.98
	- Plancher étage	85	23.7		11.85
	- Poutre long	8.47	-	0.5	-
	- Poteaux	19.12	-		-
	- Poutre transv	16.53	-		-
		1009.24			136.83
N9	- Venant de N8	1009.24	-		136.83
	- Plancher étage	85	23.7		11.85
	- Poutre long	8.47	-	0.5	-
	- Poteaux	19.12	-		-
	- Poutre transv	16.53	-		-
		1138.36			148.68

Tableau II.10: Descente des charges pour le poteau central

$$N_u = 1.1 (1.35G + 1.5Q) = 1.1 (1.35 \times 1138.36 + 1.5 \times 148.68)$$

$$N_u = 1935.78 \text{ KN.}$$

$$N_{SER} = 1.1 (G + Q) = 1.1 (1138.36 + 148.68)$$

$$N_{SER} = 1415.74 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des sections des poteaux**

Pour une section carré $B_r = (a - 0.02)^2$, $B_r \geq 0.076 \times N_u$

Niveau	$1.1N_u$	B_r (cm ²)	$0.076N_u$	B (cm ²)	$V = [N_u/Bf_{c28}] \leq 0.3$	Observation
6-7-8	660.85	0.1444	0.0502	40×40	0.16	CV
3-4-5	1301.89	0.1849	0.0989	45×45	0.25	CV
RDC-1-2	1935.78	0.2304	0.1471	50×50	0.3	CV

Vérification vis-à-vis le flambement :

D'après les règles BAEL91, l'élançement géométrique λ est donné par la relation

suivante : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.707l_0$, poteau encastré dans un massif de fondation).

i : rayon de giration.

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec : I : moment d'inertie, $I = bh^3/12$

B : section du béton, $B = b \times h$

Donc $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ et $\lambda = 0.707l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$

Poteau (40×40), $\lambda = 18.735 < 35$CV

Poteau (45×45), $\lambda = 16.654 < 35$CV

Poteau (50×50), $\lambda = 14.988 < 35$CV

Vérification vis-à-vis le RPA99/V2003:

D'après le RPA99/V2003 nous avons :

$h > 25\text{cm}$CV

$b > h_e/20 = 15.3 \text{ cm}$CV

$1/4 < b/h < 4$CV



Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 L'acrotère

III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse, il sert uniquement à protéger l'étanchéité contre d'éventuelles infiltration d'eau pluvial, et en même temps comme un garde-corps.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher, soumise à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre G .
- Un moment de flexion provoqué par une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharges horizontales exercées par la main courante

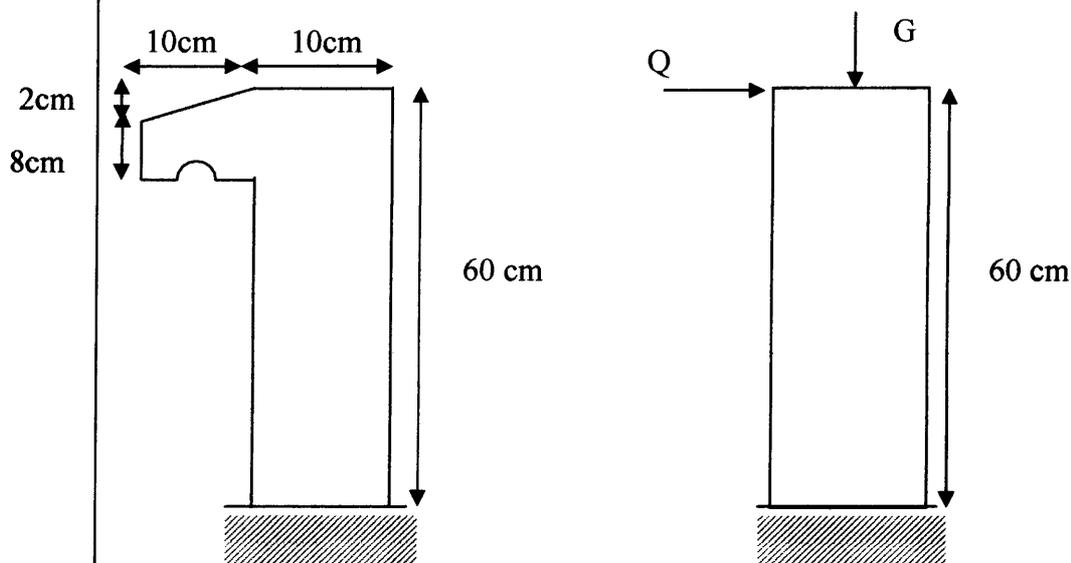


Figure III.1: Détails de l'acrotère

III.1.2 Evaluation des charges :

La surface de la coupe de l'acrotère est :

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est : $G = 0.069 \times 25 = 1.73 \text{ KN / m}$

$$G=1.73 \text{ KN / m} \quad Q=1.00 \text{ KN / m.}$$

III.1.3 Ferrailage de l'acrotère:

L'acrotère est sollicité en flexion composée, le calcul se fera pour une bande de 1 m.

❖ **La force horizontale due au séisme :**

D'après le RPA 99/2003(Article6.2.3), les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone, $A = 0.25$: zone III, groupe d'usage(2).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 $\Rightarrow C_p = 0.8$

W_p : poids de l'acrotère : $W_p = 1.73 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.73 = 1.384 \text{ KN/ml}$$

$F_p > Q$, Donc le calcul sera fait par F_p

❖ **Evaluation des sollicitations :**

A l'ELU : $N_U = 1.35 G = 2.335 \text{ KN}$

$$M_U = 1.5 F_p H = 1.246 \text{ KN.m}$$

A l'ELS: $N_S = G = 1.73 \text{ KN}$

$$M_S = F_p H = 0.83 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$CG_0 = e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 53.36 \text{ cm}$$

C : le centre de pression, **G_0 :** le centre de gravité

Le centre de pression C se trouve en dehors de la section, implique que la section est partiellement comprimée.

❖ **Vérification aux flambements :**

L'acrotère est assimilé à un console : $l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} \Rightarrow \lambda = \frac{1.2 \sqrt{12}}{0.1} = 41.56$$

Avec : l_f : longueur de flambement

λ : L'élancement

$$\lambda_{\text{Max}} = \text{Max} (50, \min (100, e_0 / h)) = \text{max} (50, \min (100, 53.36/10)) \Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 50.$$

$\lambda = 41.56 < 50 \Rightarrow$ pas de risque de flambement.

❖ Excentricité additionnelle e_a :

$$e_a = \text{Max}(2\text{cm}, L/250) = \text{Max}(2\text{cm}, 60/250) = 2\text{cm}$$

$$e = e_0 + e_a = 53.36 + 2 = 55.36 \text{ cm}$$

❖ Calcul du coefficient de majoration δ_f :

$$\delta_f = \begin{cases} \text{Min}[1 + 0.15(\lambda/35)^2(h/e_0), 1.4]. & \text{Si } h/e_0 > 0.75 \\ 1 + 0.2(\lambda/35)^2 & \text{Si } h/e_0 \leq 0.75 \end{cases}$$

$$h/e_0 = 53.36 / 10 = 5.336 > 0.75$$

$$\text{Donc : } \delta_f = \text{Min}[1.054, 1.4] = 1.054$$

Les sollicitations majorées :

$$N_U = \delta_f \times 2.335 = 2.46 \text{ KN}$$

$$M_U = \delta_f \times 1.246 + N_U \times e_a = 1.36 \text{ KN.m}$$

III.1.3.1 Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire soumise à la flexion composée:

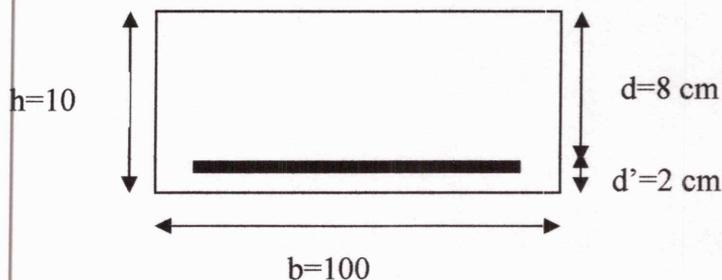


Figure III.2 : Coupe transversales de l'acrotère

$$M_{ua} = M_U + N_U(d - h/2) = 1.36 + 2.46(0.08 - (0.1/2)) = 1.434 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, \gamma_b = 1.5$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.434 \times 10^3}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0158$$

$$\mu_{bu} = 0.0158 < \mu_l = 0.392 \text{ (FeE400)} \dots \dots \text{section simplement armée} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0199$$

$$Z = d (1 - 0.04\alpha) = 7.94 \text{ cm}$$

$$A_{sf} = \frac{M_{ua}}{Z \sigma_s} = \frac{1.434 \times 10^3}{0.0794 \times 348} = 0.519 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{sf} - N_U / \sigma_s = 0.519 - 2.46 / 348 = 0.448 \text{ cm}^2$$

❖ La vérification :

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}, \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{s \min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} > A_s, \text{ Donc : on adopte: } A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (4HA8), avec un espacement : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Armatures de répartitions :

$$A_{rep} = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte 3HA8} \dots \dots A_{rep} = 1.51 \text{ cm}^2.$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right); \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min (2.5 \text{ Mpa}, 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}, \text{ avec : } T_u = 1.5 \times 1.384 = 2.076 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.026 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{CV}$$

III.1.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \}, \text{ fissuration préjudiciable. } (\eta = 1.6 \text{ pour les aciers HA}).$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2 \times 400 / 3, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \} = 201.63 \text{ Mpa.}$$

Position du centre de pression :

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.83}{1.73} = 47.98 \text{ cm}$$

$e_s > h/6 = 1.67 \text{ cm}$ section partiellement comprimée.

Les sollicitations majorées :

$$N_{ser} = \delta_f \times 1.73 = 1.82 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \delta_f \times 0.83 + N_{ser} \times e_a = 0.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M_{ser} + N_{ser} (d - h/2) = 0.91 + 1.82(0.08 - (0.1/2)) = 0.96 \text{ KN.m}$$

$C < 0 \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, au dessus de la fibre supérieur.

y_1 : La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section.

$$y_1 = y_2 + C \Rightarrow C = h/2 - e_s = 5 - 47.98 = -42.98 \text{ cm}$$

$$y_2^3 + py_2 + q = 0$$

$$p = -3C^2 - \frac{90 A_{sc}(C - d')}{b} + \frac{90 A_{st}(d - C)}{b}$$

$$p = -3(-42.98)^2 + \frac{90 \times 2.01(8 + 42.98)}{100} = -5449.62 \text{ cm}^2$$

$$q = -2C^3 - \frac{90 A_{sc}(C - d')^2}{b} - \frac{90 A_{st}(d - C)^2}{b}$$

$$q = -2(-42.98)^3 - \frac{90 \times 2.01(8 + 42.98)^2}{100} = 154090.7 \text{ cm}^3$$

$$\Delta = q^2 + 4/27p^3 = (154090.7)^2 + (4/27)(-5449.62)^3 = -2.33 \times 10^8 \text{ cm}^6$$

$$\Delta < 0: a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{5449.62}{3}} = 85.24$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.99 \Rightarrow \varphi = 171.89^\circ$$

$$y_{21} = a \cos \varphi/3 = 46.05 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cos (\varphi/3 + 120) = -85.15 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cos (\varphi/3 + 240) = 39.09 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_1 = y_{21} + C = 46.05 - 42.98 = 3.07 \text{ cm}, (0 < y_1 < h)$$

$$S = \frac{by_{ser}^2}{2} - 15A_s(d - y_{ser})^2 = 100(3.07)^2 / 2 - 15(2.01)(8 - 3.07)$$

$$S = 322.61 \text{ cm}^3$$

$$K = N_{ser} / S = 1.82 / 322.61 = 0.0056 \text{ kN/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K y_{ser} = 0.0056 \times 30.7 = 0.172 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 15K (d - y_{ser}) = 15 \times 0.0056 (8 - 3.07) = 4.14 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

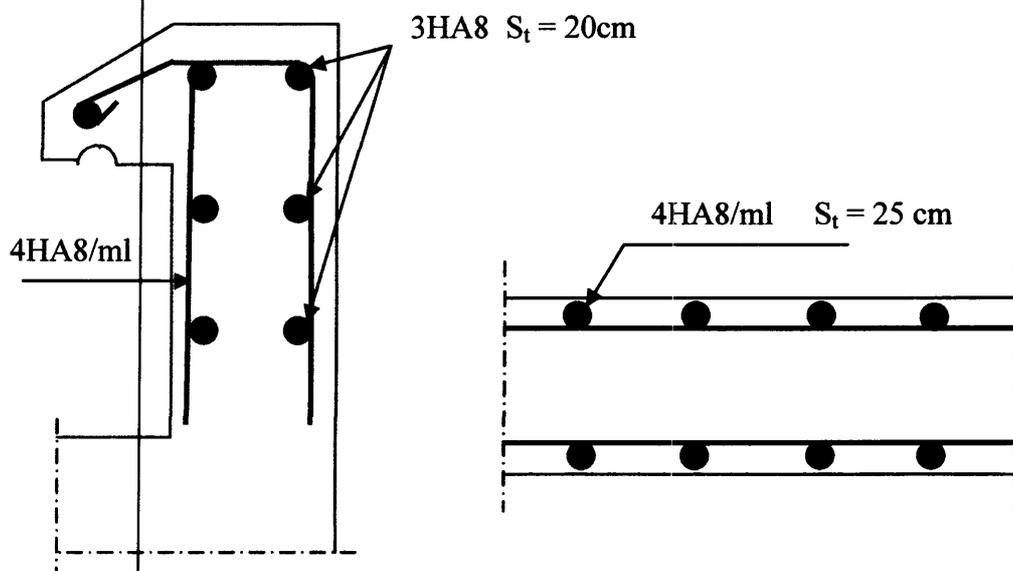


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère

III.2 Les escaliers

III.2.1 Définition :

Les escaliers sont des éléments structuraux constitués d'une succession de gradins qui permettant le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment.

Pour notre bâtiment, on a un seul type d'escaliers : escalier à deux volées.

III.2.2 Etude des escaliers :

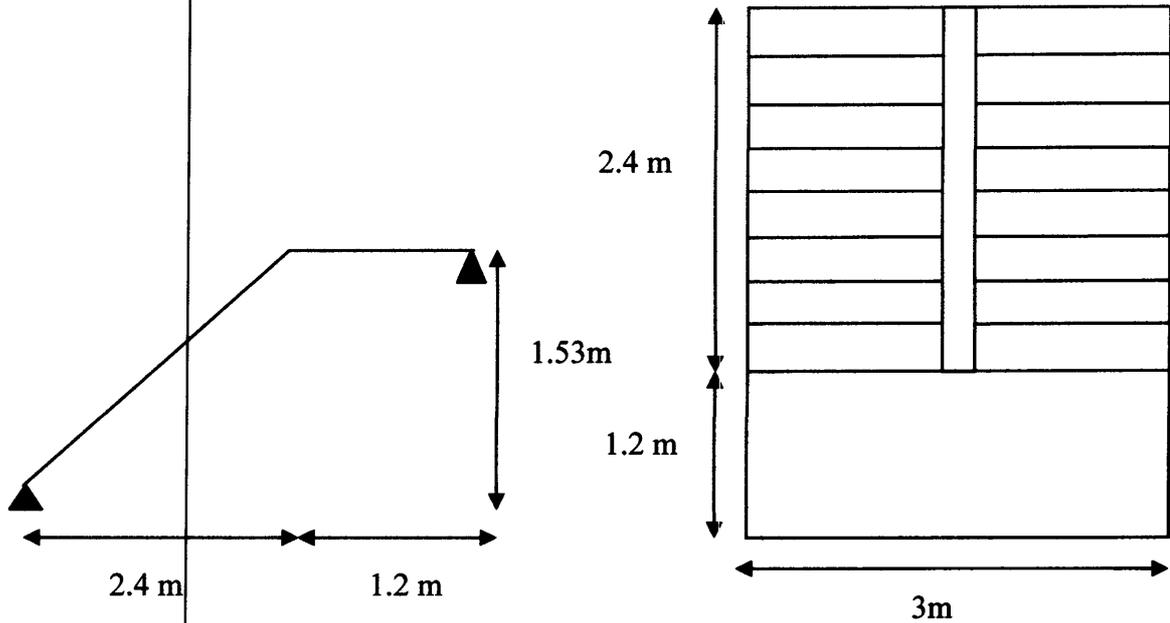


Figure III.4: Vue en plan de l'escalier

III.2.2.1 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour 1 m de largeur.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU 1.35G+1.5Q	ELS G+Q
Palier	5.31	2.5	10.92	7.81
paillasse	8.135	2.5	14.73	10.635

Tableau III.1 : Combinaison des charges

• Schéma statique :

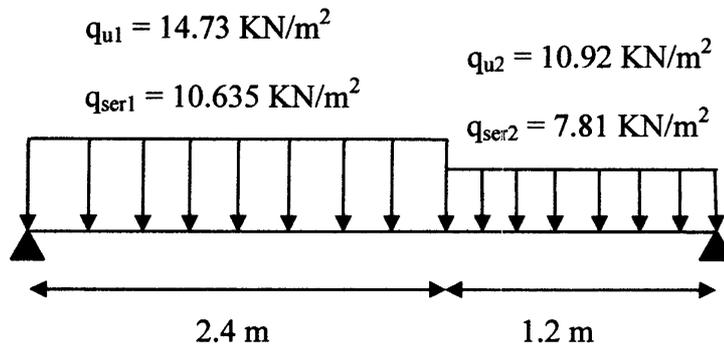


Figure III.5 : Schéma statique de l'escalier

• Charges équivalente : $q_{eq} = \frac{\sum q_i l_i}{\sum l_i}$

ELU : $q_{eq} = \frac{14.73 \times 2.4 + 10.92 \times 1.2}{2.4 + 1.2} = 13.46 \text{ KN/ml.}$

ELS : $q_{eq} = \frac{10.635 \times 2.4 + 7.81 \times 1.2}{2.4 + 1.2} = 9.693 \text{ KN/ml.}$

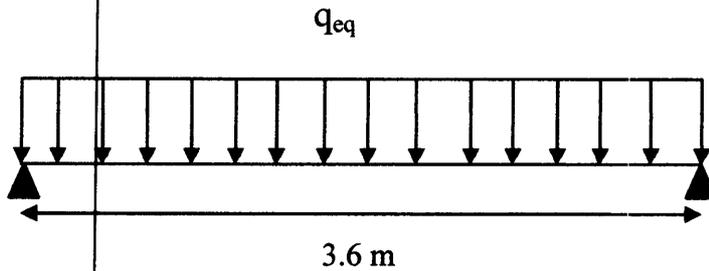


Figure III.6: La charge équivalente

• Les moments : Moment isostatique : $M_0 = q_{eq} l^2 / 8$

Moment en travée : $M_{travées} = 0.85 M_0$

Moment sur appui : $M_{appui} = 0.3 M_0$

	M_0 (KN. m)	$M_{travée}$ (KN. m)	M_{appui} (KN. m)
ELU	21.8	18.53	6.54
ELS	15.702	13.35	4.71

Tableau III.2: Les sollicitations de calcul

III.2.2.2 Calcul du ferrailage :

Les armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fera à la flexion simple pour une bande de 1m, la section du béton est (b. h) = (100×15) cm².

b (cm)	d (cm)	f _{t28} (Mpa)	f _{c28} (Mpa)	γ _b	f _{bu} (Mpa)	γ _s	f _e (Mpa)	σ _s (Mpa)
100	13	25	2.1	1.5	14.2	1.15	400	348

Tableau III.3: Caractéristiques du béton et acier

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \quad A_{s\ min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	M _u (KN.m)	μ	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s adopté} (cm ²)
En travée	18.53	0.0772	0.1005	0.125	4.26	1.57	5HA12=5.65
Sur appui	6.54	0.0272	0.0344	0.128	1.47	1.57	5HA10=3.93

Tableau III.4: Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier

• **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

En travée: S_t = 20 cm < 33cm.....CV

Sur appui : S_t = 20 cm < 33cm.....CV

Les armatures de répartition:

$$A_{rep} = A_s / 4$$

En travée: A_{rep} = 1.41 cm², On adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

Sur appui : A_{rep} = 0.98 cm², On adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

- **Espacement maximal**

$$S_t \leq \min(4h; 33\text{cm}) = \min(4 \times 15; 45) \text{ cm} = 45\text{cm}$$

En travée: $S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

Sur appui : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

III.2.2.3 Vérification:

- **Vérification à l'ELU:**

La section minimale :

$A_{s \min} = 1.57 \text{ cm}^2$, En travée : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

Sur appui : $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right); \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}, \text{ avec : } T_u = q_{eq} l / 2 = 24.23 \text{ KN, L'effort tranchant maximal sur appui.}$$

$$\tau_u = 0.186 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Vérification à l'ELS:**

Vérification des contraintes du béton :

La vérification des contraintes dans le béton est nécessaire, si la condition suivante est n'est pas vérifiée

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

En travée: $\alpha = 0.1005, \gamma = \frac{18.53}{13.35} = 1.388$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.444$$

Donc : $\alpha = 0.1005 < 0.444 \dots \dots \dots \text{CV}$

Sur appui: $\alpha = 0.0344$, $\gamma = \frac{6.54}{4.71} = 1.388$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.444$$

Donc : $\alpha = 0.0344 < 0.444$CV

Vérification des contraintes dans les aciers:

Comme la fissuration est peu nuisible, la vérification des contraintes dans les aciers tendus est n'est pas nécessaire.

III.2.2.4 Vérification de la flèche:

D'après l'article B.6.51 du BAEL91, il faut vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{360} = 0.0416 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CNV} \\ \frac{15}{360} = 0.0416 < 0.085 \dots\dots\dots \text{CNV} \\ \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Les deux premiers conditions ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche s'impose.

III.2.2.5 Calcul de la flèche:

Selon le BAEL91, la flèche totale a pour valeur :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec :

f_{gv} , f_{gi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : flèche due aux charges permanentes appliqués au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

F_{adm} : 1/500, valeur limite de la flèche.

D'après le BAEL91, on a :

$$f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}} \qquad f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$$

Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n A_s (d - y)^2$$

Avec : y : position de l'axe neutre.

n : coefficient d'équivalence, n=15.

Calcul de y :

$$\frac{b y^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd + Ad) = 0$$

Avec : A'=0, A=5.65 cm², b = 100 cm ⇒ y = 3.92 cm

Moment d'inertie de la section homogène « I₀ » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - V \right)^2 + 15 A_s (d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_s d}{bd + 15 A_s}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}, \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}, \quad \lambda_v = \frac{5}{2} \lambda_i$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}, \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	V (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i Mpa	λ _v Mpa	E _i Mpa	E _v Mpa
3.92	8995.208	7.794	30551.58	0.00434	4.84	1.935	32164.2	10818.86

Tableau III.5: Différents coefficient pour le calcul de la flèche

- Calcul de la flèche f_{gi} et f_{gv} :

On a : pailleasse : G = 8.135 KN/ml (Pour 1 ml)

Palier : G = 5.31 KN/ml

$$G_{eq} = \frac{8.135 \times 2.4 + 5.31 \times 1.2}{2.4 + 1.2} = 7.19 \text{ KN/ml}$$

$$M_g = 0.85 G_{eq} l^2 / 8 = 9.9 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{g_{ser}}}{I} (d - y), \mu_g = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_{f_{gi}} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu_g}, I_{f_{gv}} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu_g}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul

M (KN.m)	σ_s (Mpa)	μ_g	$I_{f_{gi}}$ (cm ⁴)	$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	f_{gi} (cm)	f_{gv} (cm)
9.9	149.89	0.218	16356.15	23636.25	0.243	0.501

Tableau III.6: La flèche due à G

• Calcul de la flèche f_{pi} :

$$q_{eq} = G_{eq} + Q = 7.19 + 2.5 = 9.69 \text{ KN/ml}$$

$$M_{pi} = 0.85 q_{eq} l^2 / 8 = 13.34 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{pi}}{I} (d - y), \mu_{pi} = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu_{pi}}$$

Les résultats sont résumés dans Le tableau suivant :

M_{pi} (KN.m)	σ_s (Mpa)	μ_{pi}	$I_{f_{pi}}$ (cm ⁴)	f_{pi} (cm)
13.34	201.98	0.344	12613.55	0.42

Tableau III.7: La flèche due à G et Q

• Calcul de la flèche f_{ji} :

$$\text{On a : paillasse : } G = 6.575 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } G = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$$G_{eq} = \frac{6.575(2.4) + 3.75 \times 1.2}{3.6} = 5.63 \text{ KN/ml}$$

$$M_j = 0.85 G_{eq} l^2 / 8 = 7.25 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_j}{I} (d - y), \mu_j = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_{fj} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_j}$$

Les résultats sont résumés dans Le tableau suivant :

M_j (KN.m)	σ_s (Mpa)	μ_j	I_{fj} (cm ⁴)	f_{ji} (cm)
7.25	109.77	0.0825	24019.65	0.12

Tableau III.8 : La flèche due à j

Finalement on a :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.501 - 0.12 + 0.42 - 0.243 = 0.558 \text{ cm.}$$

$$\Delta f = 5.58 \text{ mm} < 1 / 500 = 7.2\text{mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.2.3 Etude de la poutre palière:

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée a ses extrémités dans les poteaux, généralement situ à mi- étage et soumise à la flexion simple.

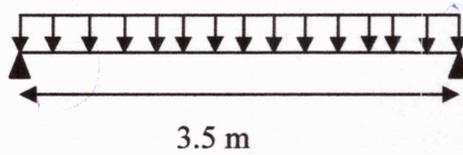


Figure III.7 : La poutre palière

III.2.3.1 Pré dimensionnement :

Selon BAEL91 les dimensions des poutres sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 30\text{cm}$$

Soit $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Suivant les conditions de l'RPA99/version 2003 :

$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$h / b = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

III.2.3.2 Evaluation des charges et des sollicitations :

- Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625$ KN/ml
- Poids propre de palier et de la paillasse: $R = q_{\text{equ}} l/2 = 13.46 \times 3.6/2 = 24.23$ KN/ml
- Poids du mur : $(3.06 - 0.35) \times 2.76 = 7.47$ KN/m

$$q_{\text{eq}} = 1.35 (7.47 + 2.625) + 24.23 = 37.85 \text{ KN/ml}$$

Moments fléchissant:

- Moment isostatique : $M_0 = q_{\text{eq}} l^2 / 8 = 37.85 \times 3^2 / 8 = 42.58$ KN.m
- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 36.19$ KN.m
- Moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 12.77$ KN.m

III.2.3.3 Calcul du ferrailage (flexion simple):

$$b = 30 \text{ cm}, h = 35 \text{ cm}, d = 33 \text{ cm}, f_{\text{bu}} = 14.2 \text{ Mpa}, \sigma_s = 348 \text{ Mpa}, f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	Armatures adoptés (cm ²)
Travée	36.19	0.078	0.101	31.66	3.28	<u>4HA12 = 4.52</u>
Appui	12.77	0.0275	0.0348	32.54	1.12	<u>2HA12 = 2.26</u>

Tableau III.9: Résultat du calcul du ferrailage de la poutre palière**III.2.3.4 Vérification :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.19 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Sur appui : } A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.19 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right); \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min (3.33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}, \text{ avec : } T_u = q_{eq} l / 2 = 57.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Vérification à l'ELS :**

- Poids propre de palier et de la paillasse: $R = q_{eqsr} l / 2 = 9.69 \times 3.6 / 2 = 17.44 \text{ KN/ml}$

$$q_{eq} = (7.47 + 2.625) + 17.44 = 27.53 \text{ KN/ml}$$

Moments fléchissant:

- Moment isostatique : $M_0 = q_{eq} l^2 / 8 = 27.53 \times 3^2 / 8 = 30.97 \text{ KN.m}$.
- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 26.32 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 9.29 \text{ KN.m}$

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que les contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y$; et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La nécessité de cette vérification dépend de la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

En travée: $\alpha = 0.105, \gamma = \frac{37.4}{26.32} = 1.421$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.46$$

Donc : $\alpha = 0.105 < 0.46 \dots\dots\dots \text{CV}$

Sur appui: $\alpha = 0.036, \gamma = \frac{13.2}{9.29} = 1.420$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.437$$

Donc : $\alpha = 0.036 < 0.46 \dots\dots\dots \text{CV}$

• **Vérification de la flèche:**

D'après l'article B.6.51 du BAEL91, il faut vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{350} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{35}{350} = 0.1 > 0.085 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche est inutile.

III.2.3.5 Calcul des armatures (à la torsion) :

- **Moment dus à la torsion :**

$$M_{\text{tors}} = M_a L/2 = 13,2 \times 3,05/2 = 20,13 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

$$\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a = \min(b, h) \Rightarrow a = \min(30, 35) = 30 \text{ cm} \\ b_0 = a / 6 \Rightarrow b_0 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2b_0\Omega} = \frac{20,13}{2(5)(875)} = 2,68 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle totale :**

On doit vérifier que: $\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$.

$$\text{Avec : } \bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$(2,68)^2 + (0,58)^2 = 7,51 \leq \bar{\tau}^2 = 11,08 \text{ MPa}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\text{D'après le BAEL91: } A_s^{\text{tor}} = \frac{M^{\text{tor}} u}{2\Omega f_e / \gamma_s}$$

Avec :

U : périmètre de la section efficace, A_s^{tor} : armatures longitudinales de torsion.

$$U = 2 [(h - b_0) + (a - b_0)] = 2[(35-5) + (30-5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_s^{\text{tor}} = \frac{20,13 \times 110}{2 \times 750 \times 348} = 4,24 \text{ cm}^2$$

Alors les aciers longitudinaux :

$$\text{En travées: } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2, \text{ Sur appui: } 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\text{tor}} = 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

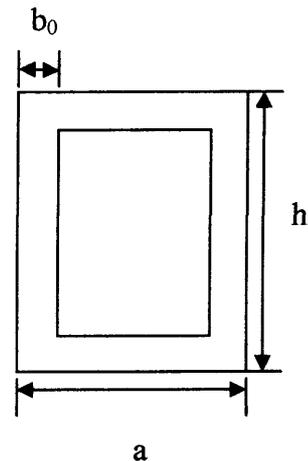


Figure III.8: Section creuse

• **Pourcentage minimal:**

D'après le BAEL91, on a: $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ Mpa}$

$$\frac{A_s^{tor}}{u} = \frac{6.16}{110} = 0.056 > 0.4 \frac{5}{400} = 0.005 \dots \dots \dots CV$$

• **Les armatures transversales:**

$$\frac{A_t f_e}{S_t \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2\Omega} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{\gamma_s M_{tor}}{f_e 2\Omega} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{20.13}{2 \times 750 \times 348} = 0.0385 \text{ cm}$$

Donc:

$$S_t \leq \min(0.9d, 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 33, 40) \text{ cm} = 29.7 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 25 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.0385 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.96 \text{ cm}^2$$

On adopte: $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

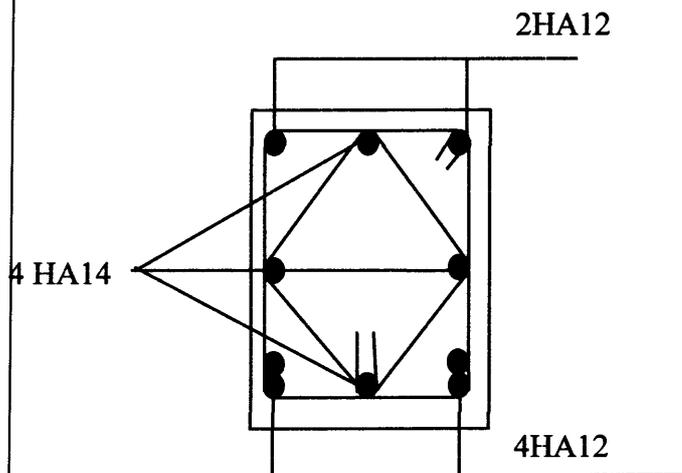


Figure III.9 : Ferrailage de la poutre palière

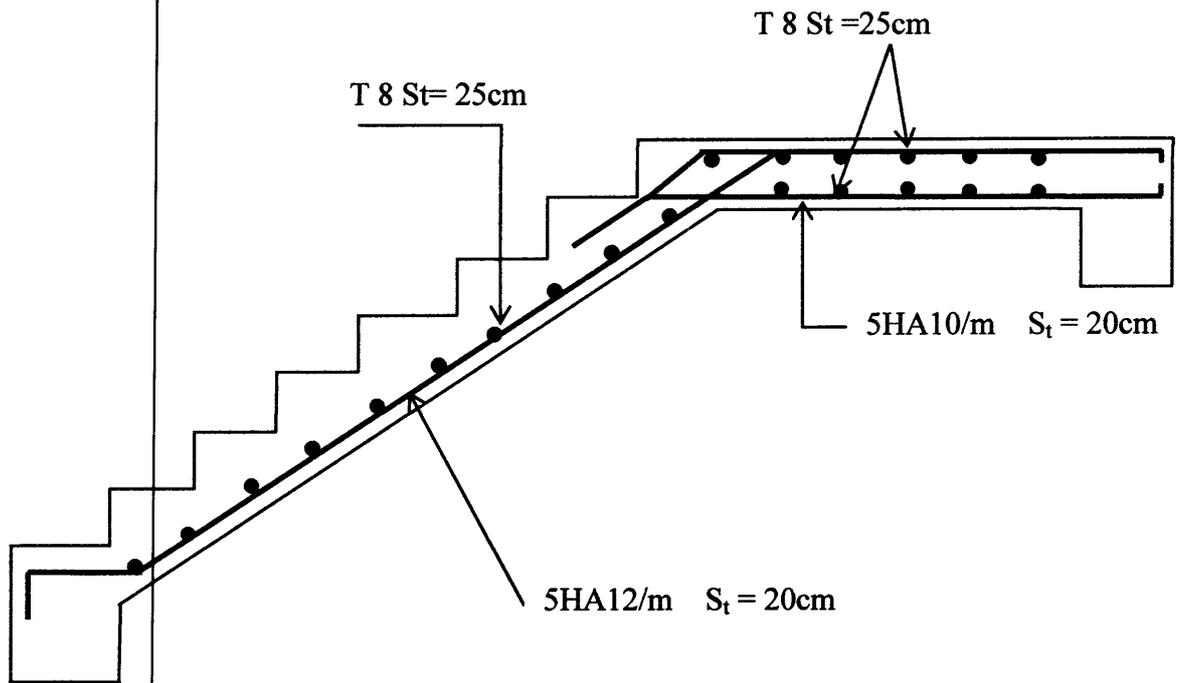


Figure III.10 : Ferrailage de l'escalier

III.3 Les planchers à corps creux :

III.3.1 Méthode de calculs :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études s'effectuent selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.3.2 Présentation théorique de la méthode forfaitaire:

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux...

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL91**, on peut appliquer «la méthode de forfaitaire» pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée si les conditions suivantes sont remplies:

1^{ère} Condition: $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$.

- Plancher Terrasse:

$$G = 5.88\text{KN/m}^2, Q = 1\text{KN/m}^2$$

$$Q = 1\text{KN/m}^2 \leq \max(11.76; 5\text{KN/m}^2) = 11.76\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Plancher étage courant:

$$G = 5.38\text{KN/m}^2, Q = 1.5\text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 \leq \max(10.76; 5\text{KN/m}^2) = 10.76\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

2^{ème} Condition: $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq 2.325/2.75 = 0.85 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.8 \leq 2.75/3.4 = 0.81 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.8 \leq 3.4/1.55 = 2.19 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.8 \leq 1.55/3.05 = 0.51 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.8 \leq 3.05/1.55 = 1.97 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$0.8 \leq 1.55/3.4 = 0.46 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.8 \leq 3.4/2.75 = 1.24 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.8 \leq 2.75/2.325 = 1.18 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

3^{ème} condition: le moment d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « I=constante ».....CV

4^{ème} condition: la fissuration est considérant non préjudiciable.

III.3.3 Application de la méthode:

Soit: $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M₀ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_t : moment maximal dans la travée considérée.

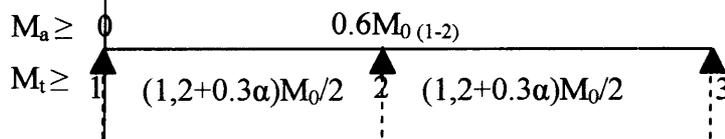
M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

D'après les règles de **BAEL 91** les valeurs de M_w ; M_e et M_t doivent vérifiés les conditions suivants :

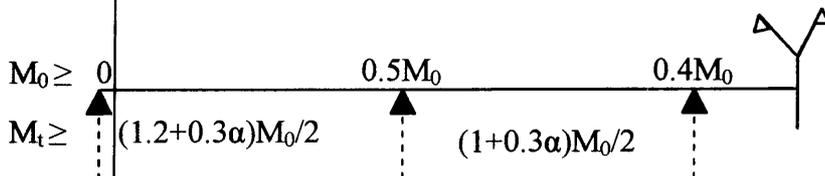
1. $M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1,05M_0]$
2. $\begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

Les valeurs minimales des moments :

❖ cas d'une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max (M_{01} ; M_{02})$

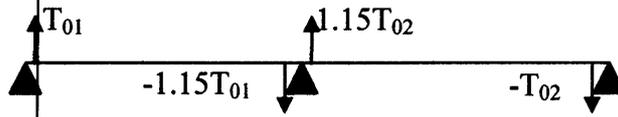


❖ cas d'une poutre à plusieurs travées :

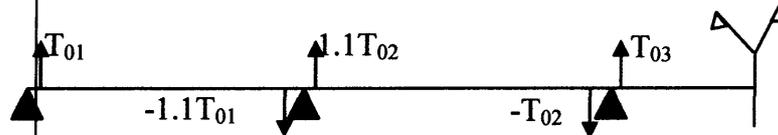


Les efforts tranchants :

❖ cas d'une poutre à deux travées :



❖ cas d'une poutre à plusieurs travées :



Combinaison des charges:

• A l'ELU :

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

• A l'ELS:

$$Q_u = [G + Q] \times 0.65$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

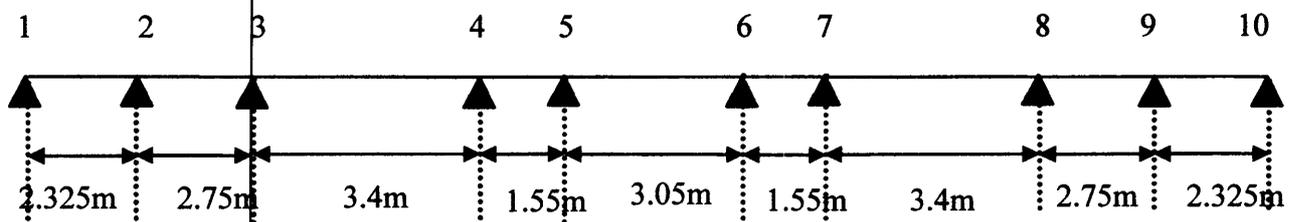
Les planchers	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU q_u (KN/ml)	ELS q_{ser} (KN/ml)
Plancher terrasse	5.88	1	6.135	4.472
Plancher étage	5.38	1.5	6.183	4.472

Tableau III.10 : Combinaison des charges

III.3.4. Plancher terrasse :

Dans ce plancher on a deux types des poutrelles :

Type(1):



❖ Calcul des moments:

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.88} = 0.145$$

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Travée de rive :

$$M_t: \max \begin{cases} M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \end{cases}$$

Travée intermédiaire :

$$M_t: \max \begin{cases} M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \end{cases}$$



Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

travée	L(m)	ELU			ELS		
		q _u (KN)	M ₀ (KN.m)	M _T (KN.m)	q _{ser} (KN)	M ₀ (KN.m)	M _T (KN.m)
1-2	2.325	6.135	4.145	2.577	4.472	3.022	1.879
2-3	2.75	6.135	5.799	3.026	4.472	4.227	2.205
3-4	3.4	6.135	8.865	5.762	4.472	6.462	4.2
4-5	1.55	6.135	1.842	0.961	4.472	1.343	0.701
5-6	3.05	6.135	7.134	4.637	4.472	5.2	3.38
6-7	1.55	6.135	1.842	0.961	4.472	1.343	0.701
7-8	3.4	6.135	8.865	5.762	4.472	6.462	4.2
8-9	2.75	6.135	5.799	3.026	4.472	4.227	2.205
9-10	2.325	6.135	4.145	2.577	4.472	3.022	1.879

Tableau III.11 : Les sollicitations en travée

Moment sur appui : $M_a = 0.15 M_0$, appui de rive.

$M_a = 0.5M_0$, appui intermediaire1

$M_a = 0.4M_0$, appui intermediaire2

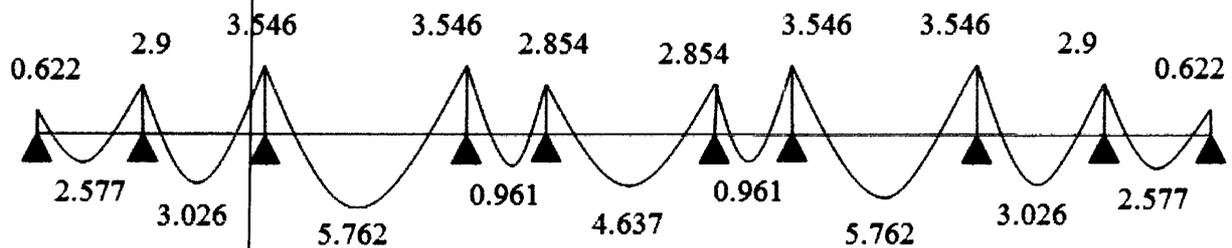
Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Appui	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ELU	0.622	2.9	3.546	3.546	2.854	2.854	3.546	3.546	2.9	0.622
ELS	0.453	2.114	2.585	2.585	2.08	2.08	2.585	2.585	2.114	0.453

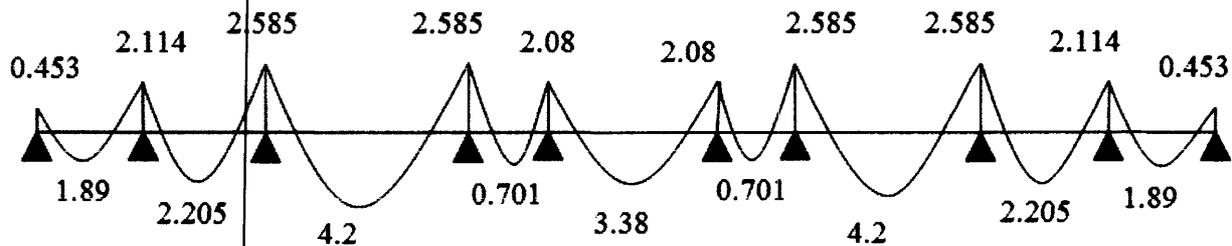
Tableau III.12 : Les sollicitations sur appui

• **Diagramme des moments M(KN.m):**

ELU :



ELS :



❖ **Calcul des efforts tranchants T(KN):**

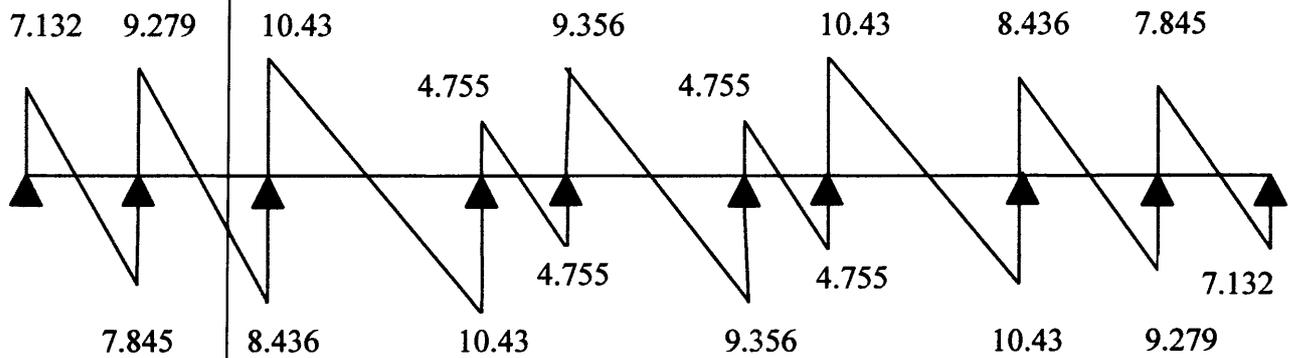
Les efforts tranchant : $T = q_u \times l/2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

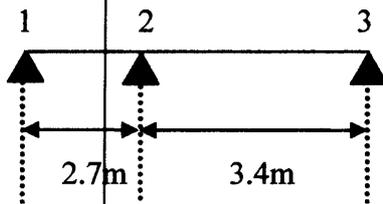
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
T_e	7.845	8.436	10.430	4.755	9.356	4.755	10.430	9.279	7.132
T_w	7.132	9.279	10.430	4.755	9.356	4.755	10.430	8.436	7.845

Tableau III.13 : Les résultats des efforts tranchants

• **Diagramme des efforts tranchants T(KN):**



Type(2):



❖ **Calcul des moments :**

➤ **En travée :**

travée	ELU				ELS		
	L(m)	q_u (KN)	M_0 (KN.m)	M_T (KN.m)	q_{ser} (KN)	M_0 (KN.m)	M_T (KN.m)
1-2	2.75	6.135	5.799	3.606	4.472	4.227	2.628
2-3	3.4	6.135	8.865	5.984	4.472	6.462	4.362

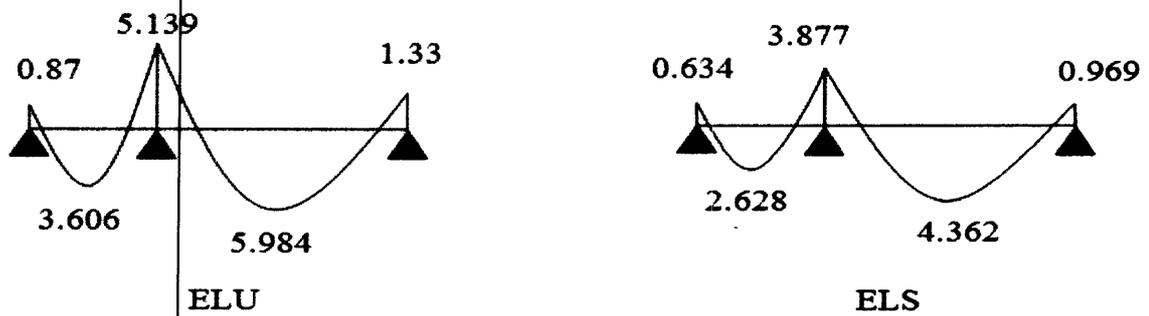
Tableau III.14 : Les résultats des sollicitations en travée

➤ Sur appui :

Appui	M_a (KN.m)	ELU	ELS
1	$0.15M_0$	0.870	0.634
2	$0.6 M_0$	5.319	3.877
3	0.15	1.33	0.969

Tableau III.15 : Les résultats des sollicitations sur appui

• Diagramme des moments:

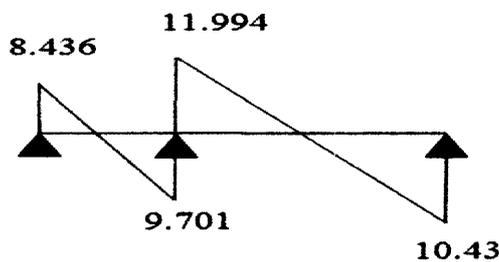


❖ Les efforts tranchants :

Travée	1-2	2-3
T_e (KN)	9.701	10.43
T_w (KN)	8.436	11.994

Tableau III.16 : Les résultats de calcul des efforts tranchants

• Diagramme des efforts tranchants :



III.3.5 Plancher étage courant :

Dans ce plancher on a deux types des poutrelles :

Type(1):

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.38} = 0.218$$

❖ Calcul des moments:

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

travée	L(m)	ELU			ELS		
		q _u (KN)	M ₀ (KN.m)	M _T (KN.m)	q _{ser} (KN)	M ₀ (KN.m)	M _T (KN.m)
1-2	2.325	6.183	4.178	2.643	4.472	3.022	1.912
2-3	2.75	6.183	5.845	3.114	4.472	4.227	2.252
3-4	3.4	6.183	8.934	5.807	4.472	6.462	4.2
4-5	1.55	6.183	1.857	0.989	4.472	1.343	0.715
5-6	3.05	6.183	7.19	4.674	4.472	5.2	3.38
6-7	1.55	6.183	1.857	0.989	4.472	1.343	0.715
7-8	3.4	6.183	8.934	5.807	4.472	6.462	4.2
8-9	2.75	6.183	5.845	3.114	4.472	4.227	2.252
9-10	2.325	6.183	4.178	2.643	4.472	3.022	1.912

Tableau III.17 : Les sollicitations en travée

Moment sur appui : $M_a = 0.15 M_0$, appui de rive

$M_a = 0.5M_0$, appui intermediaire1

$M_a = 0.4M_0$, appui intermediaire2

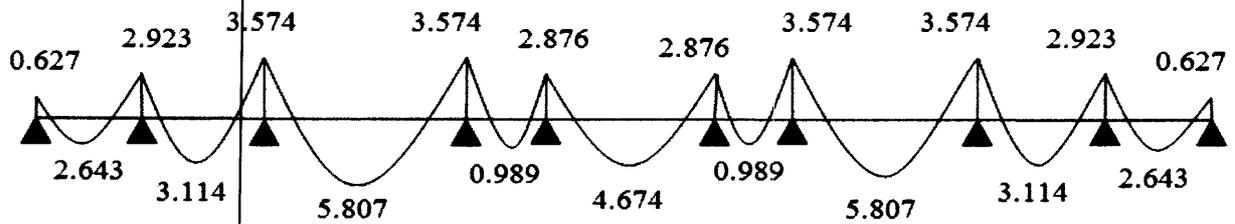
Tableau des sollicitations sur appui:

Appui	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ELU	0.627	2.923	3.574	3.574	2.876	2.876	3.574	3.574	2.923	0.627
ELS	0.453	2.114	2.585	2.585	2.08	2.08	2.585	2.585	2.114	0.453

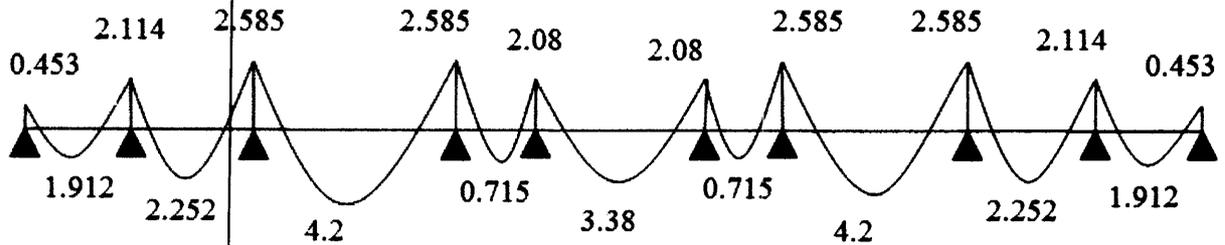
Tableau III.18 : Les sollicitations sur appui

• **Diagramme des moments:**

ELU :



ELS :



❖ **Calcul des efforts tranchants:**

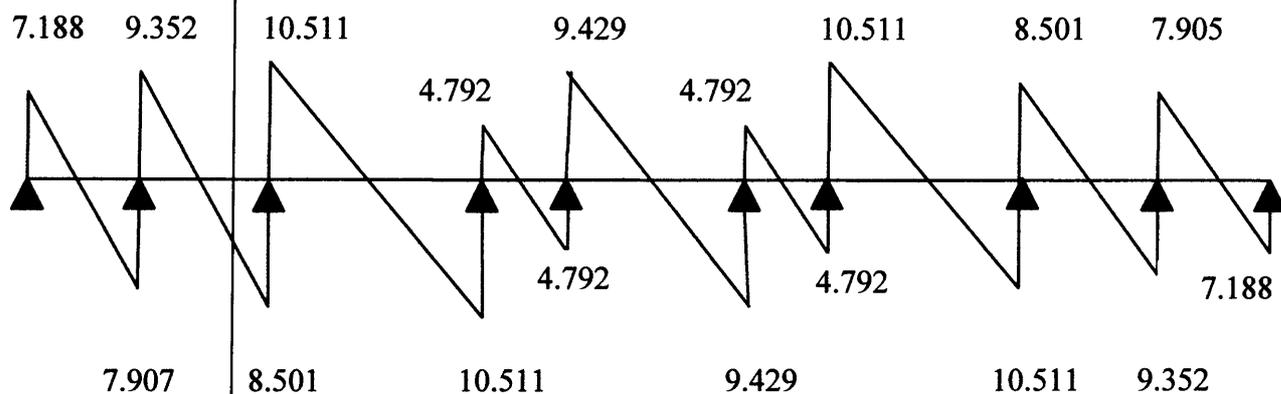
Les efforts tranchant : $T = q_u \times l/2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

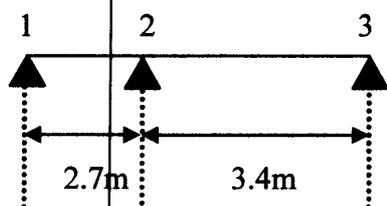
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
T_e	7.907	8.501	10.511	4.792	9.429	4.792	10.511	9.352	7.188
T_w	7.188	9.352	10.511	4.792	9.429	4.792	10.511	8.501	7.907

Tableau III.19: Les résultats des efforts tranchants

• **Diagramme des efforts tranchants:**



Type(2):



❖ **Calcul des moments :**

➤ **En travée :**

travée	L(m)	ELU			ELS		
		q_u (KN)	M_0 (KN.m)	M_T (KN.m)	q_{ser} (KN)	M_0 (KN.m)	M_T (KN.m)
1-2	2.75	6.183	5.845	3.698	4.472	4.227	2.674
2-3	3.4	6.183	8.934	6.031	4.472	6.462	4.362

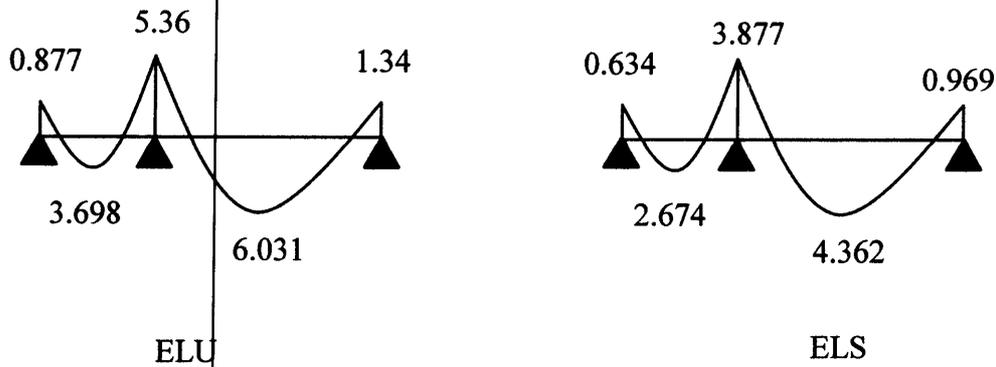
Tableau III.20: Les résultats des sollicitations en travée

➤ **Sur appui :**

Appui	M_a (KN.m)	ELU	ELS
1	$0.15M_0$	0.877	0.634
2	$0.6 M_0$	5.360	3.877
3	0.15	1.340	0.969

Tableau III.21 : Les résultats des sollicitations sur appui

• **Diagramme des moments:**

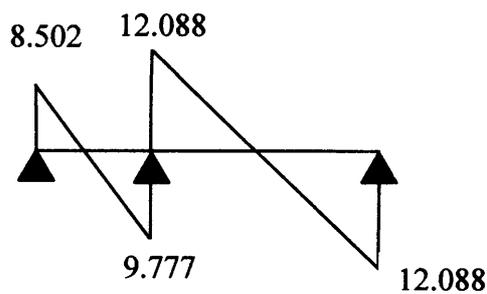


❖ **Les efforts tranchants :**

Travée	1-2	2-3
T_c (KN)	9.777	10.511
T_w (KN)	8.502	12.088

Tableau III.22 : Les résultats de calcul des efforts tranchants

• **Diagramme des efforts tranchants :**



III.3.6 Détermination des armatures:

III.3.6.1 Détermination des armatures Longitudinales

Le calcul se fait à L'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

M_{max} (travée) : $M_{t_u} = 6.031$ KN.m

M_{max} (appui de rive) : $M_{a_u} = 1,34$ KN.m

M_{max} (appui intermédiaire) : $M_{a_u} = 5.36$ KN.m

• Le moment de la table de compression :

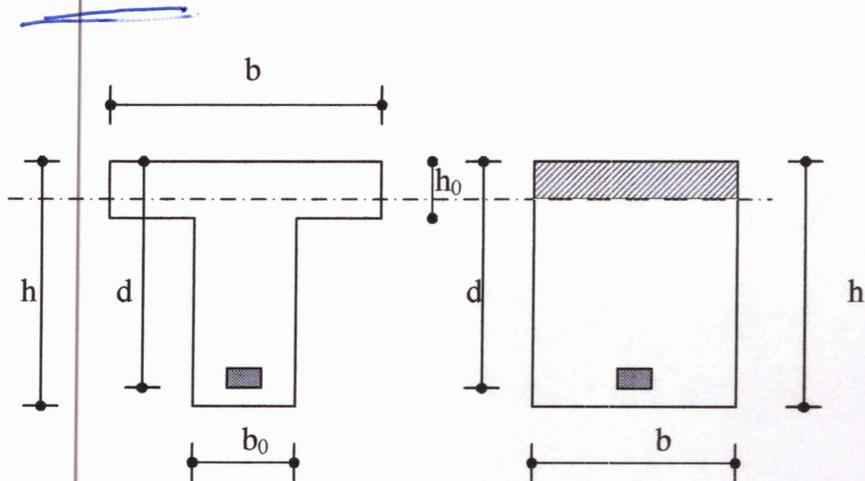
$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.18 - 0.02) \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 6.031 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$



Coupe de section en T et section Rectangulaire

Avec : $b=65 \text{ cm}$; $h=20 \text{ cm}$; $d=0.9h=18 \text{ cm}$; $h_0=4 \text{ cm}$; $b_0=10 \text{ cm}$

Sur appui :

❖ Sur appui de rive:

$$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 1.34 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{une section rectangulaire : } b \times h = (10 \times 20) \text{ cm}^2$$

❖ Sur appui intermédiaire:

$$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 5.36 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{une section rectangulaire: } b \times h = (10 \times 20) \text{ cm}^2$$

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

$$A_{S \text{ min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
travée	6.031	65	18	0.02	0.025	17.82	0.97	2HA10=1.57
appui de rive	1.34	10	18	0.029	0.037	17.734	0.22	1HA10=0.79
Appui intermédiaire	5.36	10	18	0.117	0.156	16.877	0.91	2HA10=1.57

Tableau III.23 : Résultats du calcul du ferrailage des les planchers

III.3.6.2 Détermination des armatures transversales :

$$\varphi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1 \right) = \min (200/35; 100/10 ; 10) \text{ mm} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\phi 6 \Rightarrow$ 1cadre T6

$$\Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

- Espacement admissible :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

III.3.7 Vérification :

III.3.7.1 Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_{s \min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 65 \times 18 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sur l'appui de rive :

$$A_{s \min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 10 \times 18 = 0,22 \text{ cm}^2$$

Sur l'appui intermédiaire :

$$\Rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Contrainte tangentielle du béton :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ Mpa}, \text{ fissuration non préjudiciable}$$

$$T_u = 12.088 \text{ KN}, \tau_u = \frac{12,088 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,67 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,67 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

Sur l'appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{2 \cdot 10,511 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,9 \cdot 0,18} = 1,30 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,3 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sur l'appui intermédiaire :

III.3.7.2 Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée : $\alpha = 0,025$

$$\gamma = \frac{6.031}{4.362} = 1,383, \quad \frac{1.383 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.442$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,025 < 0,442 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sur appui :

Sur appui de rive : $\alpha = 0,037$

$$\gamma = \frac{1.34}{0.969} = 1,383 ; \quad \frac{1.383 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.442$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,037 < 0,442 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sur appui intermédiaire : $\alpha = 0.156$

$$\gamma = \frac{5.36}{3.877} = 1.383, \quad \frac{1.383 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.442$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,156 < 0,442 \dots \dots \dots \text{CV}$$

• Condition de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{H}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2}{3.4} = 0.059 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{0.2}{3.4} = 0.059 > \frac{4.362}{15 \times 6.462} = 0.045 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{1.57}{65 \times 18} = 0.0013 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche est inutile.

Schéma de ferrailage :

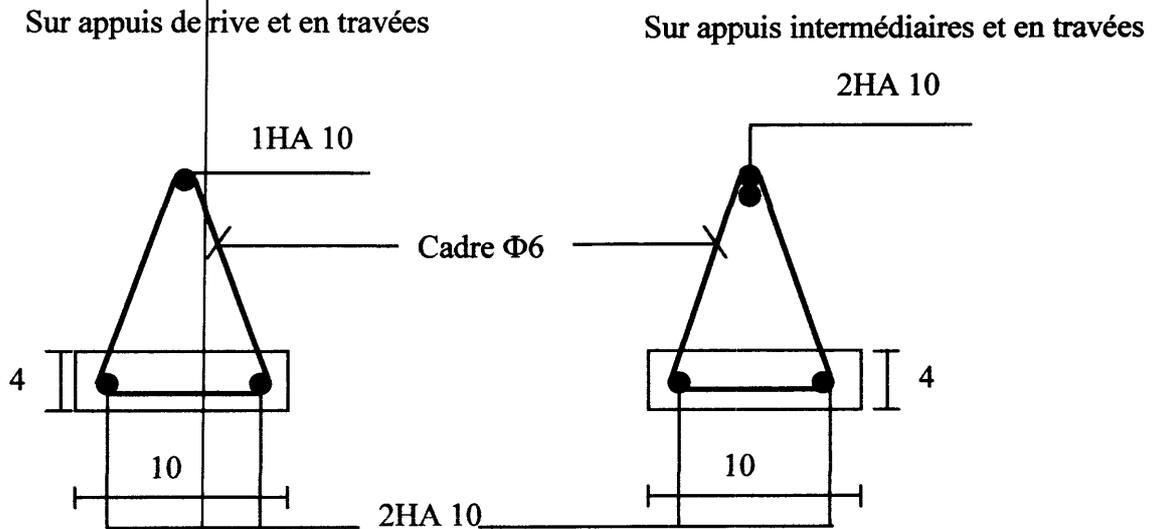


Figure III.11 : Ferrailage des poutrelles

III.3.8 Ferrailage de la dalle de compression :**➤ Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles si :

$$50 \leq L_l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_l = 4 \frac{L_l}{f_e}$$

- ✓ 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles Si :

$$L_l > 50 \text{ cm} \Rightarrow A_l = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm)

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A_2 = A_1/2$$

On a : $L_1=65$ cm

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$5\Phi \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

➤ Les armatures de répartition :

Les armatures de répartition A_2 doivent vérifiées :

$$A_2 \geq A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis soudés de diamètre $\Phi 6$ dont les dimensions des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

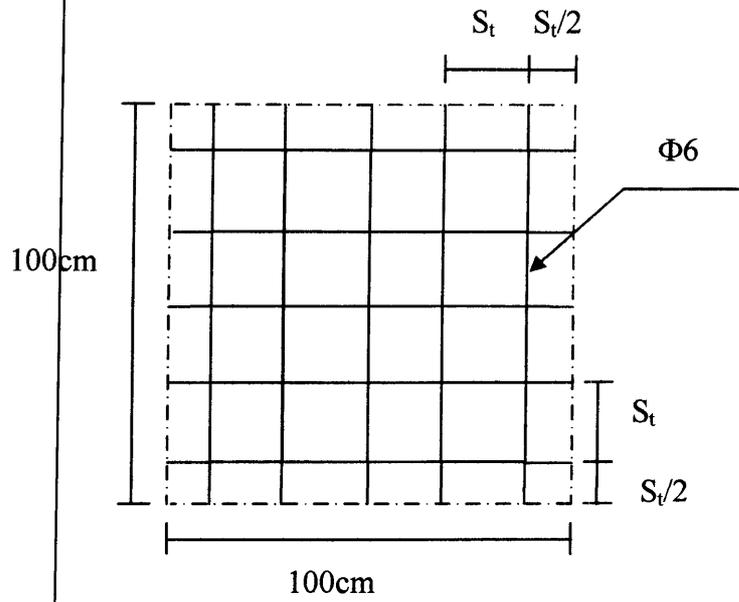


Figure III.12: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III.4 Les balcons:

III.4.1 Définition :

Les balcons sont dalles pleines qui sont supposés des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux deux autres dimensions. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut portée dans une ou deux directions.

Dans notre cas, on a des dalles pleines de type encasté sur trois cotés (balcon, séchoir, loggia), avec une épaisseur de 15 cm.

On va calculer les sollicitations du balcon le plus sollicité, et les autres balcons auront le même ferrailage que celui-ci.

Le calcul du ferrailage sera fait automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC ».

III.4.2 Evaluation des charges :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur.

La charge permanente : $G=6.31\text{KN/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q=3.5\text{KN/m}^2$

Poids du mu extérieur : $P = 7.4 \text{ KN/ml}$

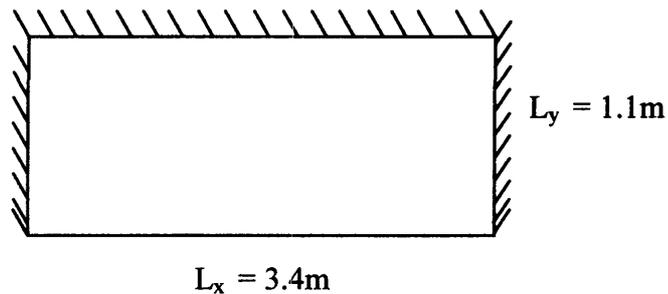


Figure III.13 : Balcon de type encasté sur trois appuis

III.4.2.1 Calcul des sollicitations :

Calcul à ELU :

n°	Type	position
1	Encasté	Ligne $y = 0$
2	Encasté	Ligne $x = 0$
3	Encasté	Ligne $x = 3.4$

Tableau III.24 : La position des liaisons

Charge:

n°	Type	Comp.	Valeur	Coeff.	Position
1	Uniforme	-Z	6.31	1.35	Dalle entière
2	Uniforme	-Z	3.5	1.5	Dalle entière
3	Ligne // X	-Z	7.4	1.35	0.1.1

Tableau III.25: Type des charges à l'ELU

Efforts :

	x (m)	y (m)	M _{xx} (KN.m)
min	0.0	1.1	-15.14
max	1.56	1.1	3.61
	x (m)	y (m)	M _{yy} (KN.m)
min	1.56	0.0	-11.24
max	0.0	0.0	0.40
	x (m)	y (m)	T _{zx} (KN/m)
min	0.00	1.1	-72.6
max	3.4	1.1	72.6
	x (m)	y (m)	T _{zy} (KN/m)
min	1.56	0.0	-25.77
max	0.0	1.1	16.09

Tableau III.26 : Les résultats des efforts à l'ELU

Calcul à ELS :

Charge:

n°	Type	Comp.	Valeur	Coeff.	Position
1	Uniforme	-Z	6.31	1	Dalle entière
2	Uniforme	-Z	3.5	1	Dalle entière
3	Ligne // X	-Z	7.4	1	0.1.1

Tableau III.27 : Type des charges à l'ELS

Efforts :

	x (m)	y (m)	M _{xx} (KN.m)
min	0.0	1.1	-11.06
max	1.56	1.1	2.63
	x (m)	y (m)	M _{yy} (KN.m)
min	1.56	0.0	-8.18
max	0.0	0.0	0.29

Tableau III.28: Les résultats des efforts à l'ELS

III.4.3 Ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m, pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}, \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}), \quad Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u \alpha}{Z \sigma_s}, \quad A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

section	Sens XX		Sens YY	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M _u (KN.m)	-15.14	3.61	-11.24	0.40
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	13	13	13	13
μ	0.0630	0.0150	0.0468	0.0016
α	0.0814	0.0189	0.0599	0.0020
Z (cm)	12.57	12.90	12.68	12.98
A _s (cm ²)	3.46	0.80	2.54	0.09
A _{s min} (cm ²)	1.56	1.56	1.56	1.56
A _{s adoptée} (cm ²)	5T10=3.93	4T8=2.01	5T8=3.14	4T8=2.01
S _t (cm)	20	25	20	25

Tableau III.29 : Résultats de calcul du ferrailage

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 f_{c2}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right); \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min(2.5 \text{ Mpa}, 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

Sens y-y : $T_u = T_{zy} = 25.77 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{25.77}{100.13} = 0.198 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$$

Sens x-x : $T_u = T_{zx} = 72.6 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{72.6}{100.13} = 0.55 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$$

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$b y^2/2 - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 47.1 y - 612.3 = 0 \Rightarrow y = 3.05 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = b y^3/3 + 15 A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 5.61 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{Ser.y} / I = \frac{6.19 \times 3.05}{5.65 \times 10^3} = 3.36 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$$

❖ **Vérification de la flèche:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{110} = 0.136 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{CV} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.003 < 0.0105 \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

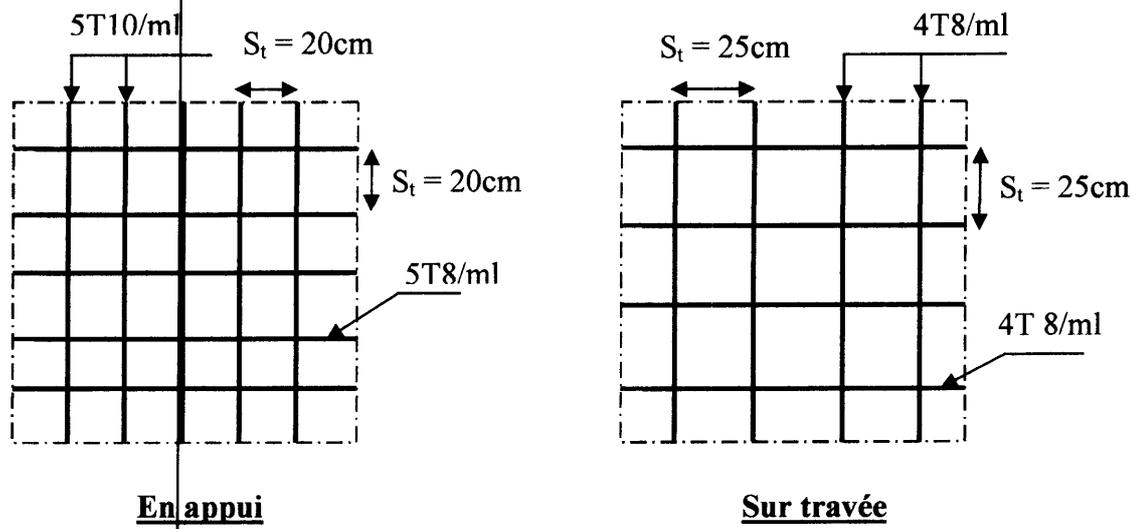


Figure III.14 : Ferrailage des balcons



Chapitre IV

*Etude dynamique et
sismique*

Chapitre IV: Etude dynamique et sismique

IV.1 Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps, Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques parait insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme

IV.2 Caractéristique dynamique :

Pour déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure on dispose plusieurs méthodes :

- Modèle en éléments finis.
- Modèle discret.

IV.2.1 Modèle en éléments finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté(DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

IV.2.1.1 Description de logiciel SAP 2000 :

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adopté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures , le SAP2000 offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des comportements de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, on offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration ...

IV.2.1.2 Étapes de la modélisation de la structure par logiciel SAP 2000 :

- ✓ Définition de la géométrie de base de la structure.
- ✓ Détermination des conditions aux appuis.

- ✓ Définition des matériaux.
- ✓ Définition des sections.
- ✓ Définition de l'élément (dalle, voile).
- ✓ Ajouter un diaphragme à chaque plancher.
- ✓ Détermination de chargement de la structure.
- ✓ Lancer l'analyse

❖ **L'analyse :**

Après la modélisation de la structure, le SAP2000 offre plusieurs possibilités d'analyse, parmi ces possibilités **l'analyse modal**.

IV.2.1.3 Structures contreventées par portiques-voiles :

Afin de la conception d'une structure. On fait la modélisation des trois variantes de notre bâtiment(**R+8, R+8 avec plusieurs voiles**).

Dans cette phase d'étude on va calculer la période de chaqu'un de ces trois variantes, les résultats obtenues sont données dans les tableaux suivants :

➤ **Etude de la 1^{ère} variante R+8 :**

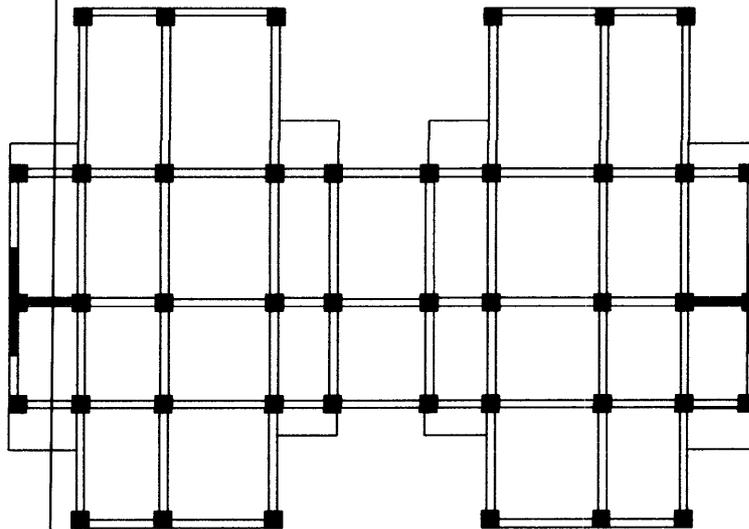


Figure IV.1: La 1^{ère} variante

❖ Résultats de l'analyse :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.908535	0.71157	9.017E-19	0.71157	9.017E-19	0.00252
2	0.827755	3.771E-18	0.73186	0.71157	0.73186	0
3	0.671684	0.00242	6.045E-18	0.71399	0.73186	0.71689
4	0.237781	0.16289	1.691E-14	0.87687	0.73186	0.00063
5	0.231302	1.551E-15	0.14349	0.87687	0.87534	4.025E-16
6	0.180281	0.00063	2.215E-14	0.87761	0.87534	0.15112
7	0.110102	0.06129	2.076E-13	0.93879	0.87534	0.00024
8	0.107586	1.448E-12	0.00113	0.93879	0.93041	1.933E-14
9	0.107586	1.626E-12	0.00113	0.93879	0.93155	1.251E-14
10	0.10356	0.00045	7.077E-15	0.93924	0.93155	0.00000127
11	0.099287	1.491E-11	0.000001083	0.93924	0.93155	3.492E-12
12	0.099287	1.491E-11	0.000001083	0.93924	0.93155	0.00000127

Tableau IV.1:Périodes et facteurs de participation modale

➤ Etude de la 2^{ème} variante R +8 avec plusieurs voiles :

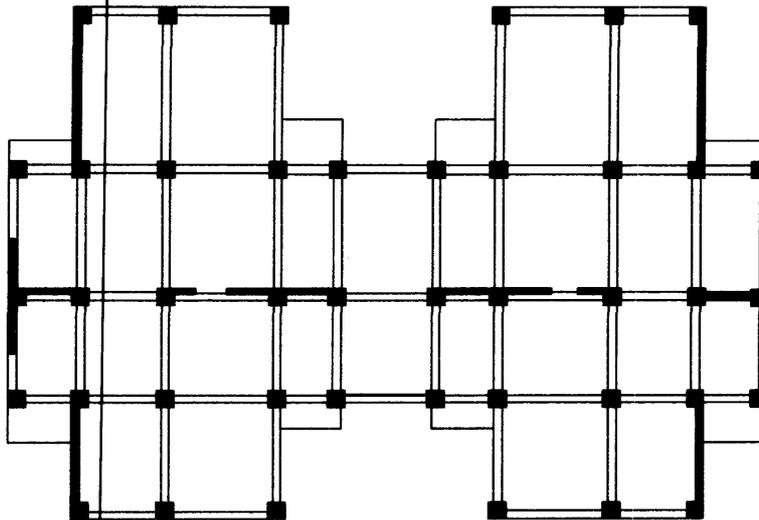


Figure IV.2: La 2^{ème} variante

❖ Résultats de l'analyse :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.586024	0.682	4.297E-17	0.682	4.3E-17	0.003942
2	0.524151	9.355E-18	0.677	0.682	0.677	4.4E-18
3	0.447061	0.003847	2.836E-17	0.685	0.677	0.675
4	0.148278	0.188	1.643E-12	0.874	0.677	0.001015
5	0.128422	2.781E-13	0.188	0.874	0.865	3.114E-14
6	0.111106	0.001094	1.471E-12	0.875	0.865	0.185
7	0.091124	9.777E-13	0.000001777	0.875	0.865	3.666E-15
8	0.090656	0.000005145	1.63E-11	0.875	0.865	3.34E-06
9	0.084836	9.011E-13	0.000006562	0.875	0.865	7.497E-13
10	0.083804	4.926E-12	0.0001302	0.875	0.865	5.892E-12
11	0.083792	0.00002146	3.345E-11	0.875	0.865	0.0001224
12	0.083524	0.00001829	8.432E-11	0.875	0.865	5.034E-05

Tableau IV.2: Périodes et facteurs de participation modale

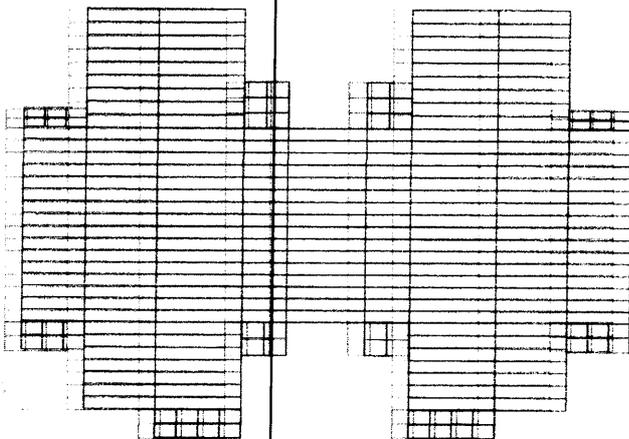


Figure IV.3: Mode 1 (translation X-X)

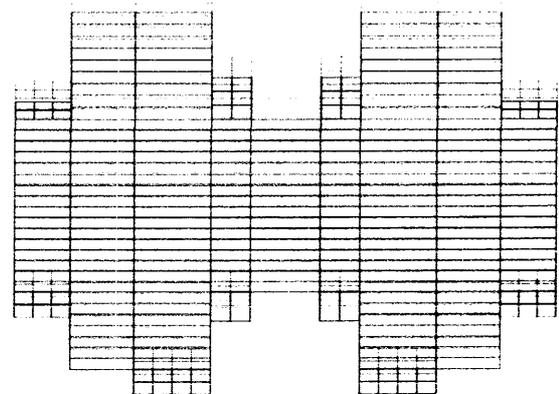


Figure IV.4: Mode 1 (translation Y-Y)

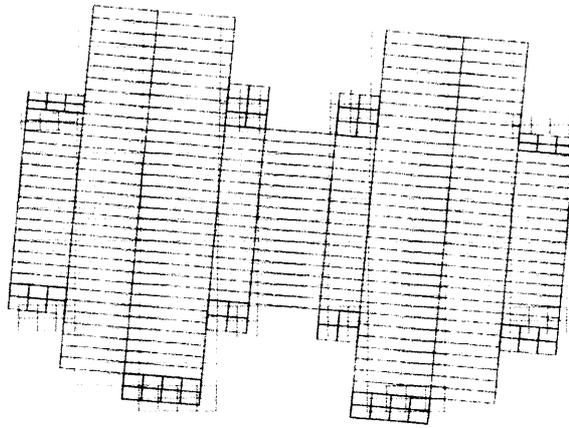


Figure IV.5: Mode 3(Torsion)

• **Constatations :**

- Le modèle présente une période fondamentale $T = 0.58 \text{ sec}$
- Le 1^{er} et le 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est de torsion.
- $K \geq 3\sqrt{N} = 9$ et $T_k \leq 0.2 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{CV}$

Ou : N est le nombre de niveaux au dessus du sol.

T_K est la période du mode k

• **Vérification de la période :**

Selon le RPA99(art4.2.4-4), Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

• **Estimation de la période fondamentale des structures :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 (RPA 99/V2003).

Dans notre cas : $C_T = 0.05$.

Etage	h _N (m)	T _e (sec)	T (sec)
R+5	18.36	0.44	0.53
R+8	27.54	0.6	0.89
R+8 (avec plusieurs voiles)	27.54	0.6	0.58

Tableau IV.4: les périodes calculés par le RPA et le logiciel SAP

- ✓ T= 0.53 < 1.3.T_e = 0.57.....CV
- ✓ T= 0.89 > 1.3.T_e = 0.78.....CNV
- ✓ T= 0.58 < 1.3.T_e = 0.78.....CV

IV.2.2 Modèle discret :

IV.2.2.1 Modélisation :

- La structure est considérée comme une console encastree à la base et les masses sont considérées concentrées à chaque niveau de la structure.
- Chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté correspondant au déplacement horizontal (x_k).
- Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans.

A. Détermination de la matrice masse [M] :

[M] : Matrice diagonale d'ordre 9×9.

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_7 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_9 \end{bmatrix}$$

B. Détermination de la matrice de rigidité [K] :

$[K]_{\text{Structure}} = \sum [K^*]_{\text{élément}}$

$[K^*]_{\text{élément}}$: matrice de rigidité obtenue après la condensation statique de $[K]_{\text{élément}}$

$[K]_{\text{élément}}$: matrice de rigidité de l'élément **Wide-frame avec bras rigide**

$[K]_{\text{élément}}$ peuvent être :

- matrice de rigidité du voile plein ($[K]_v$)
- matrice de rigidité du voile avec file d'ouverture (**avec bras rigide**)
- matrice de rigidité d'un portique ($[K]_p$)

$$[K]_{\text{Structure}} = [K^*]_{\text{Voiles}} + [K^*]_{\text{portiques}}$$

Avec : $[K^*]_{\text{Voiles}} = \sum [K^*]_{vi}$ $[K^*]_{\text{portiques}} = \sum [K^*]_{pi}$

❖ **Wide-frame analogie :**

➤ **Elément Wide-frame avec bras rigides :**

On remplace la structure réelle par un système d'éléments verticaux identiques à son contreventement, liés entre eux par des poutres de rigidité évaluée au niveau de l'axe des refends.

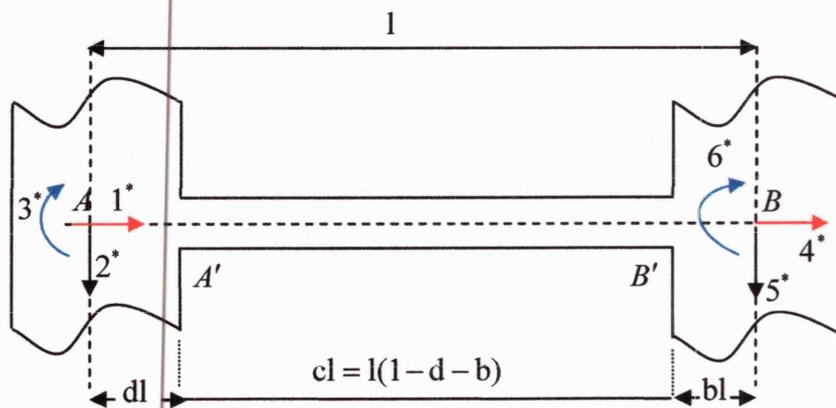
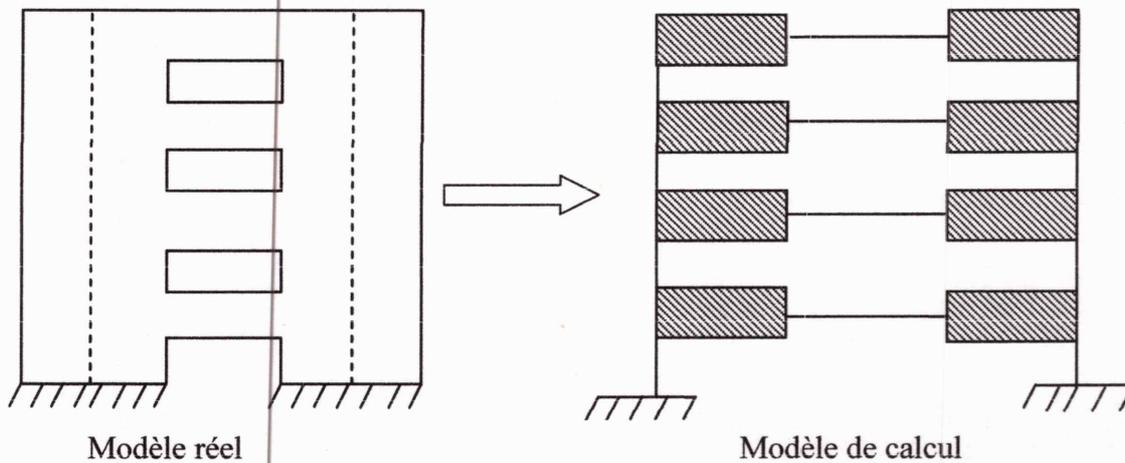


Figure IV.6: Poutre reliant deux refends

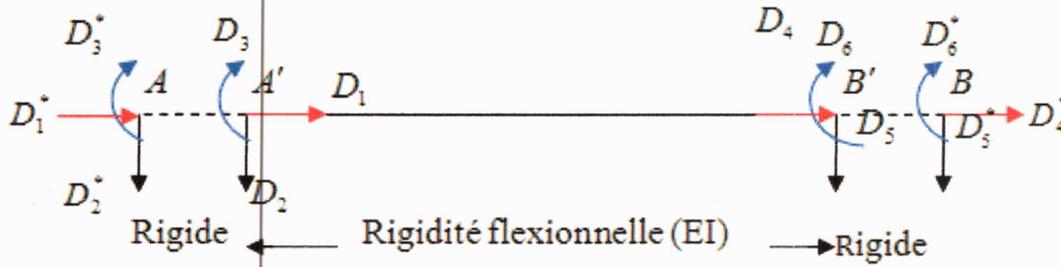


Figure IV.7 : Système des coordonnées

On suppose que la poutre AB possède deux parties rigide AA' et BB' de longueur respectives **dl** et **bl**

Avec :

b et **d** sont des fractions de la longueur totale de la poutre, et **c = 1 - b - d**

Les vecteurs des déplacements D^* en A et B, D en A' et B' sont exprimés par la relation suivante : $\{D\} = [H] \{D^*\}$

Avec : $[H] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & dl & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -bl \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$

[H] : Matrice de passage.

En tenant compte des déformations de cisaillement, la matrice de rigidité [K] relative aux déplacements {D} est donnée par la matrice suivante :

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{cl} & 0 & 0 & -\frac{EA}{cl} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{(1+\alpha)c^3l^3} & \frac{6EI}{(1+\alpha)c^2l^2} & 0 & \frac{12EI}{(1+\alpha)c^3l^3} & \frac{6EI}{(1+\alpha)c^2l^2} \\ 0 & \frac{6EI}{(1+\alpha)c^2l^2} & \frac{(4+\alpha)EI}{(1+\alpha)cl} & 0 & -\frac{6EI}{(1+\alpha)c^2l^2} & \frac{(2-\alpha)EI}{(1+\alpha)cl} \\ -\frac{EA}{cl} & 0 & 0 & \frac{EA}{cl} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{(1+\alpha)c^3l^3} & -\frac{6EI}{(1+\alpha)c^2l^2} & 0 & \frac{12EI}{(1+\alpha)c^3l^3} & -\frac{6EI}{(1+\alpha)c^2l^2} \\ 0 & \frac{6EI}{(1+\alpha)c^2l^2} & \frac{(2-\alpha)EI}{(1+\alpha)cl} & 0 & -\frac{6EI}{(1+\alpha)c^2l^2} & \frac{(4+\alpha)EI}{(1+\alpha)cl} \end{bmatrix} \quad (I.1)$$

L'objectif de la méthode de condensation statique est donc d'éliminer (de condenser) certains ddl (non sollicités) afin de réduire la taille du problème. Seuls les (ddl) non sollicités par des forces ou moments peuvent être éliminés. Le principe de la méthode consiste à réarranger les matrices [k] en commençant par les ddl notés (A) qu'on veut garder ensuite les ddl notés (B) qu'on veut éliminer.

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{aa} & k_{ab} \\ k_{ba} & k_{bb} \end{bmatrix} \quad \{d\} = \begin{bmatrix} d_a \\ d_b \end{bmatrix} \quad \{F\} = \begin{bmatrix} F_a \\ F_b \end{bmatrix}$$

Ce réarrangement nous permet de passer du système à un autre système

$$[K] \{d\} = \{f\} \text{ système à } n = (n_a + n_b) \text{ ddl} \Rightarrow [K^*] \{d_A\} = \{F_A\} \text{ à } n_a \text{ ddl}$$

Avec : $[K^*] = [K_{AA}] - [K_{AB}] [K_{BB}]^{-1} [K_{BA}]$

{d} vecteur déplacements des degrés de liberté désirés.

Dans ce qui suit, la matrice de réduite [K] sera utilisée pour les calculs.

❖ **Schéma de condensation :**

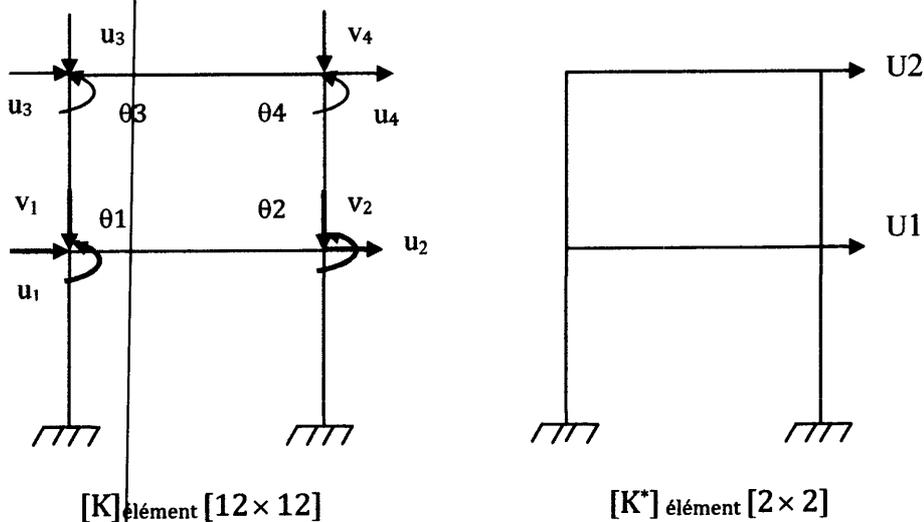


Figure IV.8 : Schéma de condensation

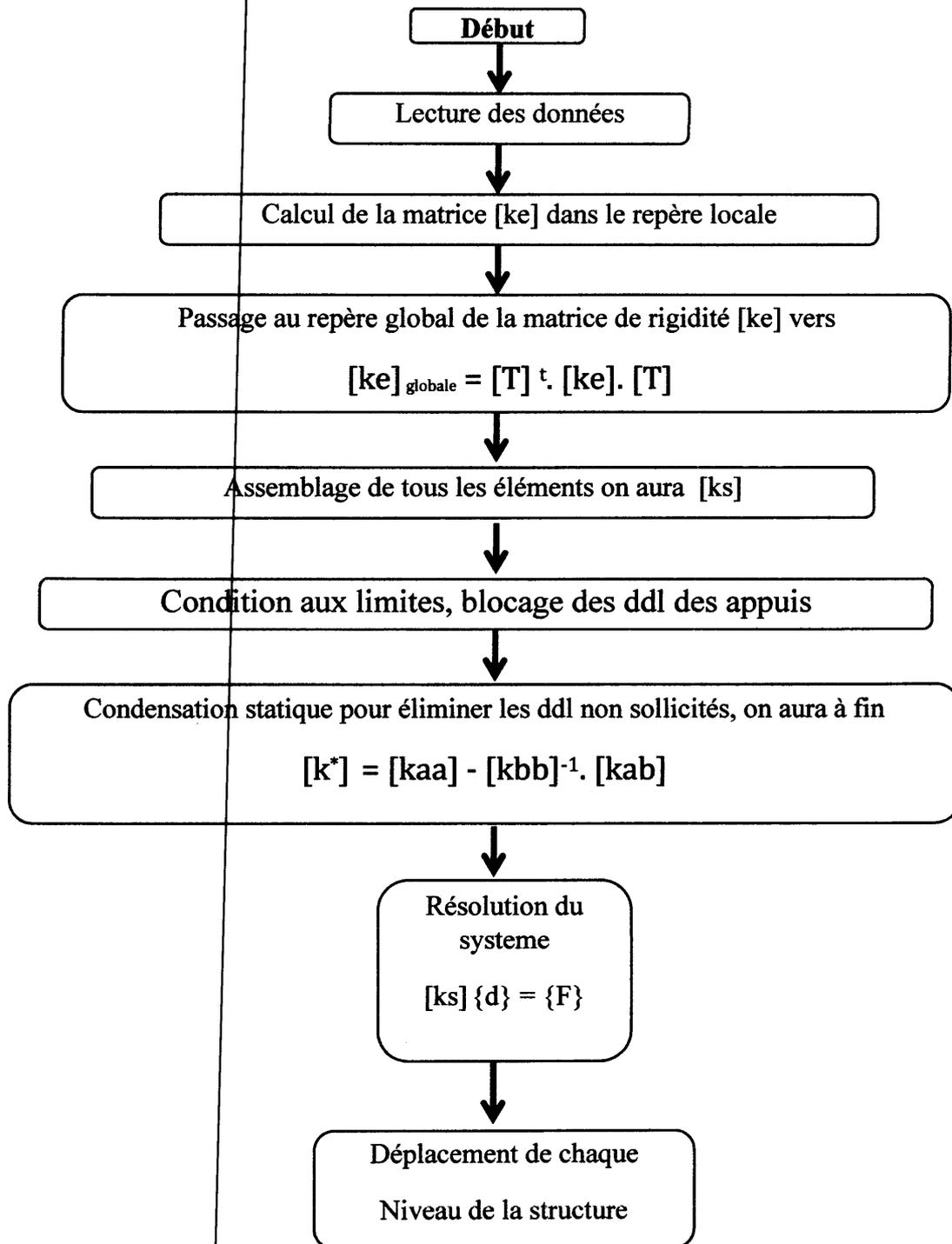
$$[K]_{\text{élément}} \Rightarrow \text{condensation statique} \Rightarrow [K^*]_{\text{élément}}$$

Pour la détermination de $[K]_{\text{élément}}$ et $[K^*]_{\text{élément}}$ nous avons développé un programme en fortran (V6.5).

- programme **Wide-frame** : pour déterminer $[K]_{\text{élément}}$
- Programme **condensation** : pour déterminer $[K^*]_{\text{élément}}$

$$[K] \text{ (I-2)} \xrightarrow{\text{Assemblage}} [K]_{\text{élément}} \xrightarrow{\text{condensation}} [K^*]_{\text{élément}}$$

❖ Organigramme du programme de condensation:



IV.2.2.2 Résultats du programme de condensation :

❖ **Matrice de rigidité [K](KN/m):**

- **Sens X-X :**

Matrice de rigidité des portiques :

2513331.698	-1471399.85	418271.992	-80152.492	15738.688	-3048.564	735.39	-454.516	1160.322
-1471399.85	2125268.788	-1397117.46	403798.668	-77315.916	15128.894	-2864.9	245.178	1089.224
418271.992	-1397117.46	2110796.272	-1394284.224	403207.248	-77228.498	15154.298	-3250.154	1667.646
-80152.492	403798.668	-1394284.224	2110200.518	-1394178.65	403131.386	-77075.678	14289.426	-833.238
15738.688	-77315.916	403207.248	-1394178.65	2110148.608	-1394127.82	402844.348	-75835.658	12452.834
-3048.564	15128.894	-77228.498	403131.386	-1394127.82	2109724.322	-1392293.756	393516.794	-55428.316
735.39	-2864.9	15154.298	-77075.678	402844.348	-1392293.756	2101213.458	-1349140.634	301495.732
-454.516	245.178	-3250.154	14289.426	-75835.658	393516.794	-1349140.634	1877127.608	-856359.282
1160.322	1089.224	1667.646	-833.238	12452.834	-55428.316	301495.732	-856359.282	594193.958

Matrice de rigidité des voiles :

28379168.658	-16418876.158	4423551.376	-212822.352	35169.898	-253.148	362.592	17.736	6.088
-16418876.158	24025241.464	-16206595.572	4389097.094	-212533.734	34816874	-270.882	353.026	28.608
4423551.376	-16206595.572	23990787.182	-16206306.952	4388744.07	-212551.47	34807.306	-288.618	404.152
-212822.352	4389097.094	-16206306.952	23990434.156	-16206324.688	4388734.502	-212569.206	34454.282	491.078
35169.898	-212533.734	4388744.07	-16206324.688	23990424.588	-16206342.424	4388381476	-212280.586	35032.286
-253.148	34816874	-212551.47	4388734.502	-16206342.424	23990071.564	-16206053.806	4353927.194	-142707.096
362.592	-270.882	34807.306	-212569.206	4388381.476	-16206053.806	23955617.282	-15993773.22	4033480.72
17.736	353.026	-288.618	34454.282	-212280.586	4353927.194	-15993773.22	19601690.088	-7784104.684
6.088	28.608	404.152	491.078	35032.286	-142707.096	4033480.72	-7784104.684	3857368.198

Rigidité globale (Sens X-X) :

30892500.356									
-17890276.008	26150510.252								
4841823.368	-17603713.032	26101583.454							
-292974.844	4792895.762	-17600591.176	26100634.674						
50908.586	-289849.65	4791951.318	-17600503.338	26100573.196					
-3301.712	49945.768	-289779.96799	4791865.88799	-17600470.244	26099795.886				
1097.982	-3135.782	49961.604	-289644.884	4791225.824	-17598347.562	26056830.74			
-436.78	598.204	-3538.772	48743.708	-288116.244	4747443.988	-17342913.854	21478817.696		
1166.41	1117.832	2071.798	-342.16	47485.12	-198135.412	4334976.452	-8640463.966	4451562.156	

Symétrique



• **Sens Y-Y :**

Matrice de rigidité des portiques :

1995894.44	-1197359.558	380270.758	-9965.776	17103.818	-3747.206	1193.846	-1937.124	4687.73	
-1197359.558	1669866.616	-1123752.99	360306.034	-76295.804	16396.616	-4223.214	3990.236	-8634.456	
380270.758	-1.12375299	1635625.362	-1116350.056	360381.244	-76318.126	16635.784	-5163.392	5226.692	
-79965.776	360306.034	-1116350.056	1639437.762	-1117732.618	360633.36	-76177.53	15625.228	-2105.686	
17103.818	-76295.804	360381.244	-1117732.618	1639917.416	-1117743.05	360181.864	-74010.524	11706968	
-3747.206	16396.616	-76318.126	360633.36	-1117743.05	1639425.82	-1115423.992	349475.396	-53458.666	
1193.846	-4223.214	16635.784	-76177.53	360181.864	-1115423.992	1628915.326	-1066631.078	255680.782	
-1937.124	3990.236	-5163.392	15625.228	-74010.524	349475.396	-1066631.078	1400405.27	-62172387	
4687.73	-8634.456	5226.692	-2105.686	11706.968	-53458.666	255680.782	-621723.87	408443.19	

Matrice de rigidité des voiles :

46737777.61	-26860142.634	6961967.766	-155205.828	222949.68	-923.781	921.38	-4.456	0.358	
-26860142.634	39820216.29	-26706775.458	6939856.285	-154290.6	22203.614	-91932.5999	91.349	-3.708	
6961967.766	-26706775.458	39798104.812	-26705860.59	6939764.934	-154286.5	222028320	-914.868	83.578	
-155205.828	6939856.285	-26705860.59	39798013.458	-26705856.134	6939764.15	-154282.044	22111.48	-744.002	
22294.968	-154290.96	6939764.934	-26705856.134	39798012.676	-26705851.676	6939672.798	-153367.178	20539.894	
-923.781	22203.614	-154286.5	6939764.15	-2670585.1676	39797921.324	-2.6704936808	6917561.318	-111543.384	
92.138	-919.325	22202.832	-154282.044	6.939672.798	-26704936.808	39775809.846	-26551569.632	6673934.658	
-44560	91.349	-914.868	22111.480	-153367.178	6917561.318	-26551569.632	32858248.526	-13092156.934	
0.358	-3.708	83.578	-744.002	20539.894	-111543.384	6673934.658	-13092156.934	6509889.562	

Rigidité globale (Sens Y-Y) :

49192948.722									
-28333011.594	41868309.874								
7431327.302	-28088496.526	41808133.788							
-254478.04	7385427.6099	-28079339.534	41811668.16599						
43614.816	-249053.508	7385225.442	-28080674.51	41812131.328					
-5598.486	42627.698	-249030.66	7385457.954	-28080649.8	41811408.304				
1499.962	-6017.326	42859.516	-248843.188	7384790.178	-28076806.828	41776107.614			
-2024.604	4231.27	-6968.744	41573.116	-245209.522	7349219.282	-27862458.332	34574101.01		
4804.554	-8557.792	5555.026	-3343.574	35136.562	-177674.34	6989063.834	-13852423.782	7007209.082	

Symétrique

Matrice de masse:

$$M(KN) = \begin{bmatrix} 5245.9 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 5245.9 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 5172.51 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 5101.39 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 5101.39 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 5035.72 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4972.09 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4948.33 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3953.75 \end{bmatrix}$$

IV.2.3 Simulation numérique sous l'effet d'un séisme réel :

IV.2.3.1 Introduction :

Un séisme est un tremblement de terre: C'est un mouvement bref du sol (quelques secondes à quelques minutes) dû à l'arrivée d'ondes élastiques (ondes sismiques) transmises dans le globe à partir d'un point appelé foyer ou source ou hypocentre. L'hypocentre se trouve toujours dans la lithosphère . On distingue les séismes peu profonds (entre 0 et 60 km de profondeur) les plus fréquents, les séismes intermédiaires (entre 60km et 300km de profondeur) et les séismes profonds (entre 300km et 700km de profondeur). L'épicentre est le point de la surface du globe à la verticale du foyer. On distingue les séismes naturels attribuables à l'activité de la terre et les séismes d'origine humaine comme ceux provoqués par l'explosion d'une bombe. Plus d'un million de séismes se produisent chaque année sur terre.

IV.2.3.2 Ondes sismiques :

Lors d'un séisme les vibrations dues au mouvement du sol sont appelées ondes sismiques. Les instruments qui enregistrent ces ondes sismiques sont appelés des sismographes. Un sismographe enregistre les mouvements du sol. Il comprend une feuille de papier associée à un support solidaire du sol et un stylo suspendu par un ressort et au contact avec le papier. Le stylo dessine les vibrations sur le papier qui vibre quand le sol vibre (le stylo restant immobile au dessus du papier).

L'enregistrement obtenu est appelé un sismogramme. L'analyse des sismogrammes renseigne les géophysiciens sur la magnitude du séisme et les coordonnées de son foyer.

❖ Un séisme crée différents types d'ondes:

- Des ondes de compression qui compriment les roches du sol qu'elles traversent (ondes P ou ondes primaires). Ces ondes se propagent dans tous les milieux et elles sont les premières à s'inscrire sur les sismographes car elles sont les plus rapides.
- Des ondes transversales qui secouent les roches perpendiculairement au déplacement de l'onde à la manière d'un tamis (ondes S ou ondes secondaires car elles arrivent après les ondes P). Ces ondes de cisaillement ne se propagent pas dans les liquides.
- Des ondes de surface qui font rouler la surface du sol comme un vague sur l'océan. Elles arrivent en dernier mais sont les plus dangereuses

IV.2.3.3 Causes d'un séisme :

La plupart des séismes sont liés au mouvement des plaques lithosphériques et se produisent au niveau de leur frontière. Dans ce cas les séismes sont localisés le long d'une faille. Les couches de roche s'appuient les unes contre les autres pendant des années sans bouger. Lorsque la pression accumulée devient trop forte les couches en contact glissent brusquement en faisant vibrer le sol autour du foyer. Des ondes sismiques sont créées qui se propagent en toute direction. Lorsque ces ondes arrivent en surface elles occasionnent des dégâts.

Des séismes peuvent également être provoqués par un déplacement de magma dans une chambre magmatique ou dans un conduit reliant la chambre à la surface (séisme volcanique). D'autres peuvent être provoqués par un effondrement de cavité dans le sous sol (séisme d'effondrement). Des explosions et vibrations de toutes natures provoquées par l'homme produisent également des séismes.

IV.2.3.4 Approche de calcul :

Le calcul de la réponse dynamique des structures soumises à des sollicitation dynamiques, dans le cas des forces directement appliquées ou dans le cas des mouvements d'appuis, se fait à l'aide des trois approches suivantes :

1-Méthode de superposition modale :

Cette méthode donne la réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté soumis à une sollicitation harmonique, périodique ou quelconque par la superposition de toutes les réponses modales. Ces dernières sont obtenues après avoir découplé le système d'équations différentielles d'équilibre en utilisant la propriété d'orthogonalité. Elle n'est valable que dans le cas d'un comportement linéaire car elle utilise le principe de superposition, et ne peut être utilisée que pour un amortissement du type RAYLEIGH.

2. Méthode spectrale :

Nécessite le calcul des modes de vibration qui seront utilisées pour estimer les réponses maximales pour chaque mode en utilisant un spectre de réponse. Par conséquent elle est très limitée car elle ne donne que les maximums, et pas l'histoire complète de la réponse.

3. Méthodes d'intégration directe :

Elle traite les cas où la force est quelconque comme, le séisme, le vent, une explosion, elle est valable dans le cas d'un comportement non linéaire ou linéaire et pour une matrice d'amortissement quelconque, en plus cette approche ne nécessite pas de calcul des modes de vibration.

En réalité en cas de séisme sévère on ne peut supposer un comportement linéaire des matériaux constituant la structure, pour cela des méthodes numériques dites : d'intégration directe pas à pas sont développées pour des analyses dynamiques non linéaire telle que :

- Méthodes d'accélération moyenne
- Méthodes des différences centrales
- Méthode de Wilson
- Méthode de Newmark

Ces méthodes transforment le système d'équations différentielles en un système d'équation linéaire qui sera résolu à des pas de temps différents, d'où la simplicité des méthodes

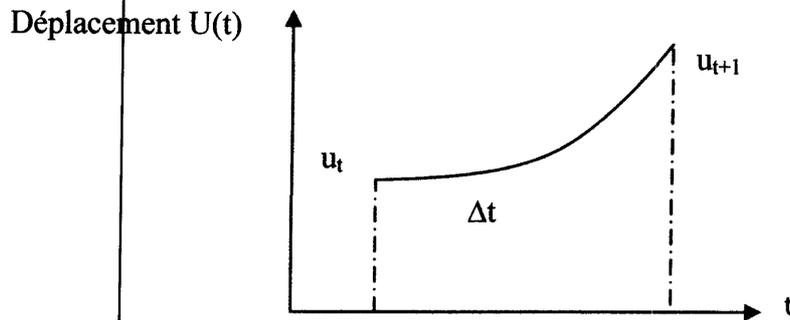


Figure IV.10: Variation quadratique du vecteur déplacement en fonction de temps

L'objectif de cette méthode est la résolution du système d'équation différentielle du mouvement :

$$M\ddot{\mathbf{U}}_t + C\dot{\mathbf{U}}_t + K\mathbf{U}_t = \mathbf{F}_t \quad (\text{I})$$

Avec : $[M]$: Matrice de masse de la structure .

$[C]$: Matrice d'amortissement de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\{\mathbf{F}_t\}$: Vecteur de force sismique à l'instant t .

$\{\mathbf{U}_t\}$: Vecteur du déplacement à l'instant t .

$\{\dot{\mathbf{U}}_t\}$: Vecteur de vitesse à l'instant t .

$\{\ddot{\mathbf{U}}_t\}$: Vecteur d'accélération à l'instant t .

De manière directe qui basée sur les relations suivantes :

L'équation d'équilibre à l'instant $t + \Delta t$:

$$M\ddot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t} + C\dot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t} + K\mathbf{U}_{t+\Delta t} = \mathbf{F}_{t+\Delta t} \quad (\text{I.1})$$

Si on effectue la différence entre les équations d'équilibres définis pour les instants t et $t + \Delta t$,

On trouve l'équation incrémentale de l'équilibre :

$$M \cdot \Delta\ddot{\mathbf{U}}_t + C \cdot \Delta\dot{\mathbf{U}}_t + K\Delta\mathbf{U}_t = \Delta\mathbf{F}_t \quad (\text{I.2})$$

La matrice M reste constante dans le temps

$$\begin{cases} \dot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{U}}_t + \frac{1}{2}(\ddot{\mathbf{U}}_t + \ddot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t}) (\Delta t) \\ \mathbf{U}_{t+\Delta t} = \mathbf{U}_t + \dot{\mathbf{U}}_t \Delta t + \frac{1}{4}(\ddot{\mathbf{U}}_t + \ddot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t}) (\Delta t)^2 \end{cases} \quad (\text{I.3})$$

$$\begin{cases} \Delta \dot{U}_t = \ddot{U}_t \Delta t + \frac{1}{2} \Delta \ddot{U}_t (\Delta t) \\ \Delta U_t = \dot{U}_t \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{U}_t (\Delta t)^2 + \frac{1}{4} \Delta \ddot{U}_t (\Delta t)^2 \end{cases} \quad (\text{I.4})$$

$$\begin{cases} \Delta \dot{U}_t = 2 \frac{\Delta U_t}{\Delta t} - 2 \dot{U}_t \\ \Delta \ddot{U}_t = 4 \frac{\Delta U_t}{(\Delta t)^2} - 4 \frac{\dot{U}_t}{\Delta t} - 2 \ddot{U}_t \end{cases} \quad (\text{I.5})$$

On remplace $\Delta \dot{U}_t$ et $\Delta \ddot{U}_t$ par leur expression (I.5) dans l'équation incrémentale (I.2) :

$$\left(4 \frac{M}{(\Delta t)^2} + 2 \frac{C}{\Delta t} + K \right) \Delta U_t = \Delta F_t + \left(4 \frac{M}{\Delta t} + 2C \right) \dot{U}_t + 2M \ddot{U}_t$$

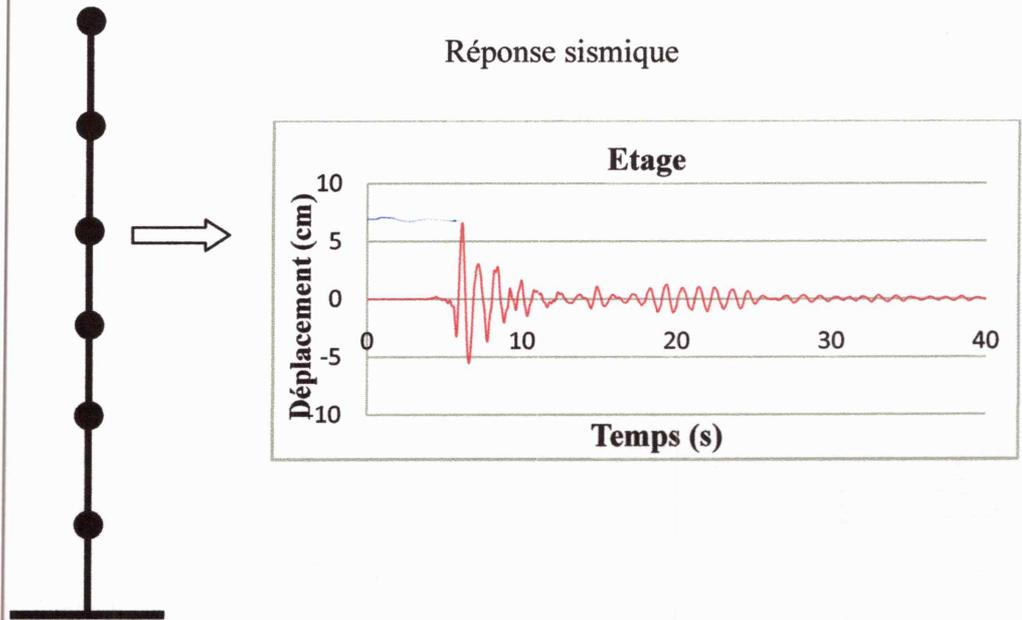
On a :

$$\begin{cases} \hat{K}_t = 4 \frac{M}{(\Delta t)^2} + 2 \frac{C}{\Delta t} + K \\ \Delta \hat{F}_t = \Delta F_t + \left(4 \frac{M}{\Delta t} + 2C \right) \dot{U}_t + 2M \ddot{U}_t \end{cases} \quad (\text{I.6})$$

$$\begin{cases} \hat{K}_t \Delta U_t = \Delta \hat{F}_t \\ \Delta U_t = (\hat{K}_t)^{-1} \Delta \hat{F}_t \end{cases} \quad (\text{I.7})$$

Les équations (I.7) permettent d'obtenir le vecteur incrément de déplacement généralisé ΔU de la structure.

❖ L'accélérogramme enregistré :



Accélérogramme de Boumerdes (21 mai 2003 station de Kadara, composante E-W) :

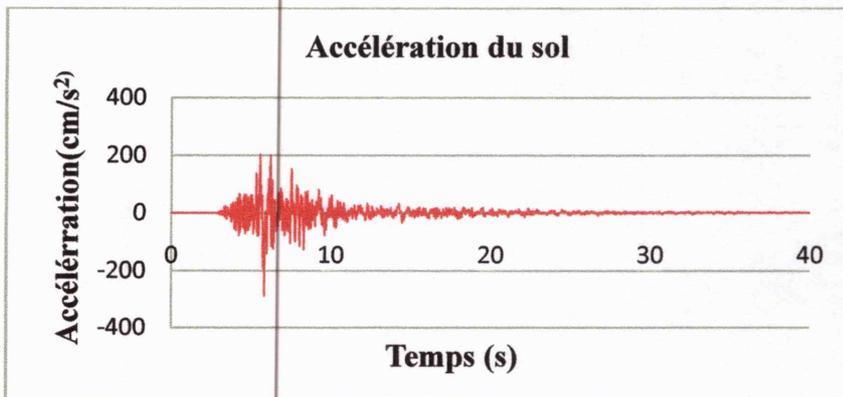


Figure IV.11 : La réponse sismique sous l'effet d'un seisme réel.

3.3 Résultats :

Les résultats ci-dessous représentent les valeurs de déplacement maximal de chaque niveau du bâtiment.

Etage	Sens longitudinale X-X		Sens transversal Y-Y	
	Dépt (cm)	Temps(s)	Dépt (cm)	Temps(s)
RDC	0.184	6.09	0.194	6.11
1	0.636	6.09	0.663	6.11
2	1.27	6.095	1.29	6.11
3	2.02	6.105	2.03	6.105
4	2.85	6.1	2.82	6.11
5	3.73	6.12	3.69	6.13
6	4.69	6.14	4.59	6.135
7	5.65	6.14	5.47	6.125
8	6.57	6.14	6.34	6.125

Tableau IV.4 : Les déplacements maximums obtenus des différents étages.

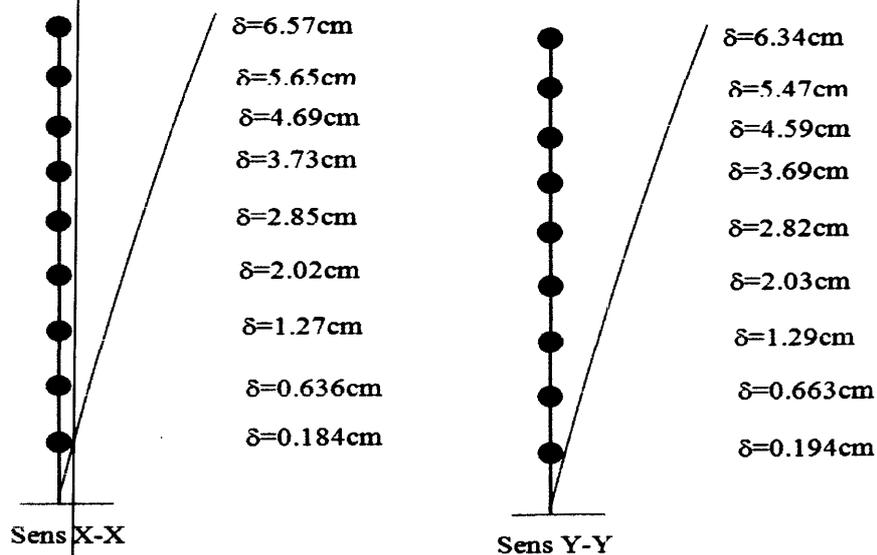


Figure V.12 : Déplacement maximums dans les deux sens

Et pour mieux comprendre et voir le comportement du bâtiment, nous avons tracé les graphes qui représentent les déplacements de quelques niveaux en fonction de temps.

A. Déplacements :

❖ **Sens X-X :**

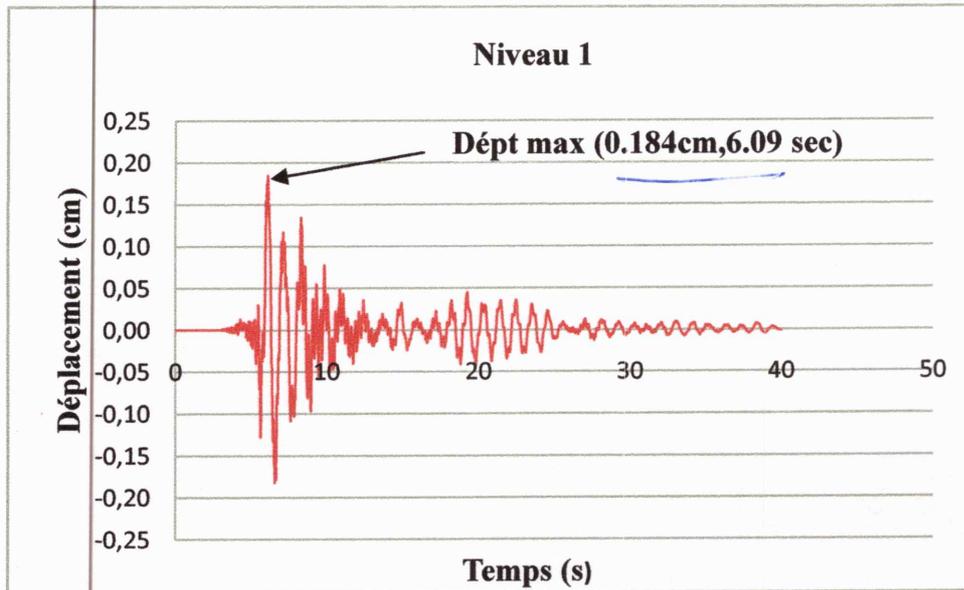


Figure IV.13: Déplacement du niveau1

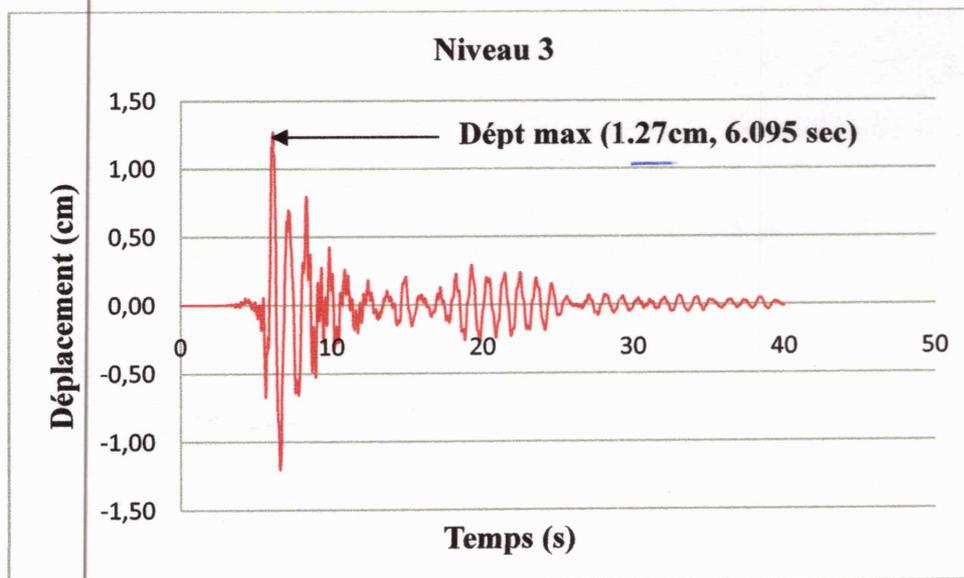


Figure IV.14: Déplacement du niveau 3

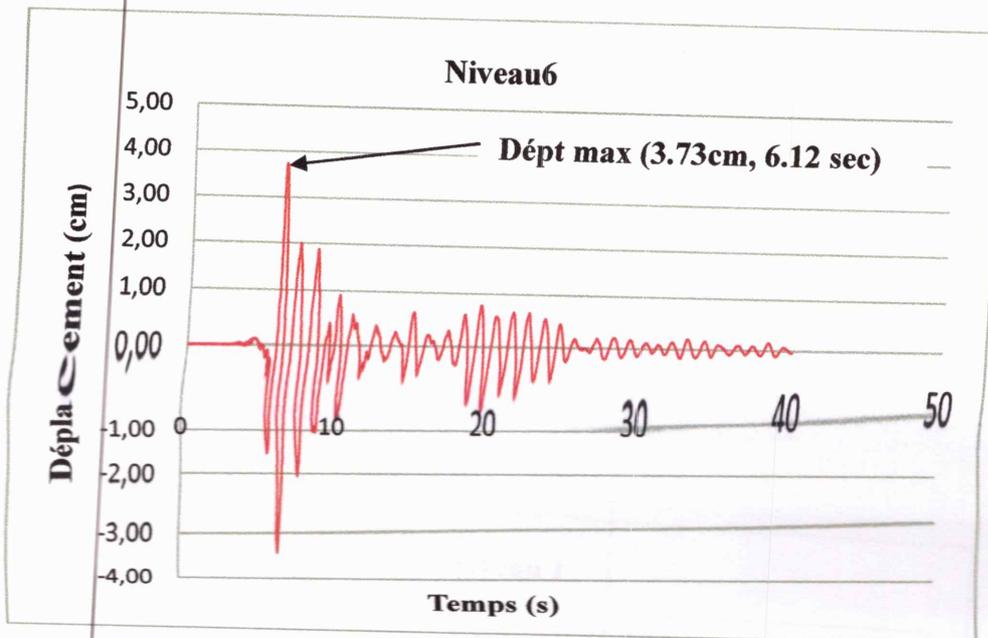


Figure IV.15 : Déplacement du niveau 6

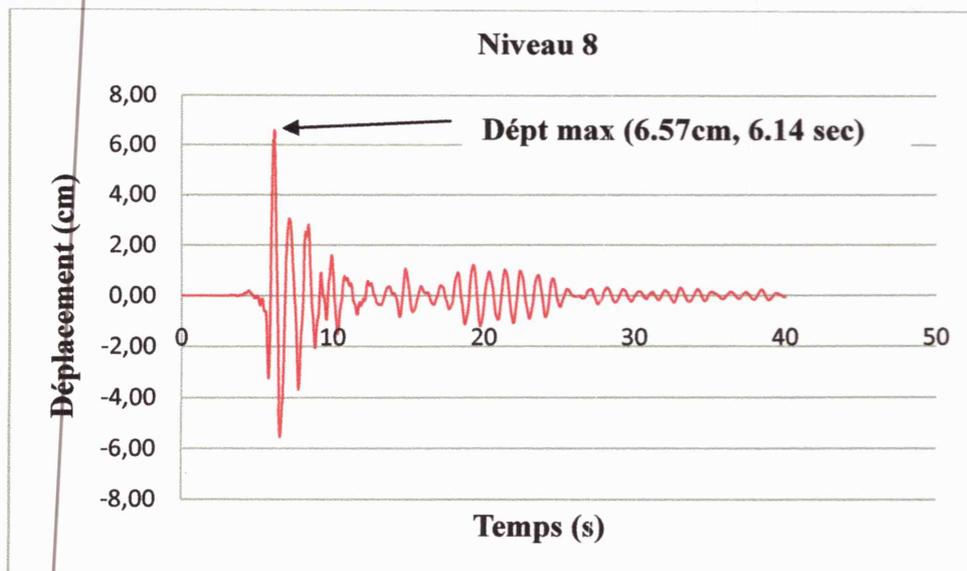


Figure IV.16: Déplacement du niveau 8

❖ Sens Y-Y :

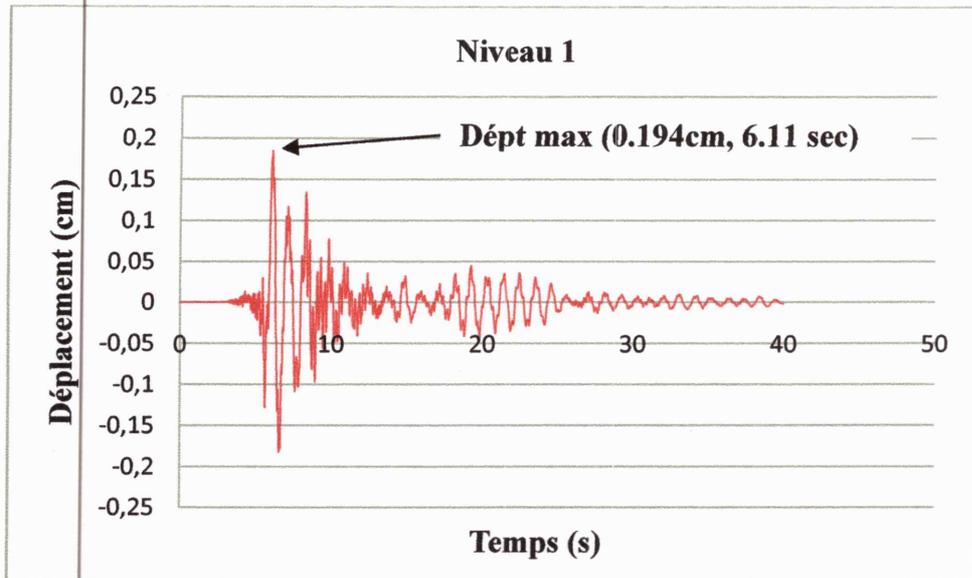


Figure IV.17: Déplacement du niveau 1

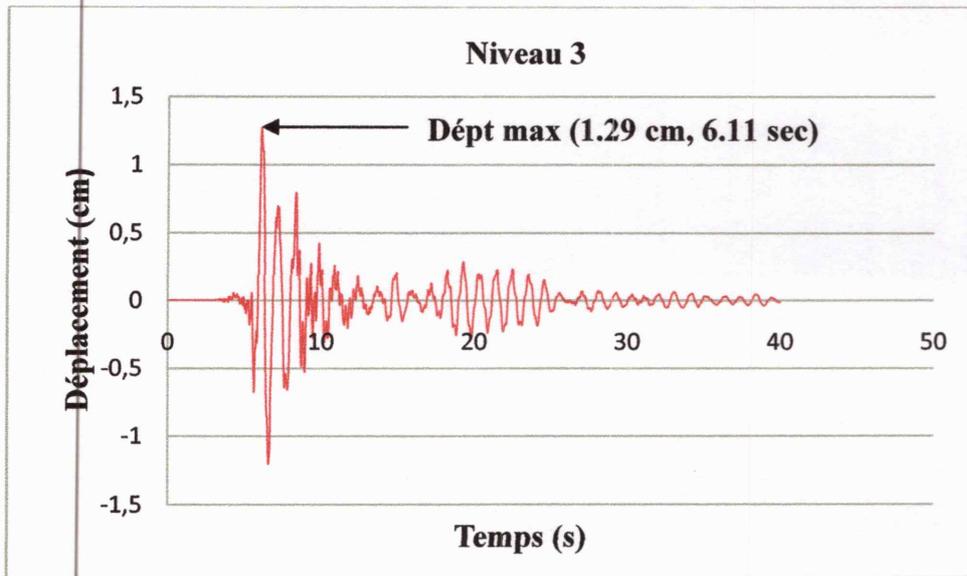


Figure IV.18: Déplacement du niveau 3

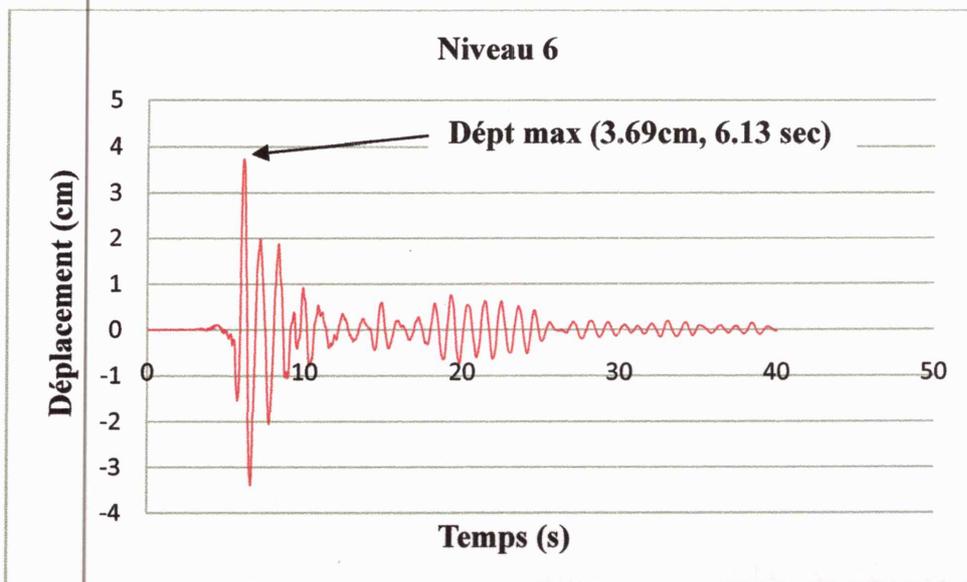


Figure IV.19: Déplacement du niveau 6

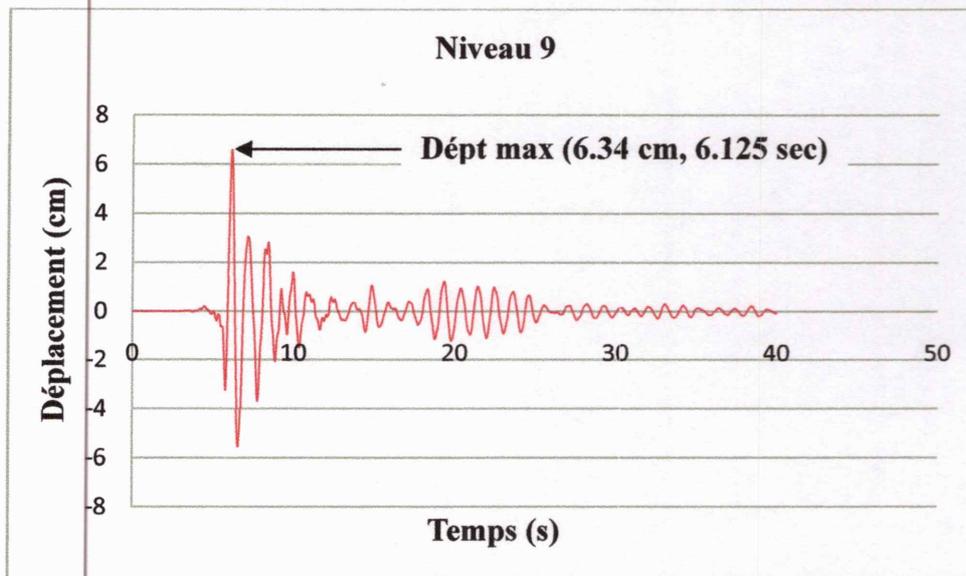


Figure IV.20 : Déplacement du niveau 9

B. Accélération :

❖ Sens X-X :

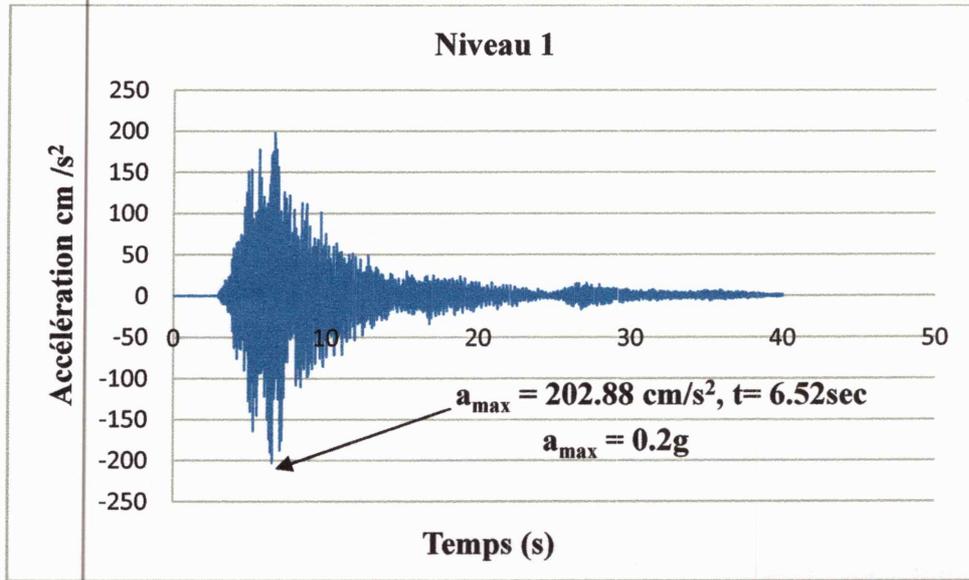


Figure IV.21 : Accélération du niveau 1

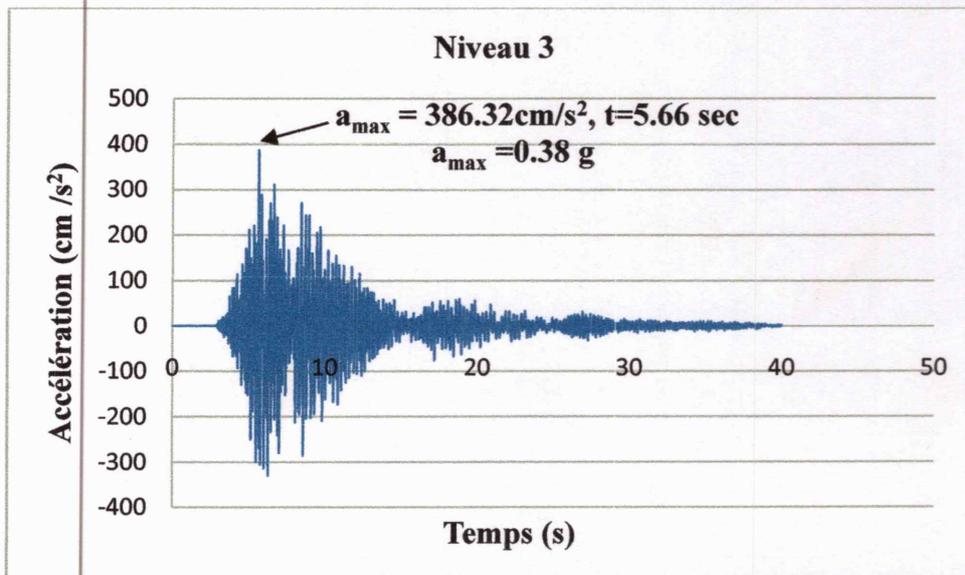


Figure IV.22: Accélération du niveau 3

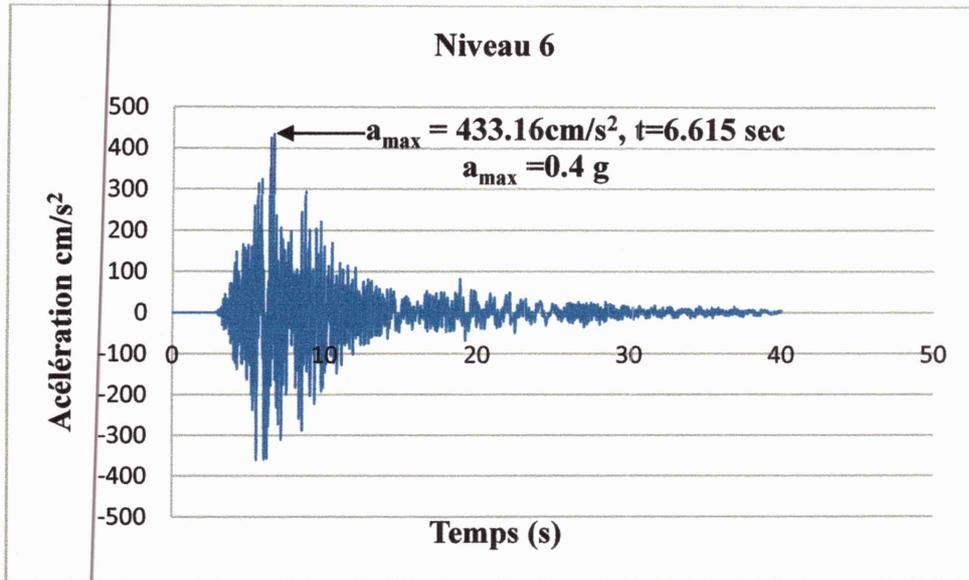


Figure IV.23: Accélération du niveau 6

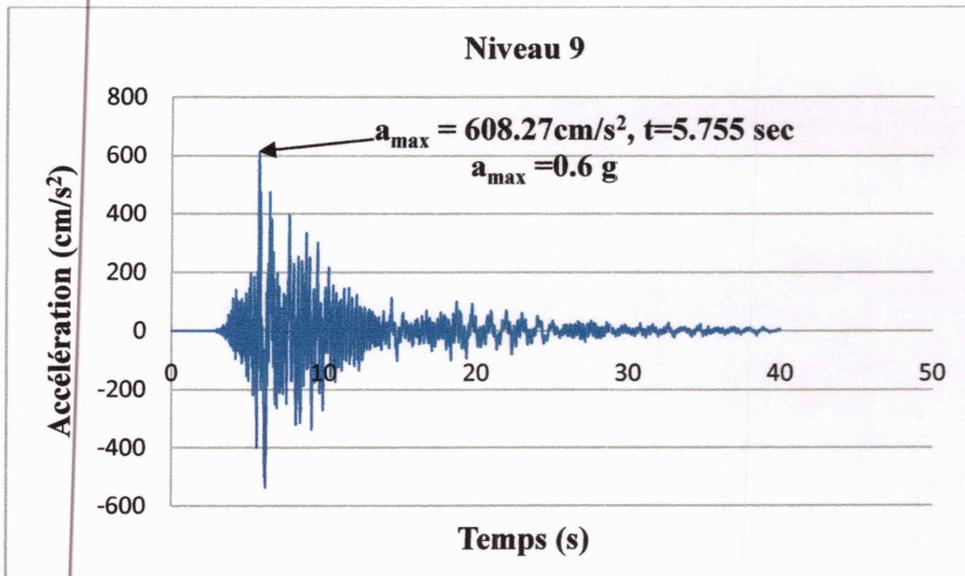


Figure IV.24: Accélération du niveau 9

❖ Sens Y-Y :

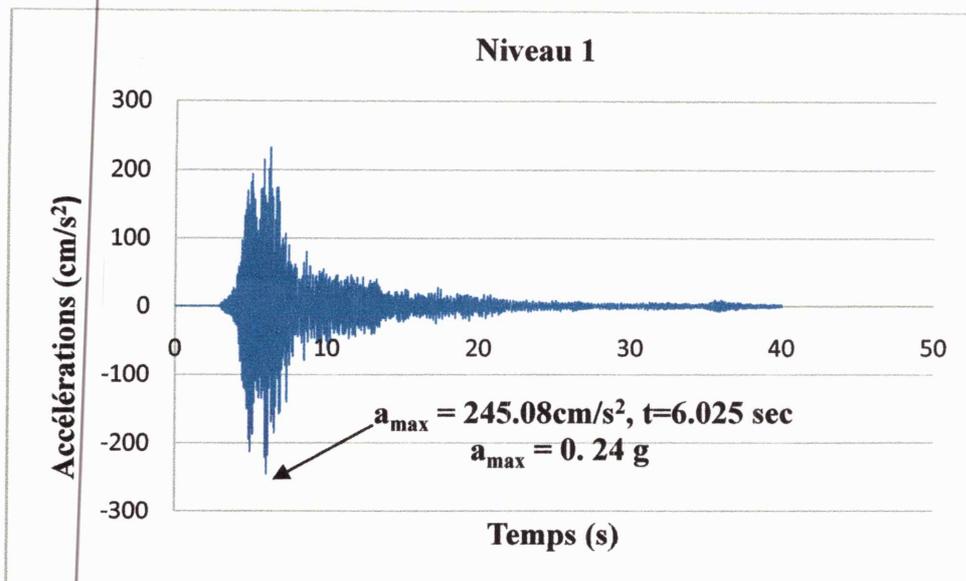


Figure IV.25: Accélération du niveau 1

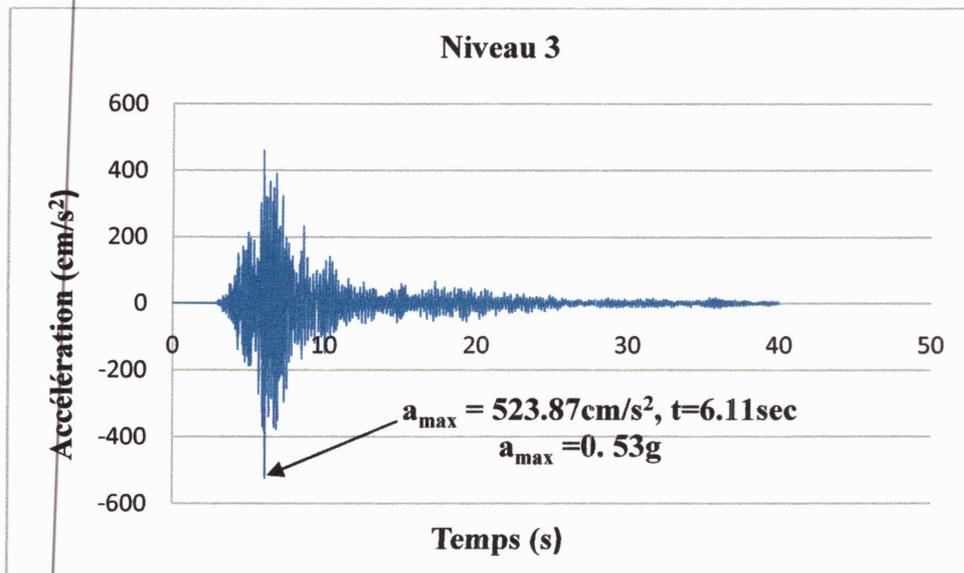


Figure IV.26: Accélération du niveau 3

IV.3 Etude sismique :**Introduction :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces. Le concepteur pourrait modéliser les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

IV.3.1 Méthode de calcul :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure.

Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1.1 Condition d'application de la méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacés par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérées équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur.

IV.3.1.2 Méthode modale spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- **Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- La déformabilité du sol de fondation.

- **Domaine d'application :**

La méthode d'analyse modale spectrale est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3.1.3 Condition d'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisées au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3.2 Classification de l'ouvrage:

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants:

- Classification des zones sismiques.
- Classification des ouvrages selon leur importance.
- Classification des sites.
- Classification du système de contreventement.
- Classification de l'ouvrage selon sa configuration (régularité en plan et en élévation)

Le tableau ci- dessous donne la classification de notre ouvrage (selon l'**RPA99** version **2003**) compte tenu des critères ci après :

Classification des zones sismique	Bâtiment implanté en Zone III	
Classification des ouvrages selon leur importance	Groupe 2	A = 0.25
Classification des sites	Site meuble S3	T1 = 0.15 s T2 = 0.5 s
Classification de système de contreventement	Portiques contreventés par des voiles	R= 4 C _T = 0.05
Classification de l'ouvrage selon sa configuration	Irrégulier en plan régulier en élévation	Bâtiment irrégulier

Tableau IV.6: Classification de l'ouvrage

IV.3.2.1 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone (donné par le tableau 4.1 de RPA99.V2003).

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (donné par le tableau (4.7) de RPA99.V2003).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique (donné par le tableau 4.2 de RPA99.V2003).

ξ = 7% ⇒ η =

Donc $\sqrt{7/(2+7)} = 0.88 > 0.7$CV

Q : facteur de qualité, il est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Critère q	P_q
1- condition minimales sur les files de contreventement	0.05 (non observé)
2- redondance en plan	0.05 (non observé)
3- régularité en plan	0.05 (non observé)
4-régularité en élévation	0 (observé)
5-contrôle de la qualité des matériaux	0.1 (non observé)
6-Facteur de qualité	1.3

Tableau IV.6: Valeurs des pénalités P_q

R: coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau (4.3) de RPA 99.V2003.

Donc : R = 4 (Portiques contreventés par des voiles).

IV.3.2.2 La résultante des forces sismiques:

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

❖ **Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :**

D'après l'article 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

Avec: $w = G + \beta Q$

G : poids total de la structure.

Q : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, en fonction de la nature de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5) de RPA99.V2003.

Dans notre cas (le bâtiment à usage d'habitation) : $\beta = 20\% = 0.2$

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de :

- La catégorie de site.
- La période fondamentale de la structure T .
- Le facteur d'amortissement η .

$$D: \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

IV.3.2.3 Estimation de la période fondamentale de la structure "T":

T sera calculé selon la formule (4.6) donnée par l'RPA/2003 :

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

h_n : la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n)

$$h_n = 27.54 \text{ m}$$

C_t : coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage (donné par le tableau (4.6) de RPA99, $C_t = 0.05$)

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times (27.54)^{3/4} = 0.60 \text{ s}$$

Dans notre cas (structure en voiles porteurs) on peut également utiliser la formule suivante :

$$T=0,09h_n/\sqrt{D}$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul considérée.

$$T= \min (C_t \times h^{3/4}, 0,09h_e / \sqrt{D})$$

• **Sens longitudinal :**

$$D_x = 27.2m, T_x = 0.47 \text{ s}$$

$$0 \leq T_x = 0.47s \leq T_2 = 0.5s \Rightarrow D_x = 2.5\eta = 2.5 \times 0.88 = 2.2$$

• **Sens Transversal :**

$$D_y = 18.2m, T_x = 0.58 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.5s \leq T_y = 0.58s \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 (0.5/0.58)^{2/3} = 1.99$$

Le poids total de la structure est : **W= 45989.465 KN.**

Résumé des résultats :

Paramètre	A	D _x	D _y	Q	R	W(KN)	T _x	T _y	η
Résultats	0.25	2.2	1.99	1.3	4	45989.465	0.47	0.58	0.88

Tableau IV.8: Résumé des résultats

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \begin{cases} V_x = (0.25 \times 2.2 \times 1.3 \times 45989.465) / 4 = 8220.62 \text{ KN} \\ V_y = (0.25 \times 1.99 \times 1.3 \times 45989.465) / 4 = 7435.92 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Sens longitudinale (X-X) :**

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique $V_{dyn} = 6543.39 \text{ KN}$.

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique $V_{sta} = 8220.62 \text{ KN}$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 V_{sta} = 6576.50 \text{ KN} \\ V_{dyn} = 6543.39 \text{ KN} \end{array} \right\} V_{dyn} \geq 0.8 V_{sta} \dots \dots \dots \text{cnv.}$$

• **Sens transversale (Y-Y) :**

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Dynamique $V_{dyn} = 6962.98 \text{ KN}$.

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique $V_{sta} = 7435.92 \text{ KN}$.

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 V_{sta} = 5948.74 \text{ KN} \\ V_{dyn} = 6962.98 \text{ KN} \end{array} \right\} V_{dyn} \geq 0.8 V_{sta} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Remarque :

La résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{sta} pour une valeur de la période fondamentale donné par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ,déplacements, moments,.....) dans le rapport $0.8V_{sta} / V_{dyn}=1,01$.

IV.3.2.4 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur:

D'après les résultats du SAP2000, l'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné dans le tableau suivant:

Niveau	$V_{lx}(\text{KN})$	$V_{ly}(\text{KN})$
R+8	1303.67	1407.40
R+7	2632.55	2830.81
R+6	3665.64	3934.57
R+5	4487.52	4813.36
R+4	5166.45	5538.38
R+3	5726.46	6131.16
R+2	6161.73	6583.36
R+1	6437.75	6861.50
RDC	6543.39	6962.98

Tableau IV.9: Les efforts tranchants résultants

IV.3.2.5 Distribution des forces sismiques :

La force sismique qui se développe au niveau i est donnée dans le tableau suivant :

Niveau	H(m)	$V_{ix}(KN)$	$V_{iy}(KN)$	$F_{ix}(KN)$	$F_{iy}(KN)$
R+8	27.54	1303.678	1407.40	1303.67	1407.40
R+7	24.48	2632.55	2830.81	1328.88	1423.41
R+6	21.42	3665.64	3934.57	1033.09	1103.75
R+5	18.36	4487.52	4813.36	821.88	878.79
R+4	15.3	5166.45	5538.38	678.93	725.02
R+3	12.24	5726.46	6131.16	560.01	592.78
R+2	9.18	6161.73	6583.36	435.27	452.2
R+1	6.12	6437.75	6861.50	276.02	278.14
RDC	3.06	6543.39	6962.98	105.64	101.48

Tableau IV.9: Les forces sismiques sur la hauteur de la structure

Sens X-X

Sens Y-Y

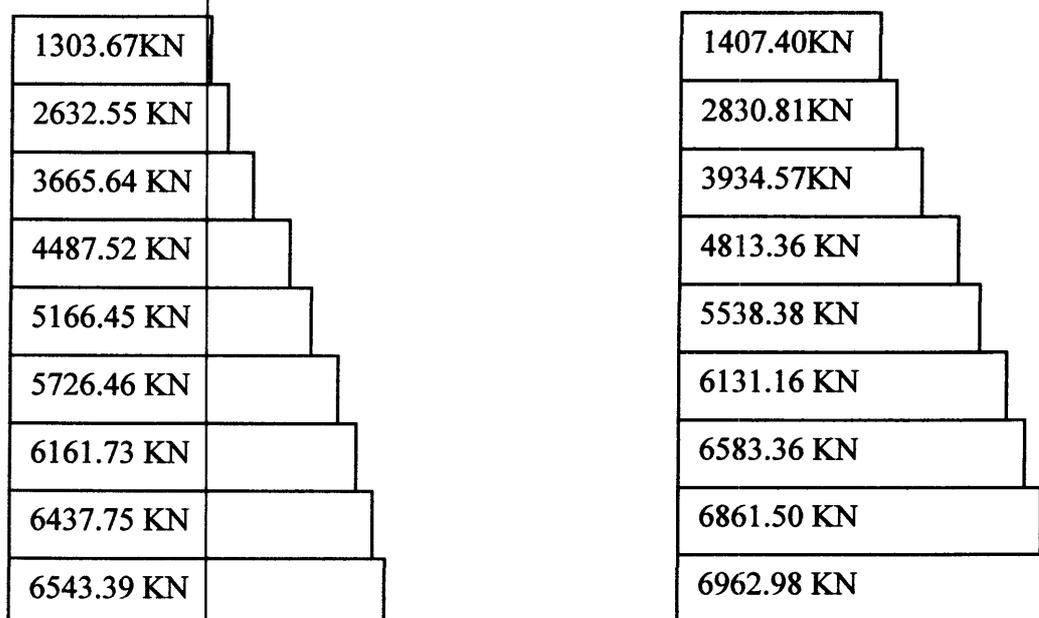


Figure IV.29 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

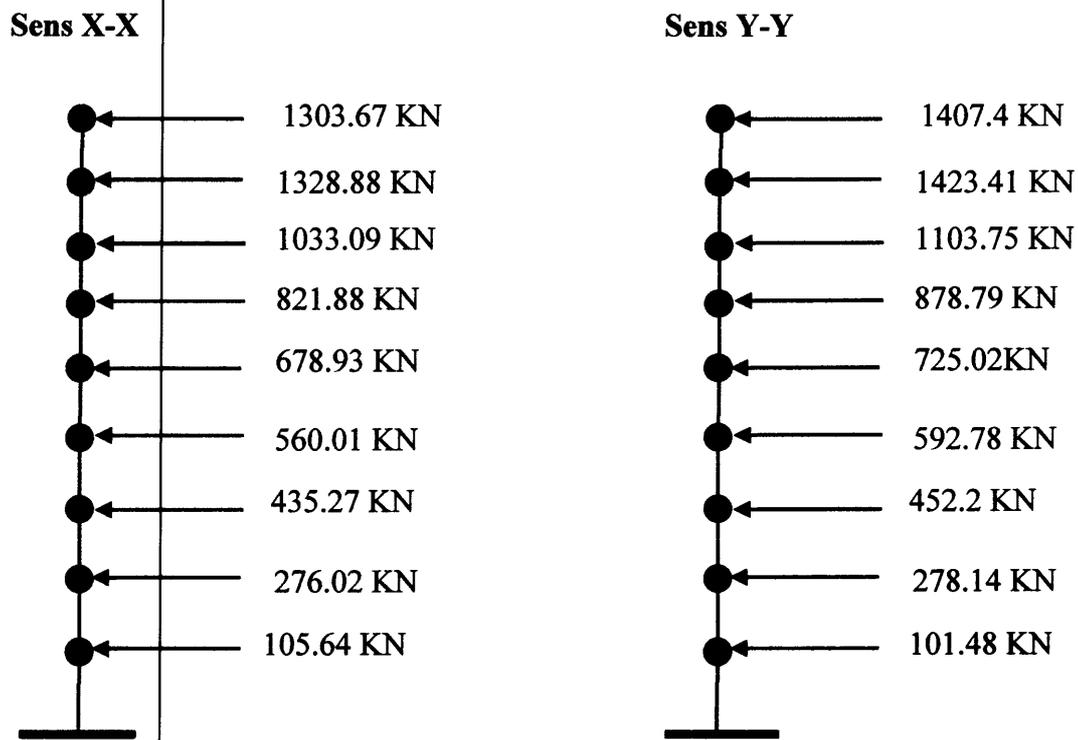


Figure IV.30 : Distribution de l'effort sismique selon la hauteur

IV.3.2.6 Justification :

❖ Justification de la stabilité au niveau au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique :

Il faut vérifier que : $\frac{\text{moment résistant}}{\text{moment de renversement}} \geq 1.50$

$M_{res} = (W \times L) / 2$

• Sens longitudinal:

$M_{res} = (45989.465 \times 27.2) / 2 = 625456.72 \text{ KN.m}$

$M_{res} / M_{ren} = 625456.72 / 125864.67 = 4.97 \geq 1.50 \dots\dots\dots CV$

• Sens transversal:

$M_{res} = (45989.465 \times 18.2) / 2 = 418504.13 \text{ KN.m}$

$M_{res} / M_{ren} = 418504.13 / 134790.8 = 3.10 \geq 1.50 \dots\dots\dots CV$

Conclusion :

La stabilité de la structure au renversement est vérifiée pour les deux sens.

❖ **Justification de système de contreventement : RPA (Art 3.4)**

Pour la justification du système de contreventement, on doit vérifier que les voiles reprennent au plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Charges verticales :

-Les sollicitations verticales totales de la structure : 69379.974KN

- Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 23578.37 KN

Donc : 33% > 20%.....CV

Charges horizontales :

Sens X-X :

L'effort tranchant total à la base : 6543.39 KN

L'effort tranchant à la base reprise par les voiles : 5654.24 KN

Donc : 5654.24 / 6543.39 = 86 % ⇒ La structure est contreventée par voiles

Sens Y-Y :

L'effort tranchant total à la base : 6962.98 KN

L'effort tranchant à la base reprise par les voiles : 6317.11 KN

Donc : 6317.11/6962.98 = 90 % ⇒ Vérifiée

❖ **Justification des déplacements Latéraux inters -étages :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages

Selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta^x_k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta^y_k \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

h_e : représente la hauteur de l'étage.

Avec:

$$\delta^x_k = R_x \cdot \delta^x_{ek} \quad \text{et} \quad \delta^y_k = R_y \cdot \delta^y_{ek}$$

$$\Delta^x_k = \delta^x_k - \delta^x_{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta^y_k = \delta^y_k - \delta^y_{k-1}$$

Δ^x_k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens

(x-x).

δ^x_{ek} : est le déplacement horizontal du aux forces sismiques au niveau k dans le sens (x-x).

Données :

$$r_x = r_y = 1 \quad ; \quad R = 4$$

- Sens longitudinal (X-X) :

Niveau	H _i (m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_k^x (cm)	Δ_k^x (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Obs
R+8	27.54	2.66	10.64	1.32	3.06	vérifiée
R+7	24.48	2.33	9.32	1.4	3.06	vérifiée
R+6	21.42	1.98	7.92	1.44	3.06	vérifiée
R+5	18.36	1.62	6.48	1.48	3.06	vérifiée
R+4	15.3	1.25	5	1.4	3.06	vérifiée
R+3	12.24	0.90	3.6	1.28	3.06	vérifiée
R+2	9.18	0.58	2.32	1.12	3.06	vérifiée
R+1	6.12	0.30	1.2	0.8	3.06	vérifiée
RDC	3.06	0.10	0.4	0.4	3.06	vérifiée

Tableau IV.11: Vérification des déplacements inter-étages sens X-X

- Sens transversal (Y-Y) :

Niveau	H _i (m)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Obs
R+8	27.54	2.23	8.92	1.16	3.06	vérifiée
R+7	24.48	1.94	7.76	1.2	3.06	vérifiée
R+6	21.42	1.64	6.56	1.24	3.06	vérifiée
R+5	18.36	1.33	5.32	1.24	3.06	vérifiée
R+4	15.3	1.02	4.08	1.2	3.06	vérifiée
R+3	12.24	0.72	2.88	1.04	3.06	vérifiée
R+2	9.18	0.46	1.84	0.92	3.06	vérifiée
R+1	6.12	0.23	0.92	0.64	3.06	vérifiée
RDC	3.06	0.07	0.28	0.28	3.06	vérifiée

Tableau IV.12: Vérification des déplacements inter-étages sens Y-Y

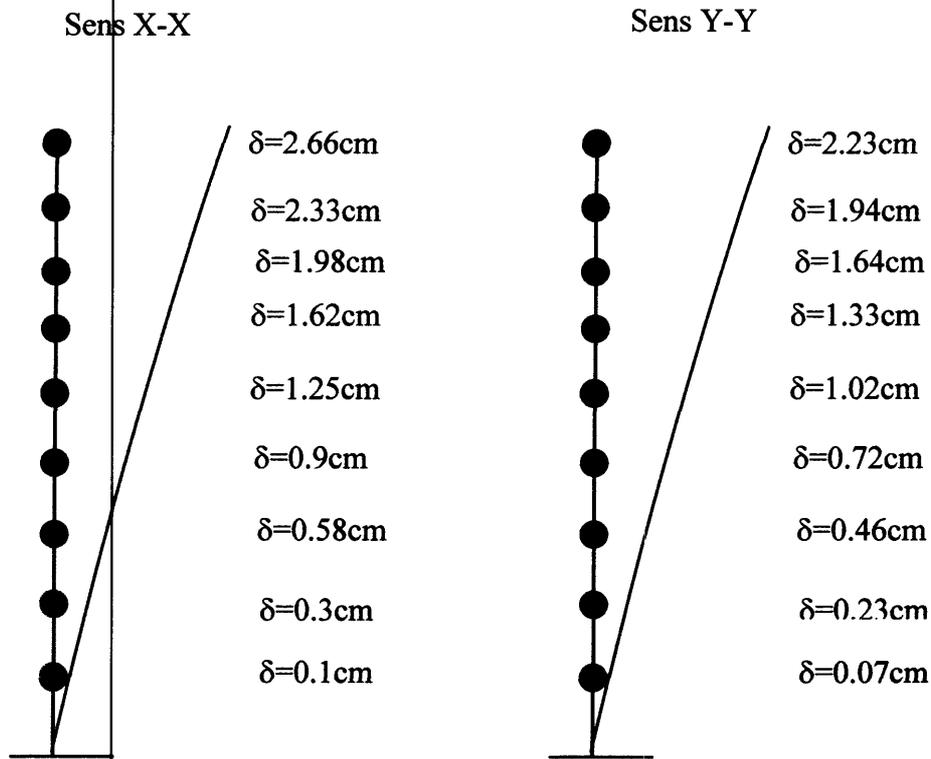


Figure IV.31: Déplacement horizontal dans les deux sens

❖ **Justification vis à vis de l'effet P- Δ:**

L'effet du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour chaque niveau : $\theta = (P_k \cdot \Delta_k) / (V_k \cdot h_k) \leq 0.10$

P_k : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur de l'étage k

Si : $0.1 < \theta_k < 0.2$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$

Si $\theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus par le calcul numérique sont donnés par le tableau suivant :

• Sens longitudinal (X-X)

Niveau	$\Delta k(m)$	$V_k^x(KN)$	$P_k(KN)$	$h_i(m)$	θ	obser
R+8	0.0132	1303.67	3953.75	3.06	0.013	Vérifiée
R+7	0.014	2632.55	4978.33	3.06	0.0086	vérifiée
R+6	0.0144	3665.64	4972.09	3.06	0.0064	vérifiée
R+5	0.0148	4487.52	5035.72	3.06	0.0054	vérifiée
R+4	0.014	5166.45	5101.39	3.06	0.0045	vérifiée
R+3	0.0128	5726.46	5101.39	3.06	0.0037	vérifiée
R+2	0.0112	6161.73	5172.51	3.06	0.0031	vérifiée
R+1	0.008	6437.75	5245.9	3.06	0.0021	vérifiée
RDC	0.004	6543.39	5245.9	3.06	0.0010	vérifiée

Tableau IV.13: Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X-X

• Sens transversal (Y-Y) :

Niveau	$\Delta K(m)$	$V_k^y(KN)$	$P_k(KN)$	$h_i(m)$	θ	obser
R+8	0.0116	1407.40	3953.75	3.06	0.011	vérifiée
R+7	0.012	2830.81	4978.33	3.06	0.0069	vérifiée
R+6	0.0124	3934.57	4972.09	3.06	0.0051	vérifiée
R+5	0.0124	4813.36	5035.72	3.06	0.0042	vérifiée
R+4	0.012	5538.38	5101.39	3.06	0.0036	vérifiée
R+3	0.0104	6131.16	5101.39	3.06	0.0028	vérifiée
R+2	0.0092	6583.36	5172.51	3.06	0.0024	vérifiée
R+1	0.0064	6861.50	5245.9	3.06	0.0016	vérifiée
RDC	0.0028	6962.98	5245.9	3.06	0.0007	vérifiée

Tableau IV.14: Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y-Y

Justification vis à vis de l'effet P- Δ .

On remarque que $\theta_k < 0.1$ pour tous les niveaux on peut conclure que l'effet P- Δ peut être négligé dans le sens (y-y).

IV.4 Comparaison des déplacements :

Le tableau suivant résume les déplacements des différents niveaux obtenus par la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'accélération moyenne (Accélérogramme).

❖ Sens X-X :

Niveau	Déplacement (cm) séisme réel	Déplacement (cm) M.A.M.S
1	0.184	0.10
2	0.636	0.30
3	1.27	0.58
4	2.02	0.90
5	2.85	1.25
6	3.73	1.62
7	4.69	1.98
8	5.65	2.33
9	6.57	2.66

Tableau IV.15 : Déplacements obtenus par les deux méthodes (sens X-X)

❖ Sens Y-Y :

Niveau	Déplacement (cm) séisme réel	Déplacement (cm) M.A.M.S
1	0.194	0.07
2	0.663	0.23
3	1.29	0.46
4	2.03	0.72
5	2.82	1.02
6	3.69	1.33
7	4.59	1.64
8	5.47	1.94
9	6.34	2.23

Tableau IV.16 : Déplacements obtenus par les deux méthodes (sens Y-Y)

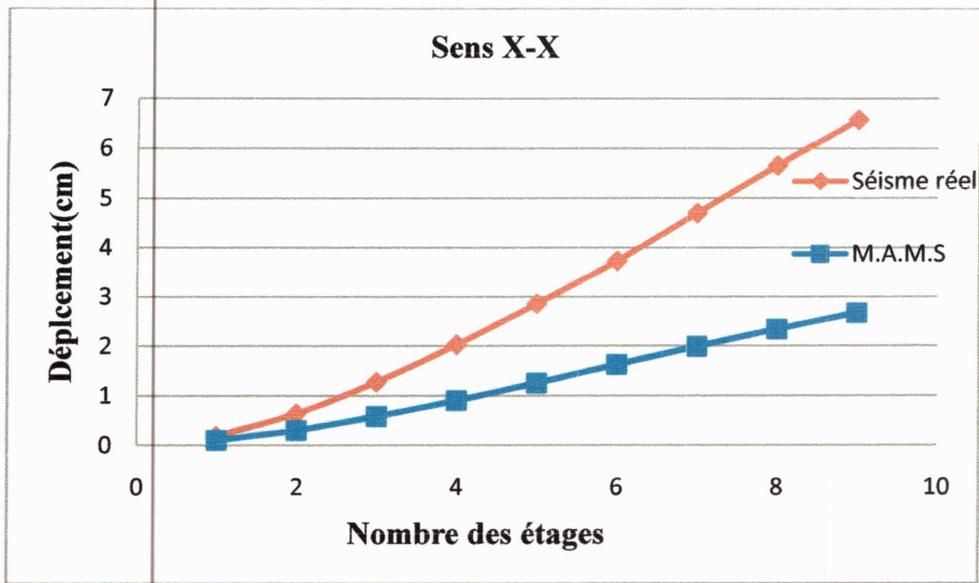


Figure IV.32 :

Déplacements maximums d'étages pour les deux méthodes dans le sens X-X

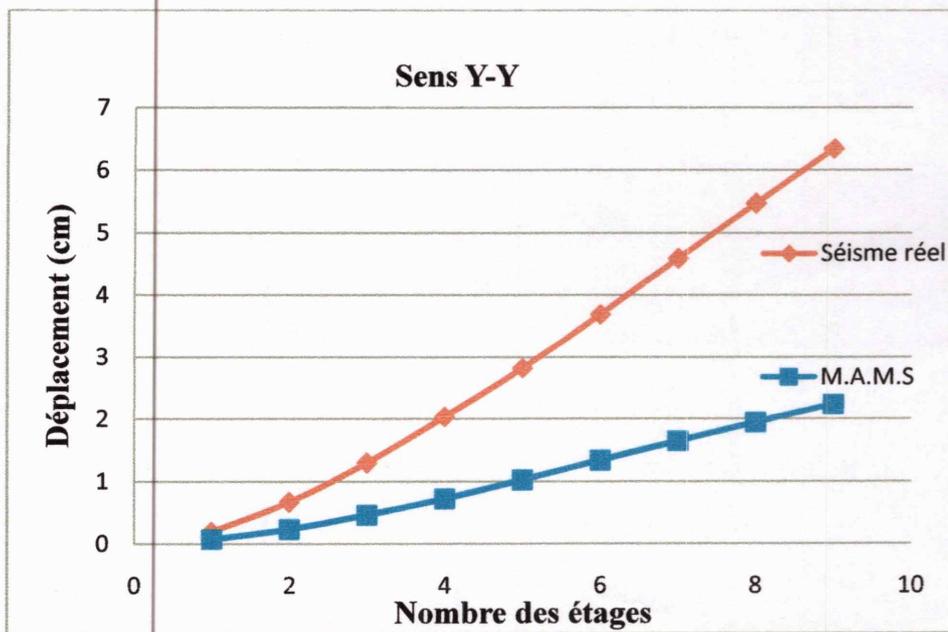


Figure IV.33 :

Déplacements maximums d'étages pour les deux méthodes dans le sens Y-Y

❖ **Interprétation des résultats :**

- Après la comparaison entre les deux méthodes d'analyse, on observe que les déplacements obtenue par l'analyse dynamique par accélérogramme sont plus élevées par rapport aux déplacements obtenus par la méthode spectrale.
- On observe lorsque le nombre d'étages augmente, la différence des déplacements entre les deux méthodes (Méthode spectrale et accélération moyenne) devienne plus importante.

Conclusion :

La méthode d'analyse spectrale n'est pas suffisante pour évaluer les performances sismiques des structures de grande hauteur.

Pour les structures importantes, la méthode d'analyse par accélérogramme est la méthode adéquate pour évaluer le niveau de performance sismique des constructions sous l'effet des séismes.

4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.

-Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

-La longueur minimale de recouvrement est de: 50 en zone III

-Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

V.2.1.3 Calcul du ferraillage :

Le calcul des armatures sera fait par les formules données par le règlement B.A.E.L et l’RPA.

D’après le B.A.E.L :

$$\mu_u = M_u / b \times d^2 \times f_{bu} \quad ; \quad \alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \times \mu)^{1/2}] \quad ; \quad A_s = M_u / Z \times \sigma_s$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui).

D’après les résultats du SAP2000

❖ Poutre principales (30×45) :

En travée : $M_{\max} = 65.03 \text{ KN.m}$

Sur appui : nappe sup: $M_{\max} = 151.05 \text{ KN.m}$

nappe inf: $M_{\max} = 120.11 \text{ KN.m}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Position	M_{\max} (KN.m)	Combinaison	μ	α	β	A_s (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	$A_{s \text{ adoptée}}$ (cm ²)
Travée	65.03	1.35G+1.5Q	0.066	0.085	0.966	4.01	6.75	3HA16+2HA12 = 8.29
Appui sup	151.05	G+Q+E	0.154	0.210	0.916	9.81	6.75	3HA16+3HA14 = 10.65
Appui inf	120.11	0.8G+E	0.123	0.164	0.934	7.65	6.75	3HA16+2HA12 = 8.29

Tableau V.2: Calcul du ferraillage des poutres principales

➤ Vérification du ferraillage des poutres principales :

- Section minimale : [art : 7.5.2.1RPA99/V2003]

$$A_{s \min} = 0.5\% b \times h = 6.75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ adoptée}} (\text{travée}) = 8.29 \text{ cm}^2 > A_{s \min} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$A_{S \text{ adoptée (appui sup)}} = 10.65 \text{ cm}^2 > A_{S \text{ min}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_{S \text{ adoptée (appui inf)}} = 8.29 \text{ cm}^2 > A_{S \text{ min}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Section maximale :** [art : 7.5.2.1RPA99/V2003]

$$A_{S \text{ max}} = 4\%b \times h = 54 \text{ cm}^2. \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{S \text{ max}} = 6\%b \times h = 81 \text{ cm}^2. \text{ (Zone de recouvrement)}$$

$$A_{S \text{ adoptée (travée)}} = 8.29 \text{ cm}^2 < A_{S \text{ max}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_{S \text{ adoptée (appui sup)}} = 10.65 \text{ cm}^2 < A_{S \text{ max}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_{S \text{ adoptée (appui inf)}} = 8.29 \text{ cm}^2 < A_{S \text{ max}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{S \text{ min}} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ adoptée}} > A_{S \text{ min}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

- **La contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} ; \text{ fissuration non préjudiciable.}$$

$$T_{\text{max}} = 113.6 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d} = 0.9 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.9 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Les armatures transversales :**

- **Choix du diamètre :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 16 \right) = 12.85 \text{ mm.}$$

On prend : un cadre $\Phi 8$

- **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min (0.9.d, 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$$

- **Calcul de la section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa}\right) = 0.4 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} = 1.134 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{T8} = 2.01 \text{cm}^2 > 1.134 \text{cm}^2$$

- **L'espaceur d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \frac{f_e \cdot A_t}{0.4b} = 67 \text{ cm.}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 37.8 \text{ cm}$$

- **L'espaceur exigé par le RPA :**

$$\text{En zone nodale : } S_t = \min(h/4, 12\Phi_t) = 11.25 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq h/2 = 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 10 \text{ cm, zone nodale.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm, zone courante.}$$

- **La section minimale des armatures selon le RPA :**

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 1.35 \text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{cm}^2 > A_{t \min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/V2003, la longueur de recouvrement dans la zone III est de :

$$50\Phi = 80 \text{cm.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = M_{\text{ser}} \cdot Y / I$$

$$by^2 + 15 A_s y - 30dA_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 124.35y - 10445.4 = 0, A_s = 8.29 \text{cm}^2$$

D'après la résolution de cette équation : $y = 16.7 \text{ cm.}$

$$I = by^3/12 + 15A_s(d - y)^2 = 91238.84 \text{ cm}^4.$$

$$M_{ser} = 47.56 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot y / I = 8.7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 8.7 \text{ Mpa} \leq \sigma_{b adm} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\text{On a : } M_0 = (G+Q) L^2/8 = (15.73 + 4.39) \times 5^2/8 = 62.88 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } A_s = 3HA16+2HA12 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10 \cdot 0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{45}{500} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{45}{500} = 0.09 > 0.0756 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{8.29}{30 \times 42} = 0.00657 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

❖ **Poutres secondaires (30×35) :**

$$\text{En travée : } M_{max} = 14.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : nappe sup: } M_{max} = 52.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{nappe inf: } M_{max} = 47.43 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Position	M _{max} (KN.m)	Combinaison	μ	α	β	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s adoptée} (cm ²)
Travée	14.21	1.35G+1.5Q	0.0250	0.0316	0.987	1.12	5.25	3HA16= 6.03
Appui sup	52.63	G+Q+E	0.0927	0.121	0.951	4.32	5.25	3HA14+2HA12 = 6.88
Appui inf	47.43	0.8G+E	0.0835	0.109	0.956	3.87	5.25	3HA16= 6.03

Tableau V.3: Calcul du ferraillage des poutres secondaires

➤ **Vérification du ferraillage des poutres secondaires:**

• **Section minimale : [art : 7.5.2.1RPA99/V2003]**

$$A_{s min} = 0.5\%b \times h = 5.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s adoptée} > A_{s min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Section maximale :** [art : 7.5.2.1RPA99/V2003]

$$A_{S \max} = 4\%b \times h = 42 \text{ cm}^2. \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{S \max} = 6\%b \times h = 63 \text{ cm}^2. \text{ (Zone de recouvrement)}$$

$$A_{S \text{ adoptée}} < A_{S \max} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ adoptée}} > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

- **La contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2f_c28}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} ; \text{ fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} = 0.9 \text{ Mpa. } T_{\max} = 113.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.9 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Les armatures transversales :**

- **Choix du diamètre :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 14 \right) = 10 \text{ mm. Soit un cadre } \Phi 8$$

- **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min (0.9.d, 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

- **Calcul de la section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} = 0.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.86 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement d'après le BAEL :**

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) = 37.8 \text{ cm}$$

• L'espacement exigé par le RPA :

En zone nodale : $S_t = \min(h/4, 12\Phi_t) = 9.25\text{cm} \Rightarrow S_t = 10\text{ cm}$,

En zone courante : $S_t \leq h/2 = 17.5\text{ cm} \Rightarrow S_t = 15\text{ cm}$

• La section minimale des armatures selon le RPA :

$$A_{t\min} = 0.003.S_t .b = 1.35\text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2.01\text{ cm}^2 > A_{t\min} \dots\dots\dots\text{CV}$$

> Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \sigma_{b\text{ adm}} = 15\text{ Mpa}$

$$\sigma_b = M_{\text{ser}} . Y / I$$

$$by^2 + 15 A_s y - 30dA_s = 0 \Rightarrow y = 13.21\text{cm}$$

$$I = by^3/12 + 15A_s (d - y)^2 = 42199.21\text{ cm}^4.$$

$$M_{\text{ser}} = 10.35\text{ KN.m.}$$

$$\sigma_b = 3.24\text{ Mpa} \leq \sigma_{b\text{ adm}} = 15\text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

• Vérification de la flèche :

$$\text{On a : } M_0 = (G+Q) L^2/8 = (14.86 + 5.27) \times 3.85^2/8 = 37.29\text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } A_s = 3T16 = 6.03\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{t\text{ser}}}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{385} = 0.0909 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{CV} \\ \frac{35}{385} = 0.0909 > 0.0277 \dots\dots\dots\text{CV} \\ \frac{6.03}{30 \times 32} = 0.0062 < 0.0105 \dots\dots\dots\text{CV} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

Poutres secondaires (30×35)

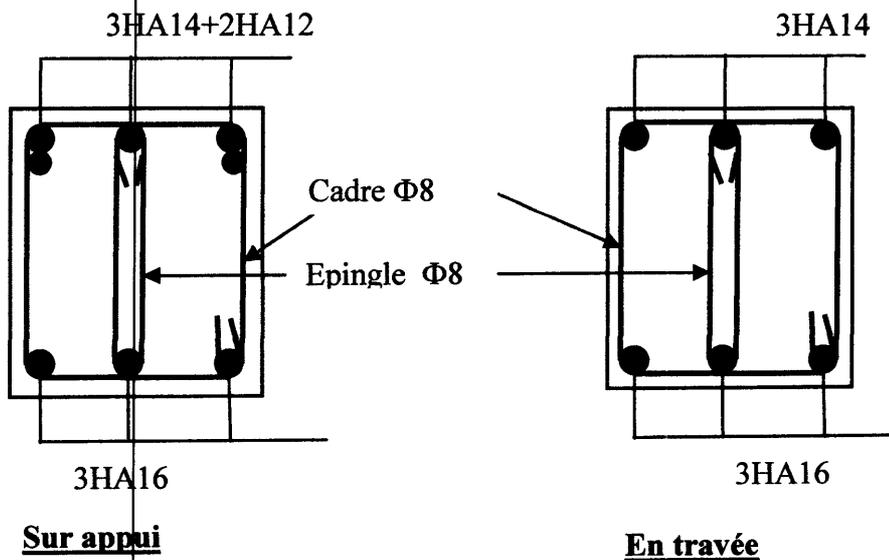


Figure V.1 : Ferraillage des poutres secondaires

Poutre principale (30×45)

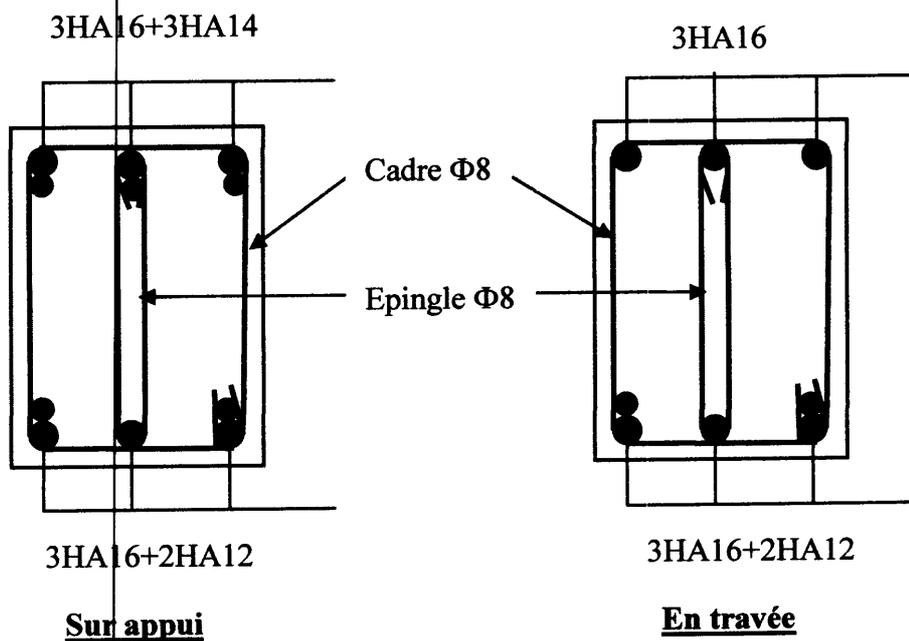


Figure V.2: Ferraillage des poutres principales

V.2.2 Ferrailage des poteaux:

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée, chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul du ferrailage sont :

- ✓ **1.35G+1.5Q** : Selon BAEL91.
- ✓ **0.8G±E** : Selon RPA99/v2003.
- ✓ **G+Q±E** : Selon RPA99/v2003.

Avec G : charges permanentes ; Q : charges d'exploitation

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

V.2.2.1 Recommandation du RPA99/v2003 :

D'après le RPA, Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage dans la zone III sera de :

$$-A_{s \min} = 0,9\%b.h$$

$$- A_{s \max} = 4\%b.h \text{ en zone courante}$$

$$- A_{s \max} = 6\%b.h \text{ en zone de recouvrement}$$

La longueur minimale de recouvrement est de: **50Φ₁**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **20 cm**

V.2.2.2 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », En prenant le poteau le plus sollicité.

Les sollicitations internes sont données par le logiciel « SAP2000 », En prenant le poteau le plus sollicité.

Niveau	Section (cm ²)	N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{ARPA} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
RDC1-2	50×50	-482.68	28.96	7.68	4.39	22.5	12HA16=24.13
3-4-5	45×45	-400.33	34.26	7.2	2.81	18.22	12 HA14= 18.47
6-7-8	40×40	-128.79	38.68	4.36	0	14.4	8HA16 =16.08

Tableau V.4: Calcul du ferraillage des poteaux

V.2.2.3 Vérification du ferraillage :

A. Les armatures longitudinales :

Selon le RPA99/v2003 :

- L a section minimale :

Le RPA exige une section minimale de 0.9% de la section totale.

- L a section maximale :

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement,

Selon le BAEL91 :

$$A_{s \min} = 0.2\% b .h$$

$$A_{s \max} = 5\% b .h$$

Section (cm ²)	A _{s adoptée} (cm ²)	0.9%bb (cm ²)	4%bb (cm ²)	6%bb (cm ²)	0.2%bb	5%bb	Observation
50×50	24.13	22.5	100	150	5	125	CV
45×45	18.47	18.22	81	121.5	4.05	101.2	CV
40×40	15.21	14.4	64	96	3.2	80	CV

Tableau V.5: vérification du ferraillage des poteaux

❖ Vérification à l'ELU :

- Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

Vérification selon le BAEL :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15f_c2}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right) ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V}{bd}$$

Vérification selon le RPA :

$$\tau \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ Avec : } \rho_d = 0,075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \text{ Si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g = l_f / i$; l'élanement géométrique.

$$L_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

Niveau	V(KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_{BAEL}$ (Mpa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{RPA}$ (Mpa)	Obs
RDC-1-2	56.79	0.24	2.5	14.82	0.075	1.875	CV
3-4-5	50.52	0.26	2.5	16.47	0.075	1.875	CV
6-7-8	40.54	0.27	2.5	18.53	0.075	1.875	CV

Tableau V.6: vérification de la contrainte de cisaillement

B. Les armatures transversales :

❖ **Choix du diamètre :**

On a : $\Phi_t \geq (1/3) \Phi_1$

$$\Phi_t \geq (1/3) \times 16 = 5.33 \text{ mm.}$$

On adopte des cadres **T8**

$$S_t \leq \text{Min} (15\Phi_1, 40 \text{ cm, } a+10)$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm, } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Espacement entre les cadres d'après le RPA:**

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm, zone III} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\Phi_1)$$

Φ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Calcul de la section d'armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V}{h_1 f_e}$$

Avec :

V : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Avec : $\rho = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$

$$\rho = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5$$

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$V = 56.79$ KN, $\rho = 2.5$, $\lambda_g = 14.82$

$A_t = 1.06$ cm², Soit : cadres 4T8

❖ Détermination de la longueur de la zone nodale :

$h' = \max (h_e / 6, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$.

$h' = 60$ cm.

C. Vérification à l'état limite de service :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 15$ MPa

Soit le poteau (40×40) : $M_{\text{ser}} = 8.04$ KN.m, $N_{\text{ser}} = 287.41$ KN.

Centre de pression : $C = d - e_a = 17.21$ cm.

Avec : $e_a = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d-h/2) = 19.79$ cm.

La position de l'axe neutre :

Y_C : distance de l'axe neutre au centre de pression.

Y_c : est la solution de l'équation: $Y_C^3 + P Y_C + q = 0$

Avec: $p = -3c^2 - 90 A_{s c} (c - d')/b + 90 A_s (d - c)/b$; $A_s = 16.08$ cm²

$$P = -172.55 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 A_{s c} (c - d')/b - 90 A_s (d - c)^2 / b$$

$$q = -24364.34 \text{ cm}^3$$

La solution de l'équation est obtenue par : $\Delta = q^2 + (4.p^3/27)$

$$\Delta = 5.92 \times 10^8 \text{ cm}^6 > 0 ; \sqrt{\Delta} = 24348.71 \text{ cm}^3$$

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q) = 24356.52 \text{ cm}^3$$

$$Z = t^{1/3} = 28.98 \text{ cm.}$$

$$Y_C = Z - p/3Z = 30.96 \text{ cm.}$$

Le moment de la section homogène réduite :

$$I = bY_{ser}^3 / 3 + 15[A_s(d - Y_{ser})^2 + A_{sc}(Y_{ser} - d')^2] = 1.52 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\text{Tel que: } Y_{ser} = Y_C + C = 30.96 + 17.21 = 48.19 \text{ cm.}$$

$$K = N_{ser} Y_{ser} / I = 0.009$$

$$\sigma_b = K \cdot Y_{ser} = 4.33 \text{ Mpa} < \sigma_{b adm} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\text{Pour le poteau : } \left\{ \begin{array}{l} (50 \times 50) : \Rightarrow \sigma_b = 9.09 \text{ Mpa} < \sigma_{b adm} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV} \\ (45 \times 45) : \Rightarrow \sigma_b = 7.09 \text{ Mpa} < \sigma_{b adm} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

La fissuration est non préjudiciable, la vérification à l'état limite d'ouverture des fissures est inutile.

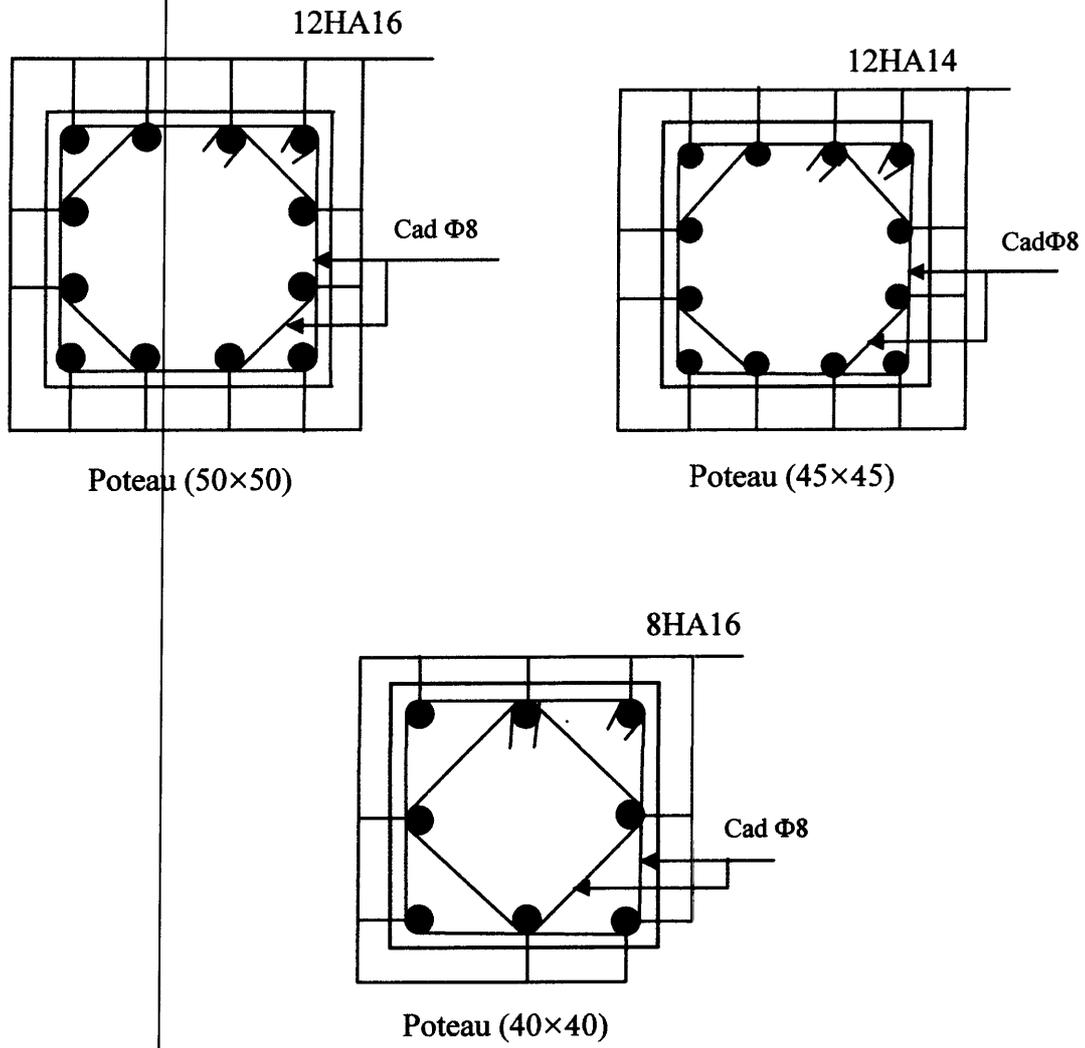


Figure V.3 : Ferraillage des poteaux

V.3 Ferrailage des voiles:

Les voiles seront calculés en flexion composés sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal déterminé selon la combinaison comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Ils seront ferrailés d'après le RPA99/V2003 suivant les combinaisons :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

G, Q, E : sont respectivement les charges permanents, charges d'exploitations et sismiques

V.3.1 Prescriptions imposés par le RPA99/V2003 :

A. Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes dues à la flexion composée.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

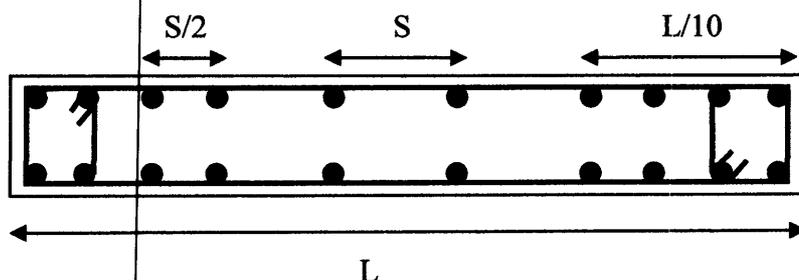


Figure V.4 : Section transversale de voile

B. Aciers horizontaux :

Même que les aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter les prescriptions de RPA99. Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sous chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage au voisinage.

Ils doivent être munis de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

C.Règles générales :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes (Article 7.74.3 RPA) :

$$S \leq 1.5e ; \quad e: \text{épaisseur du voile.}$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2 Ferrailage verticales :

Le calcul se fera dans pour des bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \min (he/2, 2L/3) \quad \text{Article 7.7.4 RPA}$$

L : étant la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

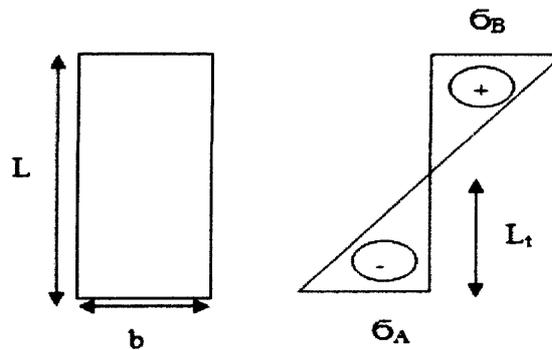
V.3.2.1 Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée on a trois cas possible :

Méthode de RDM :

On utilise dans cette méthode la formule de NAVIER BERNOULLI.

A. Section partiellement comprimée (SPC):



$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot y$$

A : Surface.

I : Moment d'inertie.

N : Effort normal.

M : Moment de flexion.

Si : $M > 0$; $\sigma_A > 0$ et $\sigma_B > 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer L_t en utilisant les triangles semblables.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{(\sigma_B + \sigma_A)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_B \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

Si : $M < 0$; $\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_A}{(\sigma_B + \sigma_A)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par : $T = 0,5 \cdot \sigma_A \cdot L_t \cdot b$

La section d'armatures nécessaires est donnée par : $A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$

B. Section entièrement comprimée (SEC):

Dans ce cas on a deux contraintes de compression (σ_A, σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la qualité d'armatures nécessaire et elle exigée par le RPA 99/V2003 (comme section minimale).

C. Section entièrement tendue (SET):

Dans ce cas on a deux contraintes de traction (σ_A, σ_B), la longueur tendue est égale à « L »
 $\Rightarrow L = L_t$

L'effort de traction est donnée par :

$$T = \left(\frac{3\sigma_A + \sigma_B}{2} \right) \times L \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$$

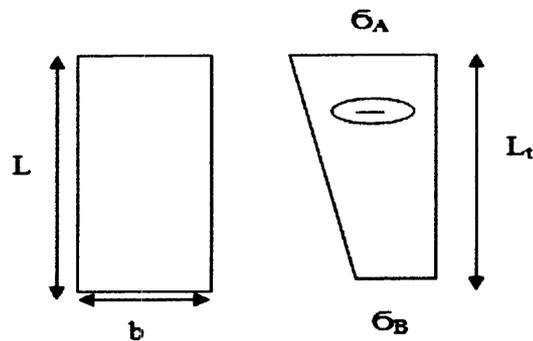


Figure V.6 : Section entièrement tendue

V.2.2.2 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en deux zones (courante et about) pour toute la largeur du voile.

$A_{min} = 0.15 \% b.L$ globalement dans la section du voile.

$A_{min} = 0.10 \% b.L$ dans la zone courante.

❖ Exemple de calcul :

Voile VL1 :

$L = 2.3m, b = 0.2 m.$

$I = 0.2 \times (2.3)^3 / 12 = 0.203 m^4.$

$M = 2958.78 KN.m, N = 2829.17 KN.$

$\sigma_A = 22911.93 KN/m^2, \sigma_B = -10611.19 KN/m^2, (Section partiellement comprimée)$

$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{(\sigma_B + \sigma_A)} \Rightarrow L_t = 0.72 \text{ m.}$$

$$T = 0.5 \times \bar{\sigma}_B \times L_t \times e = 764 \text{ KN.}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{764 \times 1}{400} = 19.1 \text{ cm}^2, \gamma_s = 1, \text{ cas accidentel.}$$

$$A_{\text{RPA}} = 0.2 \% b \cdot L_t = 0.002 \times 20 \times 72 = 2.88 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{min}} = 0.15 \% b \cdot L = 0.0015 \times 20 \times 230 = 6.9 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A_v = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}, A_{\text{RPA}}) = 19.1 \text{ cm}^2.$$

La section adoptée :

En zone d'about : $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$, Soit : 6Φ14

En zone courante : $A_s = 27.71 \text{ cm}^2$, Soit : 18Φ14

L'espacement :

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$, Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

En zone d'about : $S_{ta} = S_t / 2 = 10 \text{ cm}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

voile	VL1	VL2		VL3	VT1	VT2	VT3
		Tum1	Trum2				
L (m)	2.3	1.65	0.7	1.5	3.5	1.5	4.9
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m⁴)	0.203	0.074	0.0057	0.056	0.71	0.056	1.96
A (m²)	0.46	0.33	0.14	0.3	0.7	0.3	0.98
Y(m)	1.15	0.825	0.35	0.75	1.75	0.75	2.45
M (KN.m)	2958.78	1652.17	502.47	1317.73	3855.74	1083.79	1384.47
N (KN)	2829.17	2160.36	1127.51	3154.57	1625.18	1939.02	6491.53
σ_A (KN/m²)	22911.93	24966.01	36907.06	28163.4	11825.27	20978.44	9527.13
σ_B (KN/m²)	-10611.19	-11872.91	-16998.76	-7132.93	-7181.89	-8051.64	-6701.68
L_t (m)	0.72	0.53	0.24	0.3	1.32	0.41	2.02
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC

T (KN)	764	629.26	407.97	213.98	948.01	330.11	1353.73
A_{cal} (cm²)	19.1	15.73	10.19	5.34	23.7	8.25	33.8
A_{RP} (cm²)	2.88	2.12	0.96	1.2	5.28	1.64	8.08
A_{min} (cm²)	6.9	4.95	2.1	4.5	10.5	4.5	14.7
Zone courante	18T14	14T16	8T14	10T12	26T14	10T12	34T12
	S _t =18cm	S _t =19cm	S _t =10cm	S _t =20cm	S _t =20cm	S _t =20cm	S _t =20cm
Zone d'about	6T14	4T16	4T14	4T12	8T14	4T14	14T14
	S _t =10cm						
A_v adoptée (cm²)	46.18	44.23	30.79	20.36	64.65	20.36	81.56

Tableau V.7: résultats de ferrailage vertical des voiles

V.2.2.3 Vérification:Vérification de la contrainte de cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

Selon BAEL : La contrainte cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1.4 V}{b \cdot 0.9 \cdot L} \leq \bar{\tau}$$

Avec : $\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$.

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant:

Voile	V(KN)	b(m)	L(m)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
VL1	845.74	0.2	2.3	2.85	3.25	CV
Tum1	679.29	0.2	1.65	3.2	3.25	CV
Tum2	278.1	0.2	0.7	3.09	3.25	CV
VL3	538.07	0.2	1.5	2.78	3.25	CV
VT1	964.77	0.2	3.5	2.14	3.25	CV
VT2	382.13	0.2	1.5	1.98	3.25	CV
VT3	1430.12	0.2	4.9	2.27	3.25	CV

Tableau V.8: Vérification de la contrainte de cisaillement

V.3.3 Calcul de ferrailage horizontal :

D'après le BAEL :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\tau_u - \tau_0) \cdot b}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Avec : $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_0 = 0,3 f_{ij} \times K \quad f_{ij} = (f_{ij}; 3,3 \text{MPa})$$

K=0 cas de reprise de bétonnage

Donc : $\tau_0 = 0$

$$S_t \leq (1,5e; 30 \text{cm})$$

D'après le RPA99, le pourcentage minimal exigé :

- pour : $\tau \leq 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{MPa} \Rightarrow A_t = 0,0015 b \cdot L$
- pour : $\tau > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{MPa} \Rightarrow A_t = 0,0025 b \cdot L$

❖ Exemple de calcul :V= 845.74 KN $\Rightarrow \tau = 2.85 \text{ MPa}$.

$$A_{BAEL} = \frac{(\tau_u \cdot S_t) \cdot b}{0,9 \cdot (F_e / \gamma_s)} = \frac{2,85 \times 20 \times 20 \times 1}{0,9 \cdot 400} = 3,16 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 3,16 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal de RPA :

$$\tau_u = 2,85 \text{ Mpa} > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa}$$

$$A_{RPA} = 0,25\% \times 20 \times 230 = 11,5 \text{ cm}^2$$

Alors:

$$A_t = \max (11,5 \text{ cm}^2, 3,16 \text{ cm}^2) = 11,5 \text{ cm}^2.$$

$$A_t (\text{ml / face}) = 11,5 / (2 \times 2,3) = 2,5 \text{ cm}^2.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile	τ (Mpa)	S_t (m)	b (m)	A_{BAEL} (cm ²)	A_t (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
VL1	2.85	0.2	0.2	3.16	2.5	5T10=3.93
Tum1	3.2	0.2	0.2	3.55	2.5	5T10=3.93
Tum2	3.09	0.2	0.2	3.43	2.5	5T10=3.93
VL3	2.78	0.2	0.2	3.08	2.5	5T10=3.93
VT1	2.14	0.2	0.2	2.37	2.5	5T8=2.51
VT2	1.98	0.2	0.2	2.20	2.5	5T8=2.51
VT3	2.27	0.2	0.2	2.52	2.5	5T8=2.51

Tableau V.9: Résultats du ferrailage horizontal

V.3.7 Calcul des linteaux:

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues encastées aux extrémités, reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides.

A. Sollicitations dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi qu'à l'action du séisme.

Les sollicitations dans les linteaux sont:

$$T = T_E + T_P$$

$$M = M_E + M_P$$

T_E : effort tranchant du au séisme.

T_P : effort tranchant du au charge (G+Q).

M_E : moment fléchissant du au séisme.

M_P : moment fléchissant du au charge (G+Q).

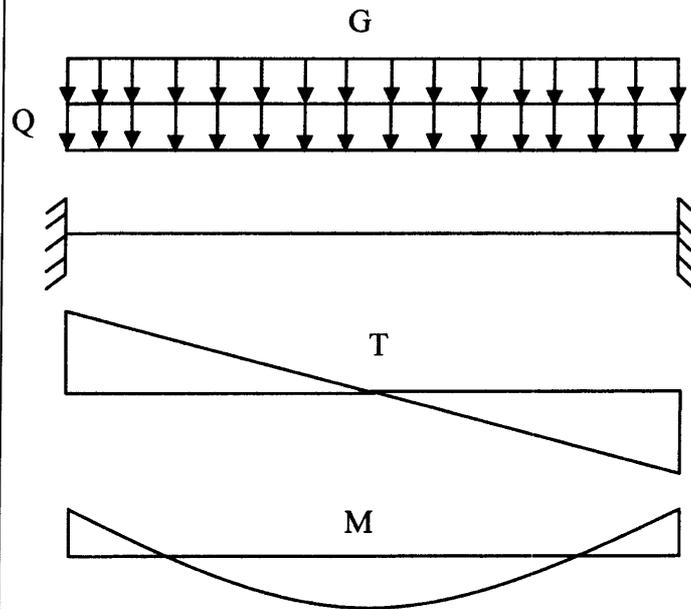


Figure V.7: Les sollicitations sur les linteaux

Selon les prescriptions de RPA99, les efforts internes dus aux séismes seront majorés comme suit:

$$T = 1.4 (T_E + q_{\max} \cdot L/2)$$

$$M = 1.4 (M_E + q_{\max} \cdot L^2/12)$$

✓ **Charge revenant au linteau:**

$$q_{\max} = g_0 + g_1 + g_2$$

g_0 : poids propre du linteau.

g_1 : poids du plancher.

g_2 : charge d'exploitation

B. Ferrailage des linteaux :

On fera le ferrailage des linteaux comme il est indiqué au l'art7.7.3 de RPA99.

✓ **Contraintes admissibles de cisaillement :**

a) **Premier cas:** $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec Met T en devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante (A_c).

❖ **Aciers longitudinaux A_l :**

D'après le RPA99 version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq M / (Z \cdot f_e) ; \text{ Avec:}$$

M: moment du à l'effort tranchant.

$$Z = h - 2d'$$

h : la hauteur totale du linteau.

d' : est distance d'enrobage.

❖ **Aciers transversaux A_t :**

Linteau long $\lambda_g = L / h > 1$

$$S_t \leq A_t \cdot f_e \cdot Z / T$$

S_t : espacement des cours d'armature transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

$$T = 1.4 T_{\text{calcul}}$$

L: portée du linteau

Linteaux courts $\lambda_g = L / h \leq 1$

$$S_t \leq A_t f_e L / (T + A_t f_e)$$

$$T = \min (T_1, T_2) \quad T_2 = 2 T_{\text{calcul}} \quad T_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée L_{ij} .

$$M_{ci} = A_l f_e Z$$

b) Deuxième cas : $\tau_b \geq \bar{\tau}_b = 0.06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinale (supérieur et inférieur) transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, T) repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

Le calcul des ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2f_e \sin \alpha) ; \quad \text{avec : } \tan \alpha = (h - 2d) / L$$

$$T = T_{\text{calcul}} \text{ sans majoration.}$$

❖ **Ferrailage minimal :****a. Armatures longitudinales :**

$$(A_l, A_l') / 0.0015 \cdot b \cdot h$$



Avec :

b : l'épaisseur du linteau

h : hauteur du linteau

b. Armature transversales:

Pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t / 0.0015 . b . s$

Pour $\tau_b > 0.025 f_{c28}$ $A_t / 0.0025 . b . s$

c. Armatures de peau:

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

$A_c / 0.002 . b . h$

✓ **Calcul les linteaux:**

Linteau 1 :

Caractéristiques géométriques de linteau :

$b = 0.20 \text{ m}$; $h = 0.86 \text{ m}$, $L=1\text{m}$; $d = 0.9h = 0.774$

• **Détermination des sollicitations :**

D'après le fichier des résultats du logiciel « SAP2000 » on a :

$V = 448.78 \text{ KN}$

• **Majoration des sollicitations :**

Effort tranchant : $\bar{V} = 1,4 V$

$\bar{V} = 1,4 \times 448.78 = 628.29 \text{ KN}$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On a: $\tau_b = \bar{V} / b_0 . d$

$\tau_b = 628.29 . 10^{-3} / (0,2 . 0.774) = 4.06 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$\tau_b = 4.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

• **Calcul du Ferrailage :**

$\bar{\tau} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$

$\tau_b = 4,06 \text{ MPa} > 1.5 \text{ MPa}$: donc on a dans la deuxième cas, on devra disposer:

- des aciers longitudinaux ($A_L, A_{L'}$) sont calculés en flexion simple
- des aciers transversaux (A_t)
- des aciers en partie courante (A_c)
- des aciers diagonaux (A_d)

a/ Calcul de (A_l) :

$$\tau_b = 4.06 \text{ MPa} > 1.5 \text{ MPa}$$

Condition minimale du RPA99 version 2003 (art 7.7.3.3)

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 86 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$(A_l, A_l') = 2.58 \text{ cm}^2$$

b/ Calcul de (A_t) :

$$\tau_b = 4.06 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

Condition minimale du RPA99 /version 2003 (art 7.7.3.3)

$$A_t \geq 0.0025 b \cdot S_t$$

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t < h/4 = 0.86/4 = 0.215 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$$

c/ Calcul de (A_c) :

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \cdot 20 \cdot 86 = 3.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_c = 3.44 \text{ cm}^2$$

d/ Calcul de (A_D) :

$$\tau_b = 4.06 > 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_D = V / (2 f_e \cdot \sin \alpha)$$

$$\text{tg} \alpha = (h - 2d') / L = (0.86 - 2 \times 0.03) / 1 = 0.8 \Rightarrow \alpha = 38.66$$

$$A_D = 448.78 \times 10^3 / (2 \cdot 400 \cdot \sin 38.66)$$

$$A_D = 8.98 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 4.06 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Condition minimal RPA/version 2003:

$$A_D \geq 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 86 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 2.58 \text{ cm}^2$$

Conclusion:

$$A_D = \max (A_{D \text{ calcul}}, A_{D \text{ RPA}})$$

$$A_D = \max (2.58; 8.98) = 8.98 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 8.98 \text{ cm}^2$$

e/ Ferrailage finale :

Le Ferrailage finale du linteau se résume comme suit :

$$A_L, A_l' = 2.58 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 2\text{HA}14 (6.16 \text{ cm}^2)$$

$$A_t = 1.00 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 4\text{HA}8 (2.01 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 3.44 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 6\text{HA}10 (4.71 \text{ cm}^2)$$

$$A_D = 8.98 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 8\text{HA}12 (9.05 \text{ cm}^2)$$

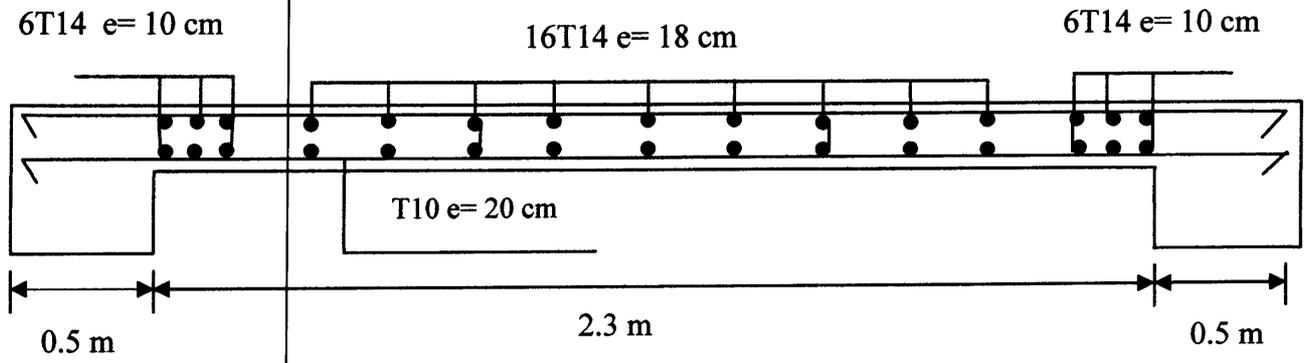


Figure V.8 : Ferrailage du voile VL1

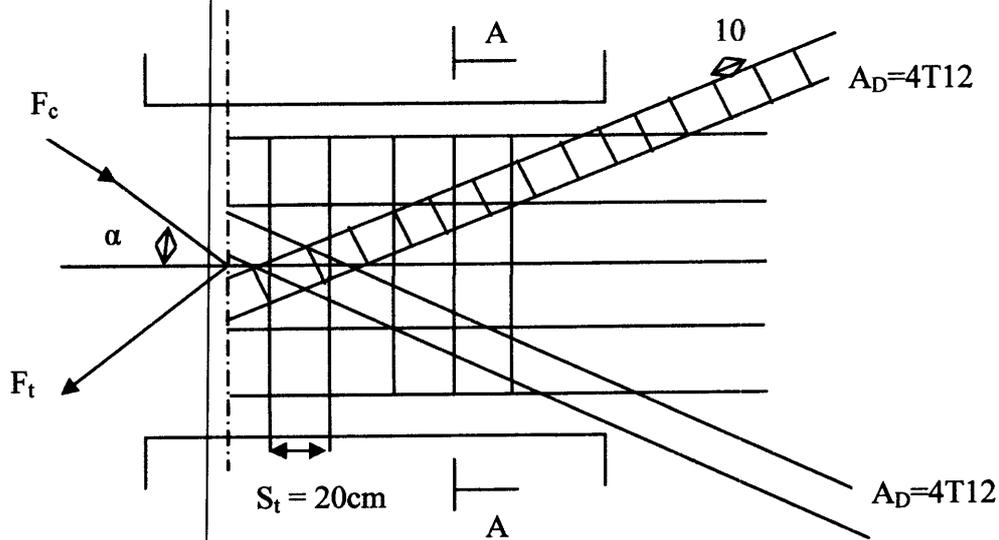


Figure V.9 : Armatures de linteau.

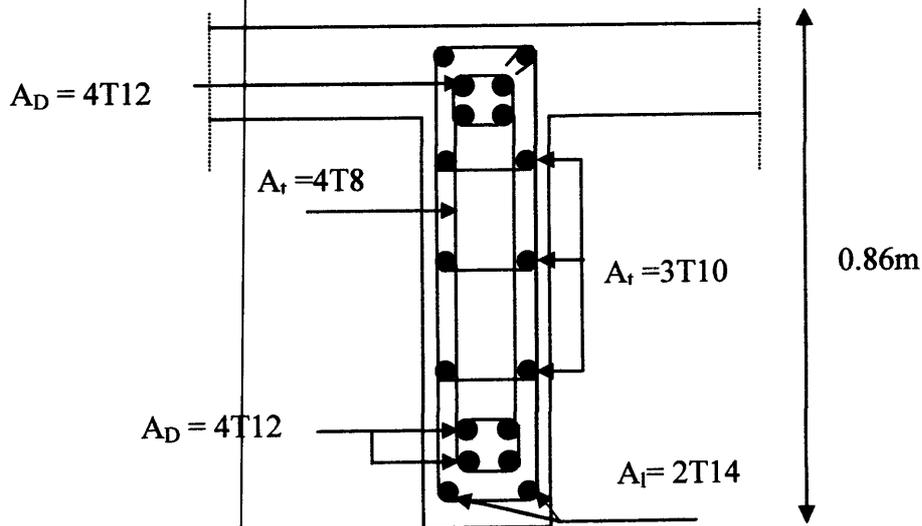


Figure V.10 : Armatures de linteau

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations .Celles-ci doivent transmettre au sol, les charge verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir la fonction suivante :

- ❖ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain
- ❖ Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts
- ❖ Limiter les tassements différentiels jusqu'a une valeur acceptable
- ❖ Jouer un rôle d'appuis

VI.2 Choix de type de fondation :

Le choix et le dimensionnement des fondations dépendent essentiellement des paramètres suivants :

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

Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure. La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\text{On a : } \sigma = \frac{N_s}{S_{\text{Semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$S_{\text{Semelle}} = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = 1.6 \text{ bar}$$

$$S_{\text{Semelle}} = \frac{50733.657}{160} = 317.08 \text{ m}^2$$

• Vérification du chevauchement :

On a : La Surface totale du bâtiment $S_b = 417.91 \text{ m}^2$

La Surface totale des semelles $S_s = 317.08 \text{ m}^2$

$$\text{Donc : } \frac{S_s}{S_b} = \frac{317.08}{417.91} = 0.75 > 0.5 = 50\%$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier général.**

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.3 Calcul du radier général (nervuré) :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, ce type de fondation offre une surface d'appui continue sous l'ouvrage et permet une répartition uniforme des charges, donc d'assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage.

VI.3.1 Pré dimensionnement :

a. La dalle :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

• Condition forfaitaire :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec : L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux ($L_{\max} = 5.4 \text{ m}$)

h_t : épaisseur du radier.

$$h_t \geq 27 \text{ cm}$$

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

b. La poutre nervurée :

• Condition forfaitaire :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux ($L_{\max} = 5.4 \text{ m}$)

h_p : hauteur de la poutre de rigidité

$$h_p \geq 54 \text{ cm}$$

Condition de rigidité :

$$L_{\max} \leq \left(\frac{\pi}{2}\right) L_e$$

$$L_e : \text{la longueur élastique, } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_{\max} : la distance maximale entre deux files successives ($L_{\max} = 5.4\text{m}$)

b : la largeur du radier.

K : Coefficient de radier du sol, rapporté à l'unité de surface ($K=4000 \text{ t/m}^3$)

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_p \geq 80.52 \text{ cm}$$

On prend: $h_p = 90 \text{ cm}$

D'après l'BAEL: $0,3 \cdot h \leq b \leq 0,5 \cdot h$

$$27 \text{ cm} \leq b \leq 45 \text{ cm}$$

D'après l'RPA: $\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$

Donc on prend: poutre (**40 cm×90 cm**)

c. Calcul du débordement :

$$D \geq \max (h_r/2, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Soit : **D= 60cm**

$$S_r = S + D \times P = 465.1 \text{ m}^2$$

S_r : La surface du radier

S : la surface du bâtiment

P : Le périmètre du radier

VI.3.2 Caractéristiques géométriques du radier :

✓ **Centre de gravité du radier:**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 14.4m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{S_i} = 9.9m$$

✓ **Moment d'inertie du radier :**

Selon la théorie de Hwiganze :

$$I_x = \sum I_{xi} + \sum S_i (Y_i - Y_G)^2 = 12410.3 \text{ m}^4$$

$$I_y = \sum I_{yi} + \sum S_i (X_i - X_G)^2 = 30553.9 \text{ m}^4$$

VI.3.3 Vérifications nécessaires :

VI.3.3.1 Vérifications au poinçonnement :

• **Sous poteau :**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant. Cette vérification s'effectue comme suit:

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad (\text{Art A.5.2.4}) \text{ CBA93}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé.

h : Epaisseur du radier.

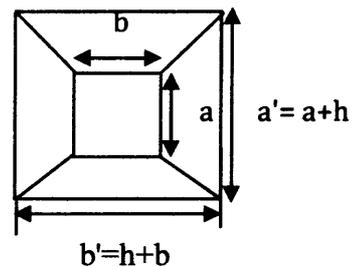
$\mu_c = 2(a + b + 2h)$ a, b : Dimensions du poteaux

$$\mu_c = 2(0.5 + 0.5 + 2 \times 0.6) = 4.4 \text{ m}$$

$$N_u = 1901.84 \text{ KN}$$

$$N_u = 1901.84 \text{ KN} \leq 1980 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement sous poteaux.



• **Sous voiles :**

La vérification au poinçonnement doit se faire sous voile le plus sollicité. On doit vérifier :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du voile le plus sollicité.

μ_c : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : épaisseur du radier.

$$\mu_c = 2(L + b + 2hr) \quad L, b$$
 Dimensions du voile.

$$\mu_c = 2(5.4+0.2+2 \times 0.6) = 13.6 \text{ m}$$

$$N_u = 2609.3 \text{ KN} \leq 6120 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc le radier résiste au poinçonnement.

VI.3.3.2 Vérifications à l'effet de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier : $W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S_r$

Avec :

W: poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$)

h : profondeur de l'infrastructure ($h = 3.5 \text{ m}$)

S_r : surface du radier ($S_r = 465.1 \text{ m}^2$).

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}}$$

$$W_{\text{rad}} = S_r \times e \times \rho = 465.1 \times 0.6 \times 25 = 6976.5 \text{ KN}$$

$$W_{\text{bat}} = 45989.465 \text{ KN}$$

$$W = 52965.965 \text{ KN}$$

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S_r = 1.5 \times 10 \times 465.1 \times 3 = 20929.5 \text{ KN}$$

$$W = 52965.965 \text{ KN} \geq 20929.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.3.3.3 Vérifications de la stabilité de radier :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant. A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de **traction** (soulèvement) avec la combinaison **0,8G ± E**.
- Aux contraintes de **compression** maximales avec la combinaison **G + Q + E**.

• Vérification de soulèvement : 0,8G ± E :

Pour faire la vérification en question, il nous faut définir ce qui suit :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_s}{S} + \frac{M \cdot V}{I}, \quad \sigma_{\text{min}} = \frac{N_s}{S} - \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$I_x = 12410.3 \text{ m}^4 ; \quad V_x = 14.4 \text{ m}$$

$$I_y = 30553.9 \text{ m}^4 ; \quad V_y = 9.9 \text{ m}$$

$$S = 465.1 \text{ m}^2.$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	0,8G+E	
	Longitudinal(x)	Transversal(y)
N (KN)	41073.054	41073.054
M (KN.m)	28319.56	51144.55
σ_{\max} (KN/m ²)	112.41	110.90
σ_{\min} (KN/m ²)	64.20	65.71
σ_{moy} (KN/m ²)	100.36	99.60
σ_{adm} (KN/m ²)	160	160
La condition	Vérifié	Vérifié

Tableau VI.1: Vérification au soulèvement

• **Vérification de compression : G + Q + E**

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	G+Q+E	
	Longitudinal(x)	Transversal(y)
N (KN)	57271.55	57271.55
M (KN.m)	39505.63	72846.28
σ_{\max} (KN/m ²)	157.47	154.65
σ_{\min} (KN/m ²)	88.80	91.62
σ_{moy} (KN/m ²)	140.30	138.89
σ_{adm} (KN/m ²)	160	160
La condition	Vérifié	Vérifié

Tableau VI.2: Vérification à la compression

- **Vérification de la stabilité du radier au renversement : 0,8G ± E**

Elle est assurée si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$ (RPA art. 10.1.5)

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	0,8G+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	41073.054	41073.054
M (KN.m)	28319.56	51144.55
e=M/N(m)	0.69	1.24
L/4(m)	7.2	4.95
La condition	Vérifié	Vérifié

Tableau VI.3: Vérification de la stabilité au renversement

Alors : Toutes les conditions de stabilité sont vérifiées pour les deux combinaisons

VI.4 Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les poteaux et les voiles. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL 91.

La fissuration est considérée très préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé est émergés en eau douce.

VI.4.1 Calcul des moments :

- **ELU :**

$$q_u = N_u / S_{rad} = 69379.974 / 465.1 = 149.17 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$q_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 50733.657 / 465.1 = 109.08 \text{ KN/m}^2$$

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISON et de rapport : $\rho = L_x / L_y$

Si: $0 < \rho < 0,4$ La dalle porte dans un seul sens

$$M_x = q L_x^2 / 8, M_y = 0$$

Si: $0,4 < \rho < 1$ La dalle porte dans les deux sens

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4\rho^3)} \quad M_x = \mu_x q \cdot L_x^2$$

$$\mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho) \quad M_y = \mu_y M_x$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis. D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

-Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,75 M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$; $M_{ay} = 0,5 M_y$)

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85 M_x$, $M_{ty} = 0,85 M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0,3 M_x$, $M_{ty} = 0,3 M_y$)

VI.4.2 Application :

$\rho = L_x / L_y = 3,35 / 4,85 = 0,69 \Rightarrow$ Donc la dalle porte dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2, \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

- **ELU : v = 0**

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4\rho^3)} = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 0,69^3)} \Rightarrow \mu_x = 0,069$$

$$\mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho) = 0,69^3 (1,9 - 0,9 \cdot 0,69) \Rightarrow \mu_y = 0,42$$

Sens x-x: « panneau de rive »

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2 = 0,069 \times 149,17 \times (3,35)^2 = 115,51 \text{ KN.m}$$

Alors:

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 98,18 \text{ KNm}$$

$$M_{ax \text{ int}} = 0,50 M_x = 57,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax \text{ riv}} = 0,30 M_x = 34,65 \text{ KN.m}$$

Sens y-y:

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 48.51 \text{ KN.m}$$

Alors:

$$M_{fy} = 0.85M_y = 41.23 \text{ KNm}$$

$$M_{ay \text{ int}} = 0.50M_y = 24.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay \text{ rive}} = 0.30M_y = 14.55 \text{ KN.m}$$

VI.4.3 Calcul des sections d'armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \quad A_{s \text{ min}} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_c}$$

Le calcul se fait pour une bande de « b=1m ».

- **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Section minimal :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_c} = 6.52\text{cm}^2$$

Panneau	sens x- x			sens y-y		
	travée	appui intr	appui rive	Travée	appui intr	appui rive
M_u (KN .ml)	98.18	57.75	34.65	41.23	24.25	14.55
b (cm)	100	100	100	100	100	100
d (cm)	54	54	54	54	54	54
μ	0.024	0.014	0.008	0.010	0.006	0.003
α	0.030	0.018	0.010	0.012	0.007	0.004
Z (cm)	53.35	53.61	53.78	53.74	53.85	53.91
As (cm²/ml)	5.29	3.09	1.85	2.20	1.29	0.77
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52
choix des barres/ml	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
$A_{s \text{ corr}}$ (cm ² /ml)	7.70	7.70	7.70	7.70	7.70	7.70
Espacement (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau VI.4:Ferrailage du radier

VI.4.4 Vérification à l'ELU :

On doit vérifier la contrainte de cisaillement selon la condition suivante :

La fissuration est très préjudiciable : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa})$

$$T_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} = 361.74 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.67 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.67 \text{Mpa} \leq \tau_{\text{adm}} = 2,5 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ La condition de cisaillement est vérifiée, et les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires

VI.4.5 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = M_{\text{ser}} \cdot \frac{y}{I}, \quad \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

y : positions de l'axe neutre donnée par l'équation :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 A_s \cdot d = 0 \Rightarrow 100y^2 + 231y - 12474 = 0$$

$$\Delta = 5042961 > 0 \Rightarrow y = 10.07 \text{cm}$$

I : Le moment d'inertie donné par :

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 [A_s \cdot (d-y)^2] = 256935.33 \text{cm}^4$$

- Calcul les moments M_{ser} :

ELS : $\nu = 0.2$

$$\mu_x = 0,069, \mu_y = 0,42$$

Sens x-x : « panneau de rive »

$$M_x = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot (Lx)^2 = 0,069 \times 109.08 \times (3,35)^2 = 84.47 \text{KN.m}$$

Alors :

$$M_{\text{tx}} = 0.85 M_x = 71.80 \text{KNm}$$

$$M_{\text{ax int}} = 0,5 M_x = 42.23 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{ax riv}} = 0.3 M_x = 25.34 \text{KN.m}$$

Sens y-y:

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 35.48 \text{ KN.m}$$

Alors:

$$M_{ty} = 0.85M_y = 30.16 \text{ KNm}$$

$$M_{ay \text{ int}} = 0.5M_y = 17.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay \text{ rive}} = 0.3M_y = 10.64 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{ser} = 71.80 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot \frac{y}{I} = 2.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2.81 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

• **État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(1/2f_c; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$

η : coefficient de fissuration, $\eta=1,6$ (aciers de haute adhérence).

$$\bar{\sigma}_s = \min(1/2 \cdot 400; 90\sqrt{1,6 \cdot 21}) = 164.97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15M_{ser} (d - y)/I = 184.14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 184.14 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_s = 164.97 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CNV$$

Donc le calcul de la section d'armature avec la contrainte $\bar{\sigma}_s$ est imposé :

VI.4.6 Calcul de la section des armatures a l'ELS :

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} ; \alpha_1 = \frac{y_{ser}}{d} \Rightarrow y_{ser} = \alpha_1 d$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}}$$

Panneau	sens x- x			sens y-y		
	travée	appui intr	appui rive	Travée	appui inter	appui rive
M_{ser} (KN .ml)	71.80	42.23	25.34	30.16	17.74	10.64
b (cm)	100	100	100	100	100	100
d (cm)	54	54	54	54	54	54
μ_{ser}	0.0014	0.0008	0.0005	0.0006	0.0004	0.0002

α_1	0.191	0.147	0.116	0.128	0.105	0.075
β_1	0.9365	0.9511	0.9610	0.9573	0.9648	0.9749
y_{ser} (cm)	10.31	7.94	6.26	6.91	5.67	4.05
A_s (cm ² /ml)	8.61	4.98	2.96	3.53	2.06	1.22
choix des barres/ml	5HA16	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
$A_{s,corr}$ (cm ² /ml)	10.05	7.70	5.65	7.70	5.65	5.65
Espacement (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau VI.5: Ferrailage du radier a l'ELS

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}, \quad \sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k_1}$$

panneau		α_1	K_1	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	condition
Sens x-x	travée	0.191	63.72	164.97	2.59	15	Vérifie
	appui inter	0.147	87.23	164.97	1.89	15	Vérifie
	appui rive	0.116	114.68	164.97	1.44	15	Vérifie
Sens y-y	travée	0.128	102.14	164.97	1.61	15	Vérifie
	appui inter	0.105	127.22	164.97	1.30	15	Vérifie
	appui rive	0.075	183.83	164.97	0.90	15	Vérifie

Tableau VI.6: Vérification des contraintes

VI.5 Ferrailage des poutres nervurées :

Pour le calcul on prendre les moments maximums (en travée et en appuis) à l'aide d'un logiciel SAP 2000, selon la combinaison 1.35G+1.5Q.

VI.5.1 Calcul des sections d'armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_c}$$

	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s calcul (cm ²)	A_s min (cm ²) RPA99	A_s adopté (cm ²)
Travée	350.04	0.094	0.124	76.98	13.07	18	6HA20 = 18.85
Appui	451.46	0.121	0.162	75.75	17.13	18	6HA20 = 18.85

Tableau VI.7: Ferrailage des poutres nervurées

VI.5.2 La vérification du ferrailage des poutres :

- **Section minimale :** [art : 7.5.2.1RPA99/V2003]

$$A_{S\min} = 0.5\% b \times h = 0.005 \times 40 \times 90 = 18 \text{ cm}^2.$$

$$A_{S\text{ adoptée}} = 18.85 \text{ cm}^2 > A_{S\min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Section maximale:** [art : 7.5.2.1RPA99/V2003]

$$A_{S\max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 40 \times 90 = 144 \text{ cm}^2. \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{S\max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 40 \times 90 = 216 \text{ cm}^2. \text{ (Zone recouvrement)}$$

$$A_{S\text{ adoptée}} = 18.85 \text{ cm}^2 < A_{S\max} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{S\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_c} = 3.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\text{ adoptée}} > A_{S\min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification à l'état limite ultime (ELU) :**

- ❖ **La contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ Mpa} ; \text{ Fissuration très préjudiciable}$$

$$T_{\max} = 355.72 \text{ KN} \quad \text{Avec : } b = 40 \text{ cm} ; \quad d = 81 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 1.10 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 1.10 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Calcul σ_b :

$$b.y^2 + 30.A_s.y - 30A_s.d = 0 \Rightarrow 40y^2 + 565.5y - 45805.5 = 0$$

D'après la résolution de cette équation : $y = 27.50$ cm

$$I = b.y^3/3 + 15 [A_s (d-y)^2] = 1086592.85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot \frac{y}{I}; M_{ser} = 379.97 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 9.62 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le ferrailage des Poutres longitudinales est le même que les poutres transversales

NB :

On pose 2T14 au milieu de la section (armature de peau)

$$A_s = 0.1\% bh = 3.6 \text{ cm}^2$$

Poutre transversales et longitudinales (40×90) cm²

- ✓ En travée : 6HA20
- ✓ Sur appui : 6HA20
- ✓ En milieu : 4HA12

VI.6 Voile périphérique :

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier ...) et le niveau de base.

D'après le RPA 99/V2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci- dessous.

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40Φ pour les renforcements des angles.

❖ Dimensionnement :

L'épaisseur : $e = 20$ cm.

La hauteur du voile périphérique : $h_v = 3$ m.

VI.6.1 Détermination des sollicitations:

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres
- Effet de surcharge
- Effet de cohésion

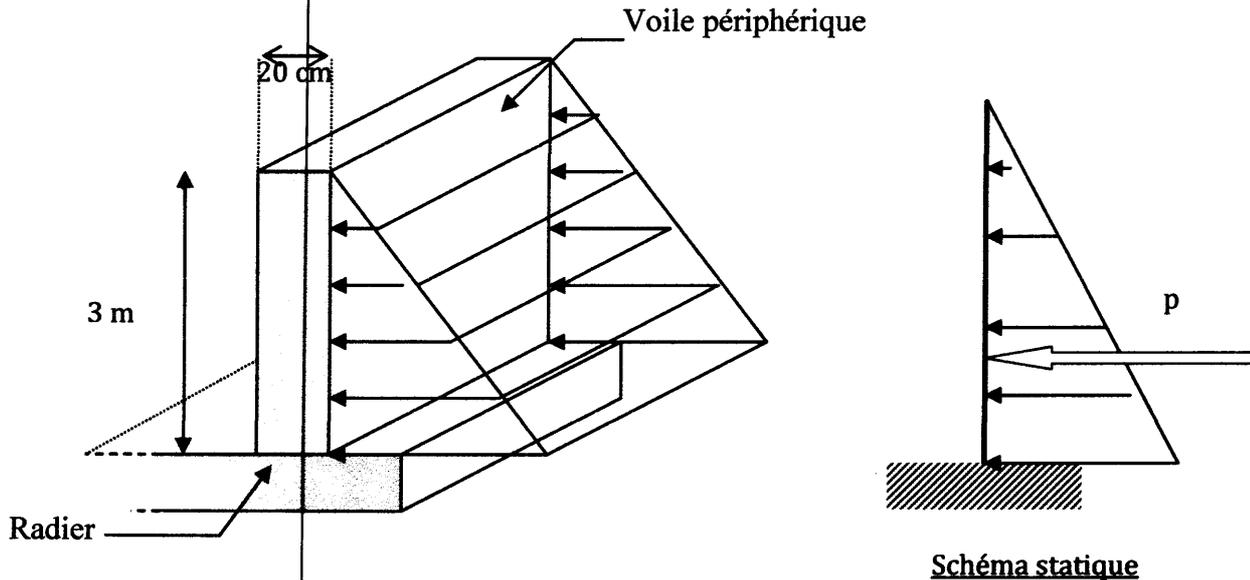


Figure VI.1 : Poussée de terre sur le voile périphérique

❖ Détermination des sollicitations :

D'après la théorie de RANKINE, On a : $P = P_t + P_q$

$$P = 1/2 \cdot \gamma_r \cdot h^2 \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + q \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec : P : la composante horizontale de la poussée de terre.

P_t : La poussée des terres provenant à leur poids propre.

P_q : La poussée des terres provenant aux charges d'exploitation.

φ : L'angle de frottement interne..... $\varphi=35^\circ$.

γ_r : poids volumique du remblai..... $\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$.

$P = 21.95 \text{ KN/ml}$.

Calcul des moments :

Le voile est calculé comme dalle encasté sur ses quatre cotés dans les poteaux et les poutres, en supposant que la valeur de (p) est uniformément répartie sur toute la hauteur du voile, pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = L_x / L_y$

✓ Si : $0 < \rho < 0.4$ la dalle comporte dans un seul sens.

$$M_x = p \cdot L_x^2 / 8, \quad M_y = 0$$

✓ Si : $0.4 > \rho > 1$ la dalle comporte dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot p \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases} \quad \text{Avec:} \quad \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\rho^3)} \\ \mu_y = \rho^3(1,9-0,9\rho) \end{cases}$$

VI.6.2 Ferrailage du voile périphérique :

Combinaison	L_x (m)	L_y (m)	ρ	ν	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)
ELS	3	4.5	0.66	0.2	0.073	0.38	14.42	5.48

Tableau VI.8 : Résultats de calcul des moments

Sens X-X :

$$M_t = 0.85M_0 = 12.26 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 7.21 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_t = 0.85M_0 = 4.66 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 2.74 \text{ KN.m}$$

❖ Condition exigé par le RPA99/version2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0.1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_{s \text{ RPA}} = 0.1\% b \cdot h = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 2.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Calcul du ferrailage :

$$\bar{\sigma}_s = \min(0,5 \cdot f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

$$\bar{\sigma}_s = (0,5 \times 400 ; 90 \sqrt{1,6 \times 2,1}), \quad \bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$X = (15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot d) / (15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s)$$

$$=(15.15.0,17) / (15.15+165) \Rightarrow X=0,098 \text{ m}$$

$$Z = d-(X/3) = 0,17 - (0,098/3) = 0,137\text{m}$$

$$\overline{M}_1 = 1/2.b. \overline{\sigma}_{bc}.X.Z$$

$$= 1/2.1.15.10^3. 0,098. 0,137 \Rightarrow \overline{M}_1 = 100.69 \text{ KN.m}$$

$$A_s = M_u / z\sigma_s$$

	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
M ser (KN.m)	12.26	7.21	4.66	2.74
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	17	17	17	17
A_s (cm²)	5.42	3.19	2.06	1.21
A RPA (cm²)	2	2	2	2
A_{s, min} (cm²)	2,173	2,17	2,17	2,17
Choix des barres	5T12	5T12	5T10	5T10
A_s adoptée (cm²)	5.65	5.65	3.93	3.93

Tableau VI.9 : Ferrailage du voile périphérique

❖ Schémas de ferrailage des éléments de l'infrastructure :

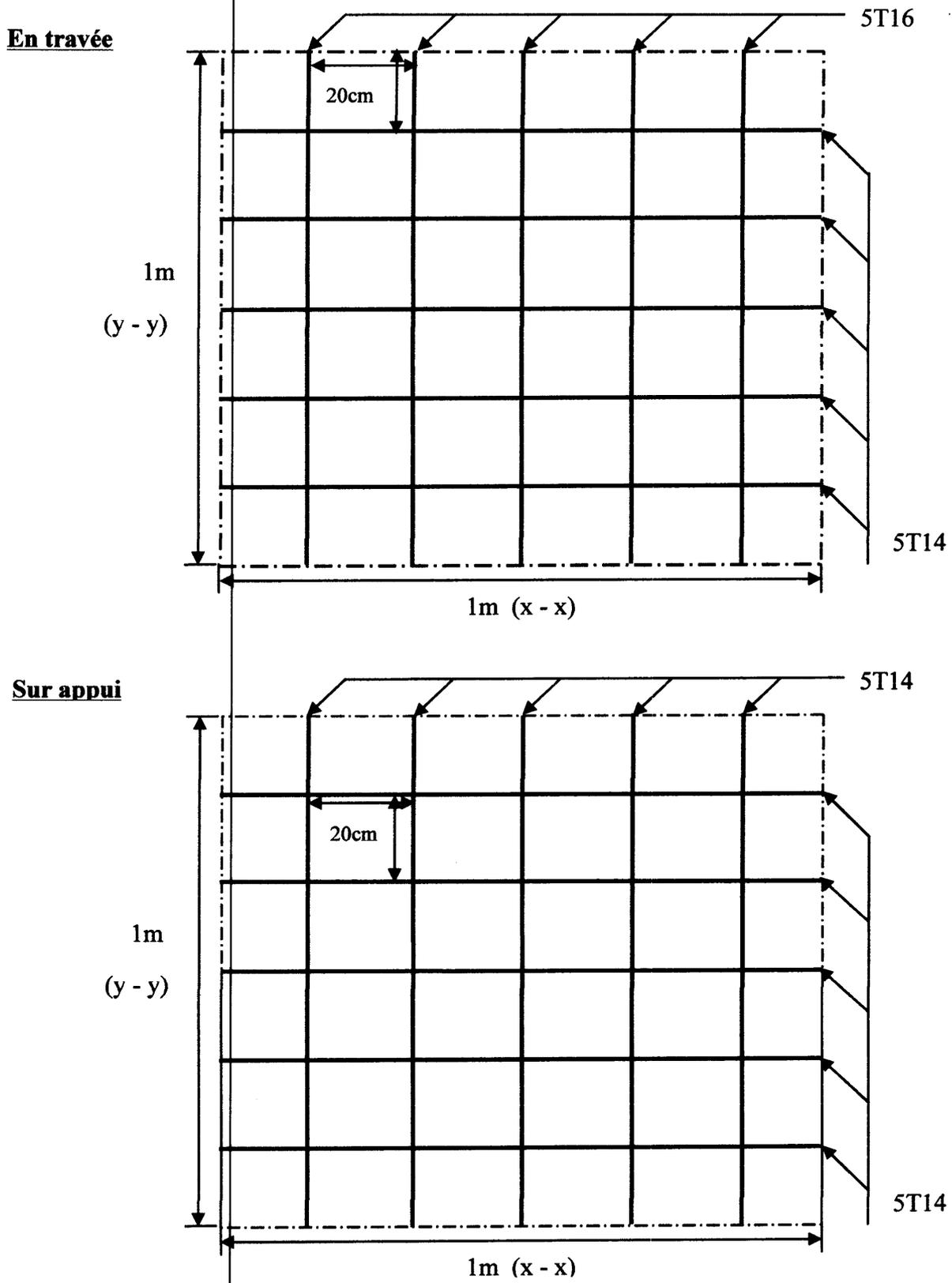


Figure VI.2 : Ferrailage du radier

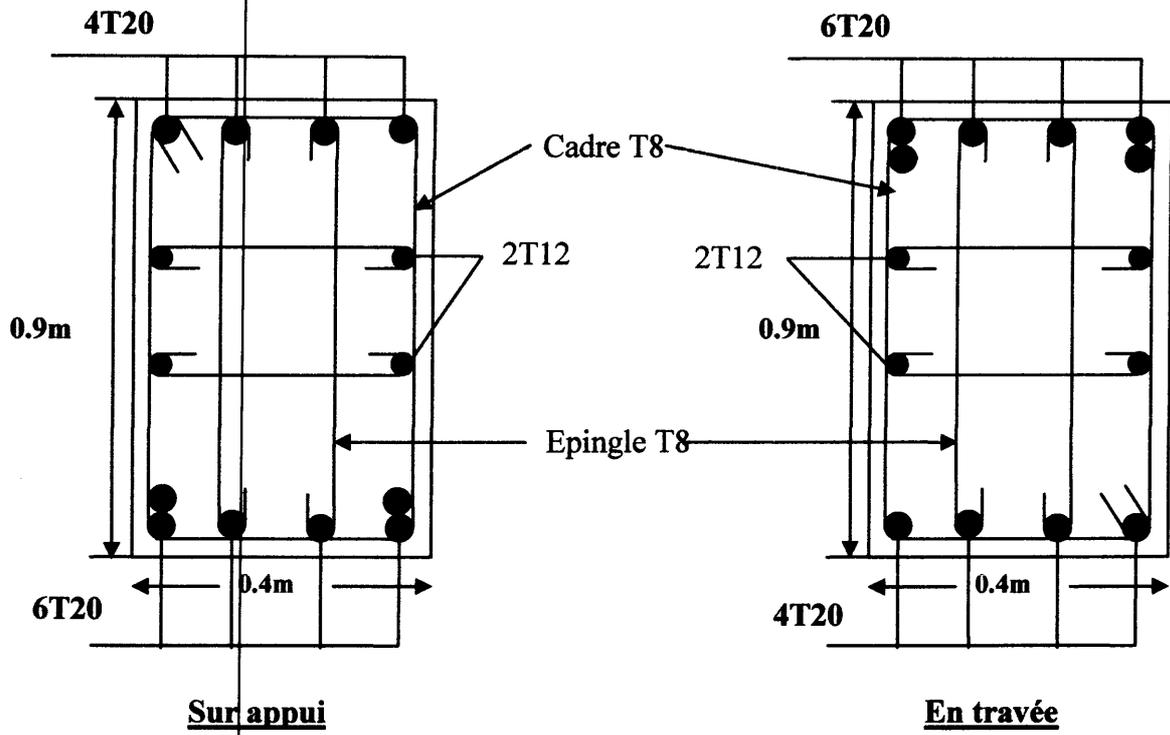


Figure VI.3 : Ferrailage des poutres nervurées

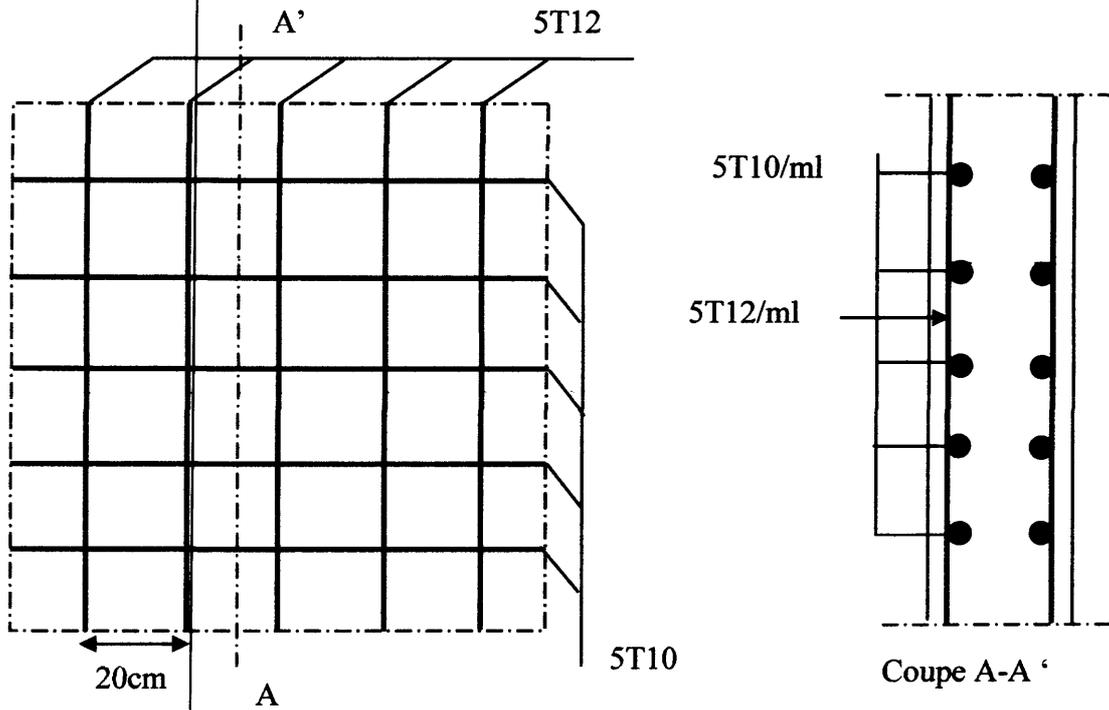


Figure VI.4 : Ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques, et même d'application des règlements (BAEL91,CBA93,RPA99version 2003), la pratique des logiciel comme SAP2000 ; SOCOTEC; AUTOCAD, et l'utilisation de la programmation ; FORTRAN , MATLAB de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques contreventée par voiles.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur de génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet, pour arriver à une sécurité parasismique assurée sans coût important.

Comme on a vu au cours de ce projet que tous les calculs sont basés sur trois critères essentiels :

- La sécurité
- Solution économique et facile à réaliser
- Stabilité

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- RPA99: règles parasismiques algériennes version2003.
- BAEL91:béton armé aux états limite.
- Les règles CBA93.

Articles :

- Evaluation of seismic performance of multistory building structures based on the equivalent responses. Dong-Guen Lee, Won-Ho Choi, Myung-Chae Cheong, Dae-Kon Kim. Engineering Structures 28 (2006) 837–856.
- Performance Based Evaluation of Shear Walled RCC Building by Pushover Analysis. P. B. Oni, Dr. S. B.Vanakudre. International Journal of Modern Engineering Research (IJMER) Vol. 3, Issue. 4, Jul - Aug. 2013 pp-2522-2525.

Cours :

- Béton armé.

Thèses :

- Mémoire de fin d'études.....Université de Jijel.
- Mémoire de fin d'études.....ENTP.

Logiciels et programmation :

- SAP2000V8.
- Socotec.
- Auto CADV2013.
- FortranV6.5
- Matlab2012.

ANNEXE

Annexe1

I. Programme de condensation:

a) Programme condensation des portiques :

```
program condens_portique
! nombre max de noeuds fixes = 10
! nombre max de niveaux = 20
! nombre max de noeuds = 210
! nombre max d elements = 380

implicit real*8 (a-h,o-z)
common/bloc1/ek(6,6),sk(630,630),xc(210),yc(210),kcon(380,3),
      knf(10),t(6,6),tt(6,6)
common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,area(5),xinert(5),
      bg(5),bd(5),ne
common/bloc3/sk1(630,630),skaa(20,20),skab(20,400),
      skba(400,20),skbb(400,400),skbbi(400,400),a(400,20),
      b(20,20),sk2(420,600),sk3(420,420)
character*20 finp,fout
write(*,*) ' nom du fichier de donnees ?'
read(*,*) finp
write(*,*) ' nom du fichier de resultats ?c'
read(*,*) fout
open(5,file=finp)
open(6,file=fout )
call donne
do 20 i=1,3*nnd
do 20 j=1,3*nnd
sk(i,j)=0.0
20 continue
do 10 iel=1,nel
```

```
10 call rigid
call assemb
continue
call limit
call arrange
call somme
call condens
call output
close(6)
close(5)
stop
end
```

!+++++

```
subroutine donne
implicit real*8 (a-h,o-z)
common/bloc1/ek(6,6),sk(630,630),xc(210),yc(210),kcon(380,3),
knf(10),t(6,6),tt(6,6)
common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,area(5),xinert(5),
bg(5),bd(5),ne
common/bloc3/sk1(630,630),skaa(20,20),skab(20,400),
skba(400,20),skbb(400,400),skbbi(400,400),a(400,20),
b(20,20),sk2(420,600),sk3(420,420)
```

```
C
read (5,*) nnd,nel,nnf,ntyps,ne
do 10 ind=1,nnd
read (5,*) knd,xc(knd),yc(knd)
10 continue
do 20 iel=1,nel
```

```

20 read(5,*) kel,kcon(kel,1),kcon(kel,2), kcon(kel,3)
   continue
   do 35 ityps=1,ntyps
   read(5,*) young,Gcis,area(ityps),xinert(ityps),bg(ityps),bd(ityps)
35  continue
   return
   end

```

!+++++

```

subroutine rigid
implicit real*8 (a-h,o-z)
common/bloc1/ek(6,6),sk(630,630),xc(210),yc(210),kcon(380,3),
      knf(10),t(6,6),tt(6,6)
common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,area(5),xinert(5),
      bg(5),bd(5),ne
common/bloc3/skl(630,630),skaa(20,20),skab(20,400),
      skba(400,20),skbb(400,400),skbbi(400,400),a(400,20),
      b(20,20),sk2(420,600),sk3(420,420)
dimension ekl(6,6),ttkel(6,6),h(6,6),ht(6,6),htkel(6,6),hhkel(6,6)
do 20 i=1,6
do 20 j=1,6
ek(i,j)=0.0
ekl(i,j)=0.0
t(i,j)=0.0
tt(i,j)=0.0
h(i,j)=0.0
ht(i,j)=0.0
20 continue
ni=kcon(iel,1)
nf=kcon(iel,2)

```

```

ntyp=kcon(iel,3)

xa=area(ntyp)
xi=xinert(ntyp)
brg=bg(ntyp)
brd=bd(ntyp)

xlongt=sqrt((xc(nf)-xc(ni))**2+(yc(nf)-yc(ni))**2)
xlong=sqrt((xc(nf)-xc(ni))**2+(yc(nf)-yc(ni))**2)-(brg+brd)
c=(xc(nf)-xc(ni))/xlongt
s=(yc(nf)-yc(ni))/xlongt
!   alpha=(12*young*xi)/((xlong**2)*Gcis*5.0*xa/6.0)
!   write(*,100) iel,alpha,c,s,xlong,xlongt,brg,brd
!100 format(i4,7f6.3)

alpha=0
ekl(1,1)=young*xa/xlong
ekl(1,4)=-young*xa/xlong
ekl(2,2)=12*young*xi/((xlong**3)*(alpha+1))
ekl(2,3)=6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
ekl(2,5)=-12*young*xi/((xlong**3)*(alpha+1))
ekl(2,6)=6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
ekl(3,2)=6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
ekl(3,3)=((4+alpha)*young*xi)/(xlong*(alpha+1))
ekl(3,5)=-6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
ekl(3,6)=((2-alpha)*young*xi)/(xlong*(1+alpha))
ekl(4,1)=-young*xa/xlong
ekl(4,4)=young*xa/xlong
ekl(5,2)=-12*young*xi/((xlong**3)*(alpha+1))
ekl(5,3)=-6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
ekl(5,5)=12*young*xi/((xlong**3)*(alpha+1))

```

```
ekl(5,6)=-6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
```

```
ekl(6,2)=6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
```

```
ekl(6,3)=((2-alpha)*young*xi)/(xlong*(alpha+1))
```

```
ekl(6,5)=-6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
```

```
ekl(6,6)=((4+alpha)*young*xi)/(xlong*(alpha+1))
```

```
!+++++
```

```
h(1,1)=1.0
```

```
h(2,2)=1.0
```

```
h(2,3)=brg
```

```
h(3,3)=1.0
```

```
h(4,4)=1.0
```

```
h(5,5)=1.0
```

```
h(5,6)=-brd
```

```
h(6,6)=1.0
```

```
do 9 i=1,6
```

```
do 9 j=1,6
```

```
ht(i,j)=h(j,i)
```

```
9 continue
```

```
htkel=matmul(ht,ekl)
```

```
hhkel=matmul(htkel,h)
```

```
t(1,1)=c
```

```
t(1,2)=s
```

```
t(2,1)=-s
```

```
t(2,2)=c
```

```
t(3,3)=1.0
```

```
t(4,4)=c
```

```
t(4,5)=s
```

```
t(5,4)=-s
```

```
t(5,5)=c
t(6,6)=1.0
do 10 i=1,6
do 10 j=1,6
tt(i,j)=t(j,i)
10 continue
ttkel=matmul(tt,hhkel)
ek=matmul(ttkel,t)
return
end
```

+++++
subroutine assemb

implicit real*8 (a-h,o-z)

common/bloc1/ek(6,6),sk(630,630),xc(210),yc(210),kcon(380,3),

knf(10),t(6,6),tt(6,6)

common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,area(5),xinert(5),

bg(5),bd(5),ne

common/bloc3/sk1(630,630),skaa(20,20),skab(20,400),

skba(400,20),skbb(400,400),skbbi(400,400),a(400,20),

b(20,20),sk2(420,600),sk3(420,420)

dimension ii(6)

ni=kcon(iel,1)

nf=kcon(iel,2)

ii(1)=3*ni-2

ii(2)=3*ni-1

ii(3)=3*ni

ii(4)=3*nf-2

ii(5)=3*nf-1

ii(6)=3*nf

do 10 i=1,6

```

do 10 j=1,6
  sk(ii(i),ii(j))=sk(ii(i),ii(j))+ek(i,j)
10  continue
  return
end

```

!+++++

```

subroutine limit
implicit real*8 (a-h,o-z)
common/bloc1/ek(6,6),sk(630,630),xc(210),yc(210),kcon(380,3),
  knf(10),t(6,6),tt(6,6)
common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,area(5),xinert(5),
  bg(5),bd(5),ne
common/bloc3/sk1(630,630),skaa(20,20),skab(20,400),
  skba(400,20),skbb(400,400),skbbi(400,400),a(400,20),
  b(20,20),sk2(420,600),sk3(420,420)
dimension sk4(630,630)
do 10 i=1,3*nnd
do 10 j=1,3*nnd
10  sk4(i,j)=sk(i,j)
do 20 i=1,3*nnd-3*nnf
do 20 j=1,3*nnd-3*nnf
20  sk(i,j)=sk4(i+3*nnf,j+3*nnf)
  nddl=3*nnd-3*nnf
!  do 52 i=1,nddl
!  write (*,*) (sk(i,j),j=1,nddl)
!52  continue
  return
end

```

!+++++

```

subroutine arrange
implicit real*8 (a-h,o-z)
common/bloc1/ek(6,6),sk(630,630),xc(210),yc(210),kcon(380,3),
      knf(10),t(6,6),tt(6,6)
common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,area(5),xinert(5),
      bg(5),bd(5),ne
common/bloc3/sk1(630,630),skaa(20,20),skab(20,400),
      skba(400,20),skbb(400,400),skbbi(400,400),a(400,20),
      b(20,20),sk2(420,600),sk3(420,420)
nddl=3*nnd-3*nnf
! operation sur les ligne
k=0
do 10 il=1,nddl,3
k=k+1
do 20 j=1,nddl
sk1(k,j)=sk(il,j)
20 continue
10 continue
do 30 il=2,nddl,3
k=k+1
do 40 j=1,nddl
sk1(k,j)=sk(il,j)
40 continue
30 continue
do 50 il=3,nddl,3
k=k+1
do 60 j=1,nddl
sk1(k,j)=sk(il,j)
60 continue

```

```
50  continue
    do 15 i=1,nddl
    do 15 j=1,nddl
15  sk(i,j)=sk1(i,j)
!  operation sur les colonnes
!xxx
    k=0
    do 55 ic=1,nddl,3
    k=k+1
    do 63 i=1,nddl
    sk1(i,k)=sk(i,ic)
63  continue
55  continue
    do 65 ic=2,nddl,3
    k=k+1
    do 70 i=1,nddl
    sk1(i,k)=sk(i,ic)
70  continue
65  continue
    do 75 ic=3,nddl,3
    k=k+1
    do 80 i=1,nddl
    sk1(i,k)=sk(i,ic)
80  continue
75  continue
    do 16 i=1,nddl
    do 16 j=1,nddl
16  sk(i,j)=sk1(i,j)
```

```

!      do 51 i=1,nddl
!      write (*,*) (sk(i,j),j=1,nddl)
!51   continue
      return
      end
!+++++
      subroutine somme
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      common/bloc1/ek(6,6),sk(630,630),xc(210),yc(210),kcon(380,3),
         knf(10),t(6,6),tt(6,6)
      common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,area(5),xinert(5),
         bg(5),bd(5),ne
      common/bloc3/sk1(630,630),skaa(20,20),skab(20,400),
         skba(400,20),skbb(400,400),skbbi(400,400),a(400,20),
         b(20,20),sk2(420,600),sk3(420,420)
c      ne : est le nombre de niveaux
      nddl=3*nnd-3*nnf
c      somme des lignes
      do 31 i=0,nddl-1-(nnf-1)*ne
      do 32 j=1,nddl
      sk2(i+1,j)=0.0
32   continue
31   continue
      do 34 i=0,ne-1
      do 35 j=1,nddl
      do 36 k=1,nnf
      sk2(i+1,j)=sk2(i+1,j)+sk((i+1)*nnf-nnf+k,j)
36   continue
35   continue

```

```

34  continue
    do 37 i=ne+1,nddl-(nnf-1)*ne
    do 38 j=1,nddl
    sk2(i,j)=sk(i+ne*(nnf-1),j)
38  continue
37  continue
c   somme des coloone
    do 40 i=1,nddl-(nnf-1)*ne
    do 41 j=1,nddl-(nnf-1)*ne
    sk3(i,j)=0.0
41  continue
40  continue
    do 42 j=0,ne-1
    do 43 i=1,nddl-(nnf-1)*ne
    do 44 k=1,nnf
    sk3(i,j+1)=sk3(i,j+1)+sk2(i,(j+1)*nnf-nnf+k)
44  continue
43  continue
42  continue
    do 45 j=ne+1,nddl-(nnf-1)*ne
    do 46 i=1,nddl-(nnf-1)*ne
    sk3(i,j)=sk2(i,j+ne*(nnf-1))
46  continue
45  continue
    do 48 i=1,nddl-(nnf-1)*ne
    do 49 j=1,nddl-(nnf-1)*ne
    sk3(i,j)=sk3(i,j)
49  continue
48  continue

```

```

! do 47 i=1,nddl-(nnf-1)*ne
! write (*,*) (sk3(i,j),j=1,nddl-(nnf-1)*ne)
!47 continue
return
end

```

```
!+++++
```

```
subroutine condens
```

```
implicit real*8 (a-h,o-z)
```

```
common/bloc1/ek(6,6),sk(630,630),xc(210),yc(210),kcon(380,3),
```

```
knf(10),t(6,6),tt(6,6)
```

```
common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,area(5),xinert(5),
```

```
bg(5),bd(5),ne
```

```
common/bloc3/sk1(630,630),skaa(20,20),skab(20,400),
```

```
skba(400,20),skbb(400,400),skbbi(400,400),a(400,20),
```

```
b(20,20),sk2(420,600),sk3(420,420)
```

```
c remplissage des matrices skaa,skab,skba,skbb
```

```
nddl=3*nnd-3*nnf
```

```
do 100 i=1,ne
```

```
do 100 j=1,ne
```

```
100 skaa(i,j)=sk3(i,j)
```

```
do 110 i=1,ne
```

```
do 110 j=1,nddl-(ne*nnf)
```

```
110 skab(i,j)=sk3(i,j+ne)
```

```
do 120 i=1,nddl-(ne*nnf)
```

```
do 120 j=1,ne
```

```
120 skba(i,j)=sk3(i+ne,j)
```

```
do 130 i=1,nddl-(ne*nnf)
```

```
do 131 j=1,nddl-(ne*nnf)
```

```
skbb(i,j)=sk3(i+ne,j+ne)
```

```

131  continue
130  continue
!    do 101 i=1,ne
!    do 101 j=1,ne
!    write (*,*) skaa(i,j)
!101 continue
!    do 102 i=1,ne
!    write (*,*) (skab(i,j),j=1,nddl-(ne*nnf))
!102 continue
!    do 103 i=1,nddl-(ne*nnf)
!    write (*,*) (skba(i,j),j=1,ne)
!103 continue
!    do 104 i=1,nddl-(ne*nnf)
!    write (*,*) (skbb(i,j),j=1,nddl-(ne*nnf))
!104 continue
c    inversion de skbb et ecraser skbb avec son inverse
!    CALL DLINRG (nnd, skbb, nnd, skbb, nnd)
!    call migs(skbb,nddl-(ne*nnf),skbbi)
!    do 11 i=1,nddl-(ne*nnf)
!    do 11 j=1,ne
!    a(i,j)=0.0
!    do 21 k=1,nddl-(ne*nnf)
!    a(i,j)=a(i,j)+skbbi(i,k)*skba(k,j)
21  continue
11  continue
!    do 30 i=1,2
!30 write(*,*) (a(i,j),j=1,2)
!    do 12 i=1,ne
!    do 12 j=1,ne

```

```

b(i,j)=0.0
do 22 k=1,nddl-(ne*nnf)
b(i,j)=b(i,j)+skab(i,k)*a(k,j)
22 continue
12 continue
do 140 i=1,ne
do 140 j=1,ne
skaa(i,j)=skaa(i,j)-b(i,j)
140 continue
return
end

```

SUBROUTINE MIGS(A,N,X)

implicit real*8(a-h,o-z)

C

C Subroutine to invert matrix A(N,N) with the inverse stored

C in X(N,N) in the output.

C

DIMENSION A(400,400),X(400,400),INDX(400),B(400,400)

! do 31 i=1,2

!31 write(*,*) (a(i,j),j=1,2)

DO 20 I = 1, N

DO 10 J = 1, N

B(I,J) = 0.0

10 CONTINUE

20 CONTINUE

DO 30 I = 1, N

B(I,I) = 1.0

30 CONTINUE

C

```

C
CALL ELGS(A,N,INDX)
DO 100 I = 1, N-1
DO 90 J = I+1, N
DO 80 K = 1, N
B(INDX(J),K) = B(INDX(J),K)
-A (INDX(J),I)*B(INDX(I),K)
80 CONTINUE
90 CONTINUE
100 CONTINUE

```

```

C
DO 200 I = 1, N
X(N,I) = B(INDX(N),I)/A(INDX(N),N)
DO 190 J = N-1, 1, -1
X(J,I) = B(INDX(J),I)
DO 180 K = J+1, N
X(J,I) = X(J,I)-A(INDX(J),K)*X(K,I)
180 CONTINUE
X(J,I) = X(J,I)/A(INDX(J),J)
190 CONTINUE
200 CONTINUE

```

```

C
RETURN
END
SUBROUTINE ELGS(A,N,INDX)
implicit real*8(a-h,o-z)

```

C Subroutine to perform the partial-pivoting Gaussian elimination.

C A(N,N) is the original matrix in the input and transformed

C matrix plus the pivoting element ratios below the diagonal in

C the output. INDX(N) records the pivoting order.

```
  DIMENSION A(400,400),INDX(400),C(400)
```

C Initialize the index

```
  DO 50 I = 1, N
```

```
    INDX(I) = I
```

```
50  CONTINUE
```

C

C Find the rescaling factors, one from each row

C

```
  DO 100 I = 1, N
```

```
    C1 = 0.0
```

```
    DO 90 J = 1, N
```

```
      C1 = DMAX1(C1, ABS(A(I,J)))
```

```
90  CONTINUE
```

```
    C(I) = C1
```

```
100 CONTINUE
```

C

C Search the pivoting (largest) element from each column

C

```
  DO 200 J = 1, N-1
```

```
    PI1 = 0.0
```

```
    DO 150 I = J, N
```

```
      PI = ABS(A(INDX(I),J))/C(INDX(I))
```

```
      IF (PI.GT.PI1) THEN
```

```
        PI1 = PI
```

```
        K = I
```

```
      ELSE
```

```
    ENDIF
```

```
150 CONTINUE
```

C
C Interchange the rows via INDX(N) to record pivoting order

C
ITMP = INDX(J)
INDX(J) = INDX(K)
INDX(K) = ITMP
DO 170 I = J+1, N
PJ = A((INDX(I)),J)/A((INDX(J)),J)

C
C Record pivoting ratios below the diagonal

C
A(INDX(I),J) = PJ

C
C Modify other elements accordingly

C
DO 160 K = J+1, N
A(INDX(I),K) = A(INDX(I),K) - PJ * A(INDX(J),K)

160 CONTINUE

170 CONTINUE

200 CONTINUE

C
RETURN
END

!+++++

```

subroutine output
implicit real*8 (a-h,o-z)
common/bloc1/ek(6,6),sk(630,630),xc(210),yc(210),kcon(380,3),
knf(10),t(6,6),tt(6,6)
common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,area(5),xinert(5),
bg(5),bd(5),ne
common/bloc3/sk1(630,630),skaa(20,20),skab(20,400),
skba(400,20),skbb(400,400),skbbi(400,400),a(400,20),
b(20,20),sk2(420,600),sk3(420,420)
nddl=3*nnd-3*nnf
! do 51 i=1,nddl
! write (6,40) (sk(i,j),j=1,nddl)
!51 continue
! do 48 i=1,nddl-(nnf-1)*ne
! write (6,40) (sk3(i,j),j=1,nddl-(nnf-1)*ne)
!48 continue
do 50 i=1,ne
write (6,40) (skaa(i,j),j=1,ne)
50 continue
!20 format(5x,i3,3f20.10)
40 format(1x,20f13.3)
return
end
!+++++

```

b) Programme condensation des voiles :

```
program pout_timoshenko
! nombre max de noeuds = 20
! nombre max d elements = 30

implicit real*8 (a-h,o-z)
common/bloc1/ek(4,4),sk(40,40),zc(20),kcon(30,3)
common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,xarea(5),xinert(5)
common/bloc3/sk1(40,40),skaa(20,20),skab(20,20),
      skba(20,20),skbb(20,20),skbbi(20,20),a(20,20),b(20,20)

open(5,file='icon3.txt')
open(6,file='ocon4.txt')

call donne

do 20 i=1,2*nnd
do 20 j=1,2*nnd
sk(i,j)=0.0
20 continue

do 10 iel=1,nel
call rigid
call assemb
10 continue

call limit
99 format(3x,4f10.5)

call arrange
call condense
call output

close(6)
close(5)

stop
end
```

!+++++

subroutine donne

implicit real*8 (a-h,o-z)

common/bloc1/ek(4,4),sk(40,40),zc(20),kcon(30,3)

common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,xarea(5),xinert(5)

common/bloc3/sk1(40,40),skaa(20,20),skab(20,20),

skba(20,20),skbb(20,20),skbbi(20,20),a(20,20),b(20,20)

read(5,*) nnd ,nel, ntyps

do 10 ind=1,nnd

read(5,*) knd,zc(knd)

10 continue

do 20 iel=1,nel

read(5,*) kel,kcon(kel,1),kcon(kel,2), kcon(kel,3)

20 continue

do 35 ityps=1,ntyps

read(5,*) young,Gcis,xinert(ityps),xarea(ityps)

35 continue

return

end

!+++++

subroutine rigid

implicit real*8 (a-h,o-z)

common/bloc1/ek(4,4),sk(40,40),zc(20),kcon(30,3)

common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,xarea(5),xinert(5)

common/bloc3/sk1(40,40),skaa(20,20),skab(20,20),

skba(20,20),skbb(20,20),skbbi(20,20),a(20,20),b(20,20)

dimension ekl(6,6),ttkel(6,6)

C ttkel(6,6)

```

do 20 i=1,4
do 20 j=1,4
ek(i,j)=0.0
20  continue
ni=kcon(iel,1)
nf=kcon(iel,2)
ntyp=kcon(iel,3)
xa=xarea(ntyp)
xi=xinert(ntyp)
xlong=zc(nf)-zc(ni)
write(6,*) xlong
! A completer .....
alpha=(12*young*xi)/((xlong**2)*Gcis*5.0*xa/6.0)
! alpha=0.0
write(*,*)'alpha=',alpha
ek(1,1)=12*young*xi/((xlong**3)*(alpha+1))
ek(1,2)=6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
ek(1,3)=-12*young*xi/((xlong**3)*(alpha+1))
ek(1,4)=6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
ek(2,1)=6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
ek(2,2)=((4+alpha)*young*xi)/(xlong*(alpha+1))
ek(2,3)=-6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
ek(2,4)=((2-alpha)*young*xi)/(xlong*(1+alpha))
ek(3,1)=-12*young*xi/((xlong**3)*(alpha+1))
ek(3,2)=-6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
ek(3,3)=12*young*xi/((xlong**3)*(alpha+1))
ek(3,4)=-6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
ek(4,1)=6*young*xi/((xlong**2)*(alpha+1))
ek(4,2)=((2-alpha)*young*xi)/(xlong*(alpha+1))

```


!+++++

subroutine limit

implicit real*8 (a-h,o-z)

common/bloc1/ek(4,4),sk(40,40),zc(20),kcon(30,3)

common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,xarea(5),xinert(5)

common/bloc3/sk1(40,40),skaa(20,20),skab(20,20),

skba(20,20),skbb(20,20),skbbi(20,20),a(20,20),b(20,20)

dimension sk2(40,40)

c supprimer lignes et colonnes 1 et 2

do 10 i=1,2*nnd

do 10 j=1,2*nnd

10 sk2(i,j)=sk(i,j)

do 20 i=1,2*nnd-2

do 20 j=1,2*nnd-2

20 sk(i,j)=sk2(i+2,j+2)

return

end

!+++++

subroutine output

implicit real*8 (a-h, o-z)

common/bloc1/ek(4,4),sk(40,40), zc(20), kcon(30,3)

common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,xarea(5),xinert(5)

common/bloc3/sk1(40,40),skaa(20,20),skab(20,20),

skba(20,20),skbb(20,20),skbbi(20,20),a(20,20),b(20,20)

c ecrire la matrice apres condensation

do 150 i=1,nnd

write(6,99) (skaa(i,j),j=1,nnd)

150 continue

c99 format(5x,6(f12.6,2x))

```
99 format(5x,10(f20.3,1x))
   return
   end
```

!+++++

```
subroutine arrange
implicit real*8 (a-h,o-z)
common/bloc1/ek(4,4),sk(40,40),zc(20),kcon(30,3)
common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,xarea(5),xinert(5)
common/bloc3/sk1(40,40),skaa(20,20),skab(20,20),
      skba(20,20),skbb(20,20),skbbi(20,20),a(20,20),b(20,20)
```

```
nddl=2*nnd-2
```

c operation (1) sur les lignes

```
k=0
```

```
do 10 il=1,nddl,2
```

```
k=k+1
```

```
do 20 j=1,nddl
```

```
sk1(k,j)=sk(il,j)
```

```
20 continue
```

```
10 continue
```

```
do 30 il=2,nddl,2
```

```
k=k+1
```

```
do 40 j=1,nddl
```

```
sk1(k,j)=sk(il,j)
```

```
40 continue
```

```
30 continue
```

```
do 15 i=1,nddl
```

```
do 15 j=1,nddl
```

```

15  sk(i,j)=sk1(i,j)
c   operation (2) sur les colonnes .....
    k=0
    do 50 ic=1,nddl,2
      k=k+1
      do 60 i=1,nddl
        sk1(i,k)=sk(i,ic)
60  continue
50  continue
    do 70 ic=2,nddl,2
      k=k+1
      do 80 i=1,nddl
        sk1(i,k)=sk(i,ic)
80  continue
70  continue
    return
    end
    subroutine condense
    implicit real*8 (a-h,o-z)
    common/bloc1/ek(4,4),sk(40,40),zc(20),kcon(30,3)
    common/bloc2/nnd,nel,nnf,iel,young,Gcis,xarea(5),xinert(5)
    common/bloc3/sk1(40,40),skaa(20,20),skab(20,20),
      skba(20,20),skbb(20,20),skbbi(20,20),a(20,20),b(20,20)
c   remplissage des matrices skaa,skab,skbs,skbb
    nnd=nnd-1
    do 100 i=1,nnd
      do 100 j=1,nnd
100  skaa(i,j)=sk1(i,j)
    do 110 i=1,nnd

```

```

do 110 j=1,nnd
110 skab(i,j)=sk1(i,j+nnd)
do 120 i=1,nnd
do 120 j=1,nnd
120 skba(i,j)=sk1(i+nnd,j)
do 130 i=1,nnd
do 130 j=1,nnd
130 skbb(i,j)=sk1(i+nnd,j+nnd)
c inversion de skbb et ecraser skbb avec son inverse
! CALL DLINRG (nnd, skbb, nnd, skbb, nnd)
call migs(skbb,nnd,skbbi)
do 11 i=1,nnd
do 11 j=1,nnd
a(i,j)=0.0
do 21 k=1,nnd
a(i,j)=a(i,j)+skbbi(i,k)*skba(k,j)
21 continue
11 continue
! do 30 i=1,2
!30 write(*,*) (a(i,j),j=1,2)
do 12 i=1,nnd
do 12 j=1,nnd
b(i,j)=0.0
do 22 k=1,nnd
b(i,j)=b(i,j)+skab(i,k)*a(k,j)
22 continue
12 continue
do 140 i=1,nnd
do 140 j=1,nnd

```

```

    skaa(i,j)=skaa(i,j)-b(i,j)
140  continue
    return
end
subroutine mulmat(aa,bb,cc,n)
implicit real*8(a-h,o-z)
dimension aa(10,10),bb(10,10),cc(10,10)
do 10 i=1,n
do 10 j=1,n
cc(i,j)=0.0
do 20 k=1,n
cc(i,j)=cc(i,j)+aa(i,k)*bb(k,j)
20  continue
10  continue
    return
end
SUBROUTINE MIGS(A,N,X)
implicit real*8(a-h,o-z)

```

C Subroutine to invert matrix A(N,N) with the inverse stored
C in X(N,N) in the output.

```

    DIMENSION A(20,20),X(20,20),INDX(20),B(20,20)
do 31 i=1,2
31  write(*,*) (a(i,j),j=1,2)
DO 20 I = 1, N
DO 10 J = 1, N
B(I,J) = 0.0
10  CONTINUE
20  CONTINUE
DO 30 I = 1, N

```

```

      B(I,I) = 1.0
30    CONTINUE
      CALL ELGS(A,N,INDX)
      DO 100 I = 1, N-1
      DO 90 J = I+1, N
      DO 80 K = 1, N
      B(INDX(J),K) = B(INDX(J),K)
                    -A(INDX(J),I)*B(INDX(I),K)
      80 CONTINUE
      90 CONTINUE
      100 CONTINUE
      DO 200 I = 1, N
      X(N,I) = B(INDX(N),I)/A(INDX(N),N)
      DO 190 J = N-1, 1, -1
      X(J,I) = B(INDX(J),I)
      DO 180 K = J+1, N
      X(J,I) = X(J,I)-A(INDX(J),K)*X(K,I)
180  CONTINUE
      X(J,I) = X(J,I)/A(INDX(J),J)
190  CONTINUE
200  CONTINUE
      RETURN
      END
      SUBROUTINE ELGS(A,N,INDX)
      implicit real*8(a-h,o-z)

```

C Subroutine to perform the partial-pivoting Gaussian elimination.

C A(N,N) is the original matrix in the input and transformed

C matrix plus the pivoting element ratios below the diagonal in

C the output. INDX(N) records the pivoting order.

```
    DIMENSION A(20,20),INDX(20),C(20)
```

```
C Initialize the index
```

```
    DO 50 I = 1, N  
      INDX(I) = I
```

```
50 CONTINUE
```

```
C Find the rescaling factors, one from each row
```

```
    DO 100 I = 1, N  
      C1 = 0.0  
      DO 90 J = 1, N  
        C1 = DMAX1(C1,ABS(A(I,J)))
```

```
90 CONTINUE
```

```
      C(I) = C1
```

```
100 CONTINUE
```

```
C Search the pivoting (largest) element from each column
```

```
    DO 200 J = 1, N-1  
      PI1 = 0.0  
      DO 150 I = J, N  
        PI = ABS(A(INDX(I),J))/C(INDX(I))  
        IF (PI.GT.PI1) THEN  
          PI1 = PI  
          K = I  
        ELSE  
          ENDIF
```

```
150 CONTINUE
```

```
C Interchange the rows via INDX(N) to record pivoting order
```

```
    ITMP = INDX(J)  
    INDX(J) = INDX(K)  
    INDX(K) = ITMP  
    DO 170 I = J+1, N
```

| PJ = A(INDX(I),J)/A(INDX(J),J)

C Record pivoting ratios below the diagonal

| A(INDX(I),J) = PJ

C Modify other elements accordingly

| DO 160 K = J+1, N

| A(INDX(I),K) = A(INDX(I),K)-PJ*A(INDX(J),K)

160 | CONTINUE

170 | CONTINUE

200 | CONTINUE

C

| RETURN

| END

II. Programme d'accélération moyenne :

```
program accmoy
c ce programme utilise la methode d integratiob directe (acceleration moyenne)
c pour calcule la reponse d'un systeme à n ddl.maximum 30 ddl
c
implicit real*8 (a-h,o-z)
dimension sm(30,30),sk(30,30),sc(30,30),f(30),d0(30),v0(30),
a0(30),xt(30),vt(30),at(30),ck(30,30),cf(30)
dimension c1(30),f1(30),c2(30),f2(30),smi(30,30),smic(30,30),
smik(30,30),smif(30),f3(30),c3(30)
character*20 finp
write(*,*) ' fichier de donnees ??'
read(*,*) finp
open(5,file=finp)
open(6,file='dep.txt')
open(7,file='vit.txt')
open(8,file='acc.txt')
read(5,*) nddl
read(5,*) puls1,puls2
read(5,*) xi1,xi2
read(5,*) dt,tf
c lecture de la matrice masse
do 20 iddl=1,nddl
read(5,*) sm(iddl,iddl)
20 continue
! c lecture de la matrice de rigidite
do 30 iddl=1,nddl
read(5,*) (sk(iddl,jddl),jddl=1,nddl)
30 continue
```

c

c calcule de la matrice d'amortissement

```
beta=(2*puls2*xi2-2*puls1*xi1)/(puls2**2-puls1**2)
```

```
alpha=2*puls1*xi1-beta*puls1**2
```

```
alpha=0.7534
```

```
beta=0.000016
```

```
write(*,*) beta,alpha
```

```
do 40 iddl=1,nddl
```

```
do 40 jddl=1,nddl
```

```
sc(iddl,jddl)=alpha*sm(iddl,jddl)+beta*sk(iddl,jddl)
```

40 continue

```
do 50 iddl=1,nddl
```

```
d0(iddl)=0.0
```

```
v0(iddl)=0.0
```

```
a0(iddl)=0.0
```

50 continue

```
npas=int(tf/dt)
```

```
do 10 ipas=1,npas
```

```
do 60 i=1,nddl
```

```
do 60 j=1,nddl
```

```
ck(i,j)=(sk(i,j)+2*sc(i,j)/dt+4*sm(i,j)/dt**2)
```

60 continue

```
t=ipas*dt
```

```
read(5,*) t,asol
```

```
do 70 i=1,nddl
```

c f(i)=-sm(i,i)*0.01*asol

```
f(i)=-sm(i,i)*asol
```

70 continue

```
do 80 i=1,nddl
```

```

c1(i)=2*d0(i)/dt+v0(i)
c2(i)=4*d0(i)/dt**2+4*v0(i)/dt+a0(i)
80  continue
    f1=matmul(sc,c1)
    f2=matmul(sm,c2)
    do 90 i=1,nddl
        cf(i)=f(i)+f1(i)+f2(i)
90  continue
    call solve(ck,xt,cf,nddl)
    do 100 i=1,nddl
        vt(i)=2*(xt(i)-d0(i))/dt-v0(i)
100 continue
    do 110 i=1,nddl
        smi(i,i)=1/sm(i,i)
110 continue
        smic=matmul(smi,sc)
        smik=matmul(smi,sk)
        smif=matmul(smi,f)
        at=matmul(smic,vt)+matmul(smik,xt)
    do 120 i=1,nddl
        at(i)=smif(i)-at(i)
120 continue
        write(6,200) t,(xt(i),i=1,nddl)
        write(7,300) t,(vt(i),i=1,nddl)
        write(8,400) t,(at(i),i=1,nddl)
200  format(5x,12f20.14)
300  format(5x,12f20.14)
400  format(5x,12f20.14)
    do 130 i=1,nddl

```

```
d0(i)=xt(i)
```

```
v0(i)=vt(i)
```

```
a0(i)=at(i)
```

```
130 continue
```

```
10 continue
```

```
close (8)
```

```
close(7)
```

```
close(6)
```

```
close (5)
```

```
stop
```

```
end
```

```
!+++++
```

```
subroutine solve(a,x,b,m)
```

```
implicit real*8 (a-h,o-z)
```

```
dimension a(30,30),x(30),b(30)
```

```
nsym=0
```

```
m1=m-1
```

```
do 50 is=1,m1
```

```
piv=a(is,is)
```

```
if(piv) 20,10,20
```

```
10 write(6,2000) is
```

```
2000 format(' zero pivot equation',i5)
```

```
stop
```

```
20 is1=is+1
```

```
do 50 iii=is1,m
```

```
cl=a(iii,is)/piv
```

```
if(cl.eq.0.0) goto 50
```

```
b(iii)=b(iii)-cl*b(is)
```

```
if(nsym.ne.1) goto 32
```

```
do 30 ij=is1,m
30 a(iii,ij)=a(iii,ij)-c*a(is,ij)
goto 50
32 continue
do 40 ij=iii,m
a(iii,ij)=a(iii,ij)-cl*a(is,ij)
40 a(ij,iii)=a(iii,ij)
50 continue
b(m)=b(m)/a(m,m)
do 70 iii=1,m1
is1=is1-1
cl=0.0
ij1=is1+1
do 60 ij=ij1,m
60 cl=cl+a(is1,ij)*b(ij)
70 b(is1)=(b(is1)-cl)/a(is1,is1)
do 99 im=1,m
x(im)=b(im)
99 continue
return
end
```

Annexe2

Résultats obtenues par le programme de condensation

a) Les matrices de rigidité des portiques :

Portique1

231753.388	-137830.976	42671.578	-8876.086	1867.693	-396.454	92.678	-51.293	102.314
-137830.976	192652.838	-129710.731	40967.903	-8515.050	1788.117	-371.224	44.968	88.101
42671.578	-129710.731	190949.261	-129350.079	40890.331	-8499.673	1789.709	-400.299	158.029
-8876.086	40967.903	-129350.079	190871.198	-129332.777	40881.841	-8478.938	1693.020	-161.564
1867.693	-8515.050	40890.331	-129332.777	190865.176	-129321.775	40836.375	-8275.382	1363.171
-396.454	1788.117	-8499.673	40881.841	-129321.775	190807.178	-129068.533	39648.311	-5920.238
92.678	-371.224	1789.709	-8478.938	40836.375	-129068.533	189683.442	-123757.943	29288.240
-51.293	44.968	-400.299	1693.020	-8275.382	39648.311	-123757.943	164262.954	-73151.390
102.314	88.101	158.029	-161.564	1363.171	-5920.238	29288.240	-73151.390	48184.285

Portique 2, 4 :

793159.073	-460037.973	123792.840	-22324.074	4133.958	-731.374	182.339	-124.672	375.533
-460037.973	677328.718	-439137.268	119963.528	-21627.858	3988.213	-690.002	32.653	368.410
123792.840	-439137.268	673499.614	-438441.954	119822.962	-21614.903	3997.731	-824.479	517.765
-22324.074	119963.528	-438441.954	673357.863	-438423.771	119802.011	-21579.963	3758.673	-93.491
4133.958	-21627.858	119822.962	-438423.771	673343.952	-438420.360	119749.424	-21367.065	3500.075
-731.374	3988.213	-21614.903	119802.011	-438420.360	673247.805	-438009.812	117461.775	-15873.682
182.339	-690.002	3997.731	-21579.963	119749.424	-438009.812	671239.845	-427054.431	92171.386
-124.672	32.653	-824.479	3758.673	-21367.065	117461.775	-427054.431	610037.896	-281876.861
375.533	368.410	517.765	-93.491	3500.075	-15873.682	92171.386	-281876.861	200728.409

Portique B, I :

229638.336	-137754.701	44544.389	-9653.218	2108.015	-463.749	106.989	-41.512	58.233
-137754.701	189113.484	-128984.039	42632.645	-9233.372	2013.734	-437.393	74.842	40.186
44544.389	-128984.039	187201.807	-128564.444	42539.632	-9213.017	2010.450	-445.242	122.378
-9653.218	42632.645	-128564.444	187108.473	-128542.879	42530.222	-9191.807	1918.204	-246.943
2108.015	-9233.372	42539.632	-128542.879	187100.618	-128527.537	42467.758	-8915.910	1444.850
-463.749	2013.734	-9213.017	42530.222	-128527.537	187030.580	-128223.014	41091.284	-6336.145
106.989	-437.393	2010.450	-9191.807	42467.758	-128223.014	185691.221	-122128.811	29724.197
-41.512	74.842	-445.242	1918.204	-8915.910	41091.284	-122128.811	157723.607	-69271.489
58.233	40.186	122.378	-246.943	1444.850	-6336.145	29724.197	-69271.489	44438.165

Portique C, D, G, H :

384154.442	-230462.539	72795.495	-15164.835	3221.947	-704.927	244.967	-463.525	1142.816
-230462.539	322909.912	-216446.228	68760.186	-14457.265	3092.287	-837.107	960.138	-2178.707
72795.495	-216446.228	315305.437	-214805.292	68825.495	-14473.023	3153.721	-1068.227	1245.484
-15164.835	68760.186	-214805.292	316305.204	-215161.715	68893.229	-14448.479	2947.205	-402.950
3221.947	-14457.265	68825.495	-215161.715	316429.045	-215171.994	68811.587	-14044.676	2204.317
-704.927	3092.287	-14473.023	68893.229	-215171.994	316341.165	-214744.491	66823.207	-10196.594
244.967	-837.107	3153.721	-14448.479	68811.587	-214744.491	314383.221	-205593.364	49058.097
-463.525	960.138	-1068.227	2947.205	-14044.676	66823.207	-205593.364	271239.514	-120795.223
1142.816	-2178.707	1245.484	-402.950	2204.317	-10196.594	49058.097	-120795.223	79891.715

b) Les matrices des rigidité des voiles :

Voile y1 :

5079654.755	-2858696.206	635427.071	36249.120	2067.899	117.967	6.730	0.383	0.025
-2858696.206	4448350.065	-2894710.157	633372.588	36131.918	2061.212	117.584	6.686	0.429
635427.071	-2894710.157	4446295.583	-2894827.359	633365.902	36131.536	2061.169	117.202	7.519
36249.120	633372.588	-2894827.359	4446288.896	-2894827.742	633365.858	36131.153	2054.483	131.812
2067.899	36131.918	633365.902	-2894827.742	4446288.853	-2894828.124	633359.172	36013.951	2310.587
117.967	2061.212	36131.536	633365.858	-2894828.124	4446282.167	-2894945.326	631304.689	40503.313
6.730	117.584	2061.169	36131.153	633359.172	-2894945.326	4444227.684	-2930959.278	710000.729
0.383	6.686	117.202	2054.483	36013.951	631304.689	-2930959.278	3812922.995	-1551461.133
0.025	0.429	7.519	131.812	2310.587	40503.313	710000.729	-1551461.133	798506.718

Voile x1,x4 :

3051270.046	-1686515.744	314212.237	42851.357	5843.943	796.975	108.652	14.547	2.660
-1686515.744	2748332.287	-1727802.245	308581.703	42083.476	5739.187	782.428	104.757	19.155
314212.237	-1727802.245	2742901.753	-1728570.126	308476.946	42068.929	5735.291	767.881	140.40
42851.357	308581.703	-1728570.126	2742796.996	-1728584.673	308473.050	42054.382	5630.534	1029.539
5843.943	42083.476	308476.946	-1728584.673	2742793.100	-1728599.220	308368.293	41286.501	7549.206
796.975	5739.187	42068.929	308473.050	-1728599.220	2742688.343	-1729367.101	302737.759	55355.373
108.652	782.428	5735.291	42054.382	308368.293	-1729367.101	2737057.809	-1770653.602	405899.30
14.547	104.757	767.881	5630.534	41286.501	302737.759	-1770653.602	2434320.050	-1014210.375
2.660	19.155	140.406	1029.539	7549.206	55355.373	405899.300	-1014210.375	544214.380

Voile x2, x3 :

11138314.283	-6522922.335	1897563.451	-149262.533	11741.006	-923.549	72.644	-5.679	0.384
-6522922.335	9264088.445	-6375495.541	1885966.844	-148350.343	11669.250	-917.869	71.756	-4.851
1897563.451	-6375495.541	9252491.838	6374583.350	1885895.089	-148344.664	11668.362	-912.190	61.670
-149262.533	1885966.844	-6374583.350	9252420.082	-6374577.671	1885894.201	-148338.985	11596.607	-784.0
11741.006	-148350.343	1885895.089	-6374577.671	9252419.194	-6374571.992	1885822.445	-147426.794	9966.937
-923.549	11669.250	-148344.664	1885894.201	-6374571.992	9252347.439	-6373659.802	1874225.838	-126708.921
72.644	-917.869	11668.362	-148338.985	1885822.445	-6373659.802	9240750.832	-6226233.008	1610841.060
-5.679	71.756	-912.190	11596.607	-147426.794	1874225.838	-6226233.008	7366524.994	-2877841.967
0.384	-4.851	61.670	-784.000	9966.937	-126708.921	1610841.060	-2877841.967	1384469.719

Voile y2 :

6514787.835	-3702956.376	890788.941	16976.320	323.528	6.166	0.118	0.002	0.000
-3702956.376	5624645.715	-3719920.370	890465.648	16970.159	323.411	6.163	0.117	0.002
890788.941	-3719920.370	5624322.422	-3719926.531	890465.530	16970.157	323.411	6.161	0.122
16976.320	890465.648	-3719926.531	5624322.304	-3719926.533	890465.530	16970.155	323.293	6.403
323.528	16970.159	890465.530	-3719926.533	5624322.304	-3719926.536	890465.413	16963.993	335.977
6.166	323.411	16970.157	890465.530	-3719926.536	5624322.187	-3719932.697	890142.119	17629.545
0.118	6.163	323.411	16970.155	890465.413	-3719932.697	5623998.894	-3736896.690	925065.232
0.002	0.117	6.161	323.293	16963.993	890142.119	-3736896.690	4733856.774	-1904395.771
0.000	0.002	0.122	6.403	335.977	17629.545	925065.232	-1904395.771	961358.490

Voile y3 :

11774446.215	-6868418.735	1954767.871	-130828.354	8756.057	-586.024	39.221	-2.613	0.154
-6868418.735	9837112.363	-6738757.202	1946089.907	-130247.557	8717.184	-583.410	38.872	-2.285
1954767.871	-6738757.202	9828434.401	-6738176.405	1946051.035	-130244.943	8716.836	-580.797	34.148
-130828.354	1946089.907	-6738176.405	9828395.529	-6738173.792	1946050.687	-130242.330	8677.964	-510.216
8756.057	-130247.557	1946051.035	-6738173.792	9828395.181	-6738171.178	1946011.814	-129661.533	7623.383
-586.024	8717.184	-130244.943	1946050.687	-6738171.178	9828356.308	-6737590.381	1937333.851	-113904.55
39.221	-583.410	8716.836	-130242.330	1946011.814	-6737590.381	9819678.345	-6607928.848	1701901.368
-2.613	38.872	-580.797	8677.964	-129661.533	1937333.851	-6607928.848	7882344.494	-3090221.563
0.154	-2.285	34.148	-510.216	7623.383	-113904.550	1701901.368	-3090221.563	1495079.573