

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Kasdi Merbah Ouargla



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de :Génie Civil et Hydraulique

C:.....
R:.....

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de

Master, Filière: Génie Civil.

Spécialité : : Structure.

Thème

**ETUDE D'UN BÂTIMENT (R+5) À USAGE D'HABITATION
ET COMMERCIAL CONTREVENTE PAR PORTIQUES
AUTO-STABLES EN ZONE SISMIQUE III**

Présenté par :

❖ **YAGOUB Djalal**

❖ **RETMi Soheyb**

Soumis au jury composé de :

BOUZOUAID Samia

M.C.B

U.K.M. Ouargla

Président

DJIREB Samir

M.C.B

U.K.M. Ouargla

Examineur

KHELASSI Amar

M.A.A

U.K.M. Ouargla

Encadreur

Année Universitaire: 2021 / 2022

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Kasdi Merbah Ouargla



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de :Génie Civil et Hydraulique

C:.....
R:.....

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de
Master, Filière: Génie Civil.
Spécialité : : Structure.

Thème

ETUDE D'UN BÂTIMENT (R+5) À USAGE D'HABITATION
ET COMMERCIAL CONTREVENTE PAR PORTIQUES
AUTO-STABLES EN ZONE SISMIQUE III

Présenté par :

- ❖ YAGOUB Djalal
- ❖ RETMI Soheyb

Soumis au jury composé de :

BOUZOUAID Samia	M.C.B	U.K.M.Ouargla	Président
DJIREB Samir	M.C.B	U.K.M. Ouargla	Examineur
KHELASSI Amar	M.A.A	U.K.M. Ouargla	Encadreur

Année Universitaire: 2021 / 2022

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un immeuble à usage commercial et résidentiel composé d'un rez-de-chaussée +05 étages renforcés par des ossatures auto stables dans une zone classée en Zone Sismique III à Alger selon RPA99. Ils ont été utilisés des règles appropriées pour la conception et vérification du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 Modifié 99) pour étudier et renforcer de manière manuelle les éléments résistants à la structure (piliers, solives et fondations).

Mots clés : Immeuble à usage commercial, Immeuble à usage résidentiel, Béton armé, Ossatures auto stables, Zone sismique III, RPA99 (V2003), BAEL91.

الملخص :

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لبناية ذات استعمال تجاري و سكني تتكون من طابق أرضي +05 طوابق مدعمة بإطارات مستقرة ذاتيا في منطقة مصنفة في المنطقة الزلزالية III في الجزائر العاصمة وفقاً لـ RPA99. حيث تم استخدام القواعد المناسبة للتصميم والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و B.A.E.L91 معدل في 99) لدراسة وتسليح العناصر المقاومة للهيكلة (الأعمدة والرافد والأساسات) بطريقة يدوية.
الكلمات المفتاحية : مبنى تجاري , مبنى سكني , خرسانة مسلحة , إطارات مستقرة ذاتيا , منطقة زلزالية، III, BAEL91, RPA99 (V2003).

Abstract:

This project presents a detailed study of a building for commercial and residential use consisting of a ground floor + 05 floors reinforced with self-stable frames in an area classified in seismic zone III in Algiers according to RPA99, where appropriate rules were used for the design and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified 99) to study and reinforce manually the resisting elements of the structure (pillars, joists and foundations).

Keywords: Commercial building, Residential building, Reinforced concrete, Self-stable frames, Seismic Zone III, RPA99 (V2003), BAEL91.

SOMMAIRE

Chapitre I

I. Présentation du projet et généralités

I.1 .Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.3. Conception structurale	1
I.4. Hypothèses de calcul	3
I.5. Caractéristiques des matériaux	4

Chapitre II

II.1. Pré dimensionnement

II.1Pré dimensionnement	12
II.2. Evaluation charge permanent et charge exploitation	19
II.3. Descente des charges	24

Chapitre III

III. Calcul éléments secondaires

III.1. Les planchers	32
III.2. Les escaliers.....	53
III.3. L'acrotère	73

Chapitre IV

IV. .Caractéristiques géométriques de la structure

IV.1.Centre de masse	84
IV.2.Centre de torsion	88
IV.3.Détermination des rigidités de niveaux par la méthode de muto.	89

Chapitre V

V. Etude dynamique

V.1. Introduction	101
V.2. Choix de la méthode de calcul	102
V.3. Méthode statique équivalente	102
V.4. Méthode dynamique modale spectrale	108

Chapitre VI

VI. Etude des portique

VI.1. Les combinaison des charges	133
VI.1.1.Ferraillage les portiques	133
VI.1.1.1. Ferraillage des poutres	134
VI.1.1.2. Ferraillage des poteaux	144

Chapitre VII

VII. Etude de l'infrastructure

VII.1. Etude des fondations	151
VII.2. Les longrines	157

Conclusion

Références bibliographiques

Annexes

List des figures

Chapitre I: présentation du Project

I.1. Diagramme des trois pivots	3
I.2. Diagramme contrainte - déformation du béton (ELU)	6
I.3. diagramme de calcul à l'état limite de service.....	7
I.4 . Diagramme contrainte — déformation de l'acier.....	8

Chapitre II: pré-dimensionnements et descente des charges

II.1. Démontions des poutre	14
II.2 . Schéma statistique de volée 1	18
II.3 . Schéma statistique de volée2	18
II.4.Détail de plancher terrasse.....	20
II.5 Détail de plancher étage.....	20
II. 6: Schéma du mur double cloisons.....	22
II. 7:L'acrotère.....	23
II.8 schéma de la descente des charges d'un poteau.....	24
II.9 Représentation du poteau le plus sollicitation 1.....	25

Chapitre III: Calcul les éléments secondaires

III.1 Types des poutrelles.....	34
III.2.Diagramme des moments en appuis et travées(commercial).....	37
III.3.Diagramme Les efforts tranchant(commercial).....	37
III.4.Diagramme des moments en appuis et travées(d'habitation).....	39
III.5.Diagramme Les efforts tranchant(d'habitation).....	39
III.6 section de calcul en appuis	41
III.7 les fissures qui sont provoquées par l'effort tranchant.....	42
III.8.Diagramme des moments en appuis (commercial).....	45
III.9.Diagramme Les efforts tranchant(commercial).....	45
III.10.Diagramme des moments en appuis et travées(d'habitation).....	46
III.11.Diagramme Les efforts tranchant(d'habitation).....	46
III.12.Diagramme des moments en travées et appui(Terrasse).....	48
III.13.Diagramme Les efforts tranchant (Terrasse).....	48

III.14 section de calcul en appuis.....	49
III.15 schéma d'escalier.....	53
III.16 cage d'escalier adjacent type1.....	53
III.17 schéma statique.....	54
III.18 cage d'escalier adjacent.....	59
III.19 schéma statique de la poutre palière.....	62
III.20 Diagramme de moment et d'effort tranchant.....	64
III.21 schéma couple de torsion réparti.....	70
III.22 Schéma statique de l'acrotère.....	73
III.24 Evaluation de centre de pression.....	77
III.25 Ferrailage de l'acrotère.....	82
Chapitre VI: Caractéristiques géométriques de la structure	
VI.1. Le centre de torsion C_j du niveau (j).....	88
VI.2. Caractéristiques géométriques de poteau.....	89
VI.3. Caractéristiques géométriques de poutre.....	89
IV.4 Poteau encastré à sa base.....	90
IV.5 Poteau articulé à sa base.....	90
IV. 6 Poteau d'étage courant.....	91
IV.7 Vue en plan de l'étage j.....	91
IV.8 portique longitudinal.....	92
IV.9 portique transversal.....	92
Chapitre V: étude de sismique	
V.1 Modélisation de la structure.....	101
V.2 Schéma de modèle unidimensionnel.....	103
V.3 Distribution les forces sismiques et les efforts tranchants à chaque niveau.....	108
Chapitre VI: étude des portiques	
Schéma de ferrailage de poteau.....	149

Liste des tableaux

Chapitre II :

II.1 charge permanent de pailasse.....	18
II.2 charge permanent de palier.....	19
II.3 Surcharge.....	19
II.4 composants d'un plancher terrasse.....	20
II.5 composants d'un plancher étage.....	21
II.6 valeur des sur charge.....	21
II. 7 Charge permanente d'un mur extérieur.....	22
II.8 Descente des charges sur des poteaux.....	28

Chapitre III :

III.1 Evaluation des charges des charges sur les poutrelles.....	33
III.2 calcul des moments en travées(commercial).....	36
III.3 calcul des moments en appuis (commercial).....	36
III.4 Les efforts tranchant(commercial).....	37
III.5 calcul des moments en travées (d'habitation)	38
III.6 calcul des moments en appuis (d'habitation).....	38
III.7 Les efforts tranchant (d'habitation).....	39
III.8 calcul des moments en travées(commercial).....	44
III.4 calcul des moments en appuis (commercial).....	44
III.9 Les efforts tranchant (commercial).....	45
III.10 calcul des moments en travées.....	45
III.11 calcul des moments en appuis.....	46
III.12 Les efforts tranchant (d'habitation).....	46
III.13 calcul des moments en travées.....	47
III.14 calcul des moments en appuis.....	47
III.15 Les efforts tranchant (Terrasse).....	47
III.13 sollicitations a l'ELU et a l'ELS.....	56
III.14 calcul de la section des armatures.....	57

III.14 vérification la Condition de non fragilité.....	57
III.15 sollicitations a l'ELU et a l'ELS.....	60
III.16 calcul de la section des armatures.....	61
III.17 vérification la Condition de non fragilité.....	61
III.16 calcul du moment et de l'effort tranchant.....	64
III.17 Ferrailage de poutre palière.....	65
III.18 Condition suivante soit vérifier.....	66
III.19 choisi les armatures.....	66
III.20 les armatures longitudinale.....	71
III.21 On adapté les armatures longitudinale.....	71

Chapitre IV :

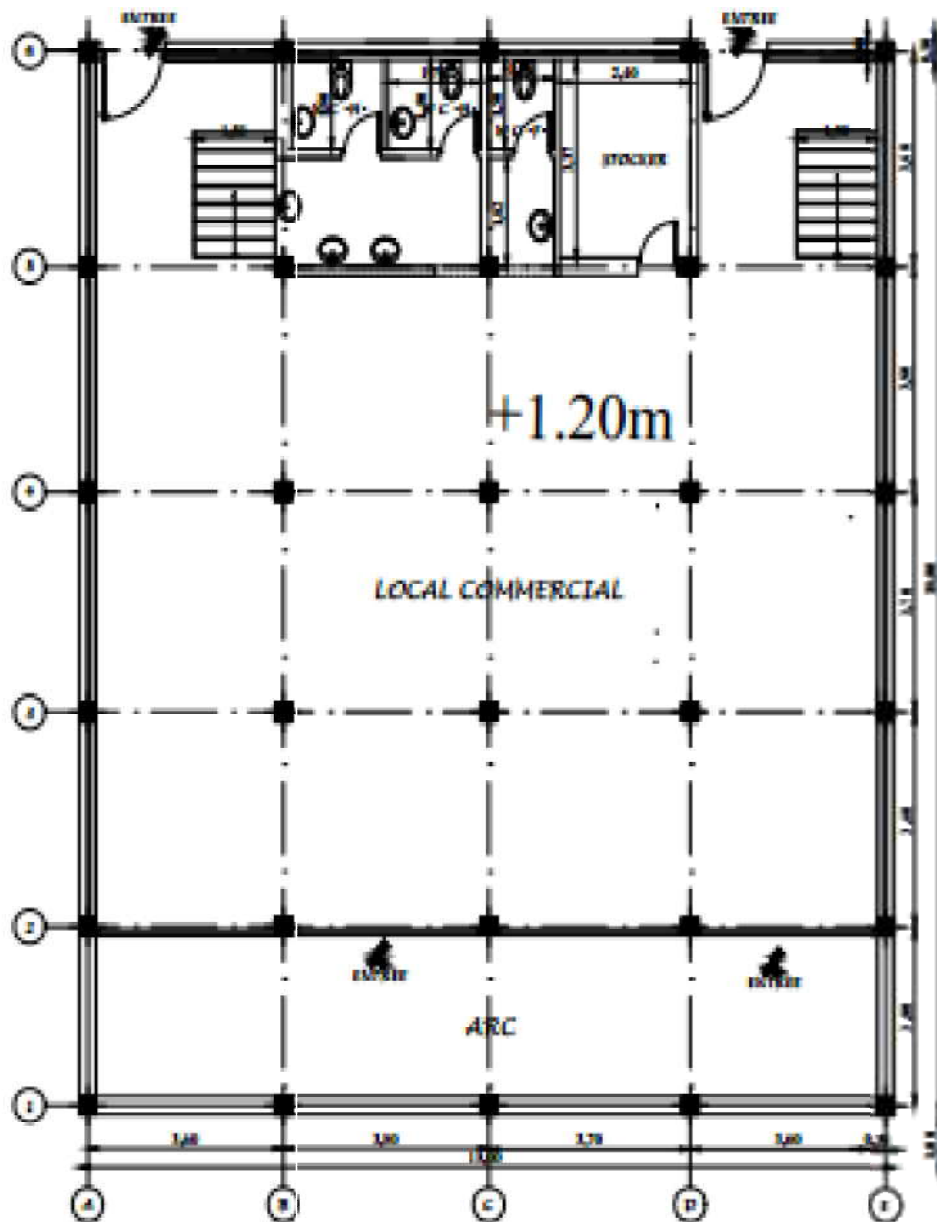
IV.1 coordonnée (X_G, Y_G) du center des masses au terrasse.....	85
IV.2 coordonnée (X_G, Y_G) du center des masses au étage (3 et 4et5ème).....	85
IV.3 coordonnée (X_G, Y_G) du center des masses au étage (RDC et 1et 2ème).....	86
IV.4 Masse Au Terrasse.....	87
IV.5 Masse Au Niveau 5.....	87
IV.6 Masse Au Niveau (3 et 4).....	87
IV.7 Masse Au Niveau (1 et 2).....	87
IV.8 Raideur des poteaux et poutres.....	93
IV.9.Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques transversal.....	94
IV.10.Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques longitudinal.....	94
IV.11 Rigidité total au niveau j.....	95
IV.12 calcul centre de torsion des portiques transversal.....	96
IV.13 calcul centre de torsion des portiques longitudinal.....	96
IV.14 Excentricité théorique.....	97
IV.15 Excentricité accidentelle.....	97
IV.16 Calcul des rigidité à la torsion r_j (thêta) de niveau des portiques transversal..	98
IV.17 Calcul des rigidité à la torsion r_j (thêta) de niveau des portiques longitudinal..	99

Chapitre V :

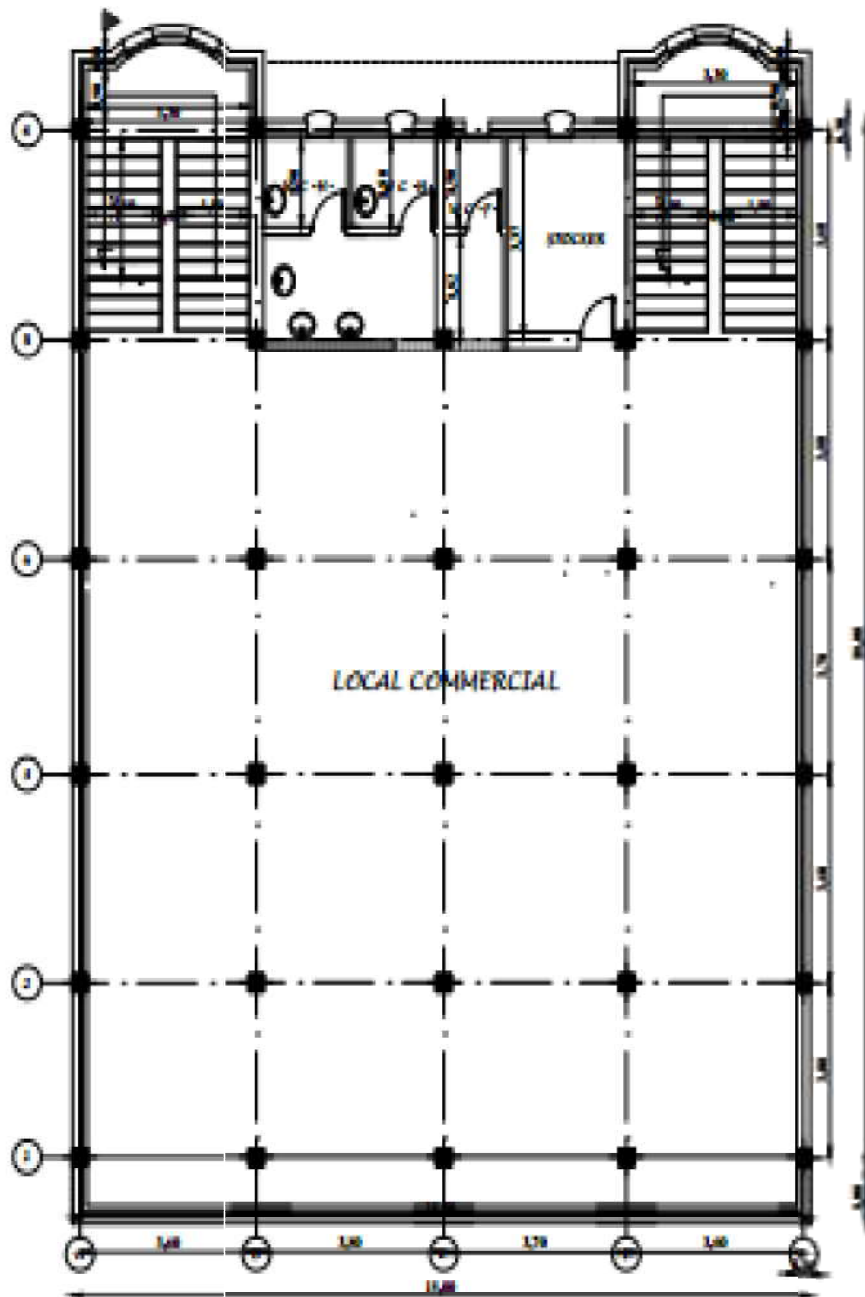
V.1 Valeurs des pénalités.....	105
V.2. Poids total de la structure.....	106
V.3 détermination des pulsations , périodes, mode propre (HOLZER) sens OX.....	114
V.4 détermination des pulsations , périodes, mode propre (HOLZER) sens OY.....	115

V.5 détermination de participation des masse dans sens OX.....	117
V.6 détermination de participation des masse dans sens OY.....	118
V.7 détermination les Spectre de réponse sens OX.....	119
V.8 détermination les Spectre de réponse sens OY.....	120
V.9 Effort tranchant / mode sens X-X.....	120
V.10 Effort tranchant / mode sens Y-Y.....	120
V.11 Forces sismique / mode sens X-X.....	122
V.12 Forces sismique / mode sens Y-Y.....	122
V.13 Forces sismique totale par niveau sens X-X.....	124
V.14 Forces sismique totale par niveau sens Y-Y.....	124
V.15 Efforts tranchant à la base.....	125
V.16 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	125
V.17. Déplacement dû aux forces sismiques sens longitudinal X-X.....	126
V.18. Déplacement dû aux forces sismiques sens longitudinal Y-Y.....	126
V.19. Justification vis avis de l'effet P-Delta sens X-X.....	127
V.20. Les forces sismiques totales amplifiées par niveau sens X-X.....	128
V.21. Justification vis avis de l'effet P-Delta sens Y-Y.....	128
V.22. Les forces sismiques totales amplifiées par niveau sens Y-Y.....	128
V.23.Répartition des efforts sens OX.....	130
V.24.Répartition des efforts sens OY.....	131
V.25.Vérification de stabilité de la structure contre le renversement.....	131
Chapitre VI :	
VI.1. Sollicitations max des poutres longitudinal	134
VI.2. Sollicitations max des poteaux	134

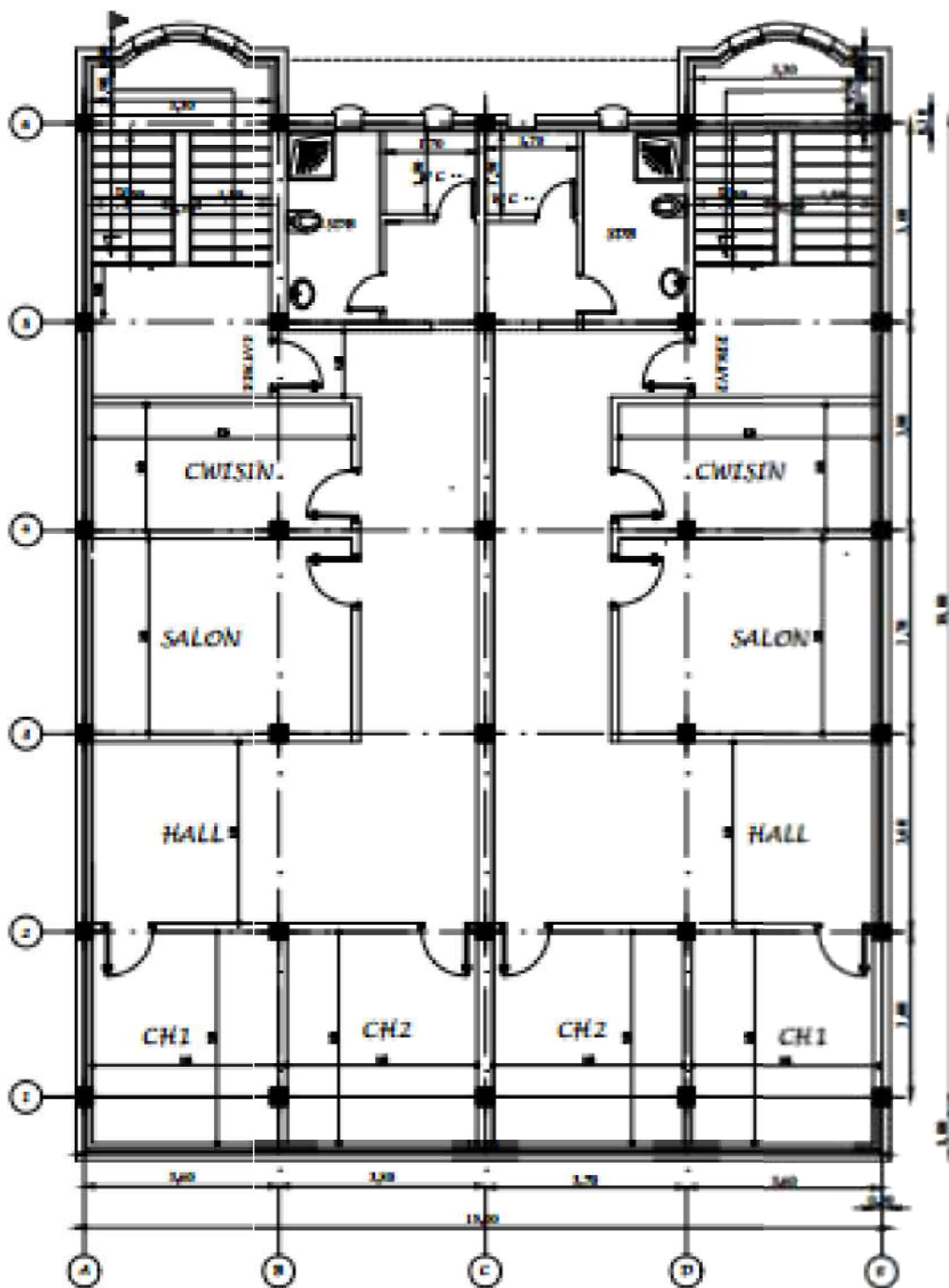
PLAN REZ DE CHAUSSEE ech : 1/50



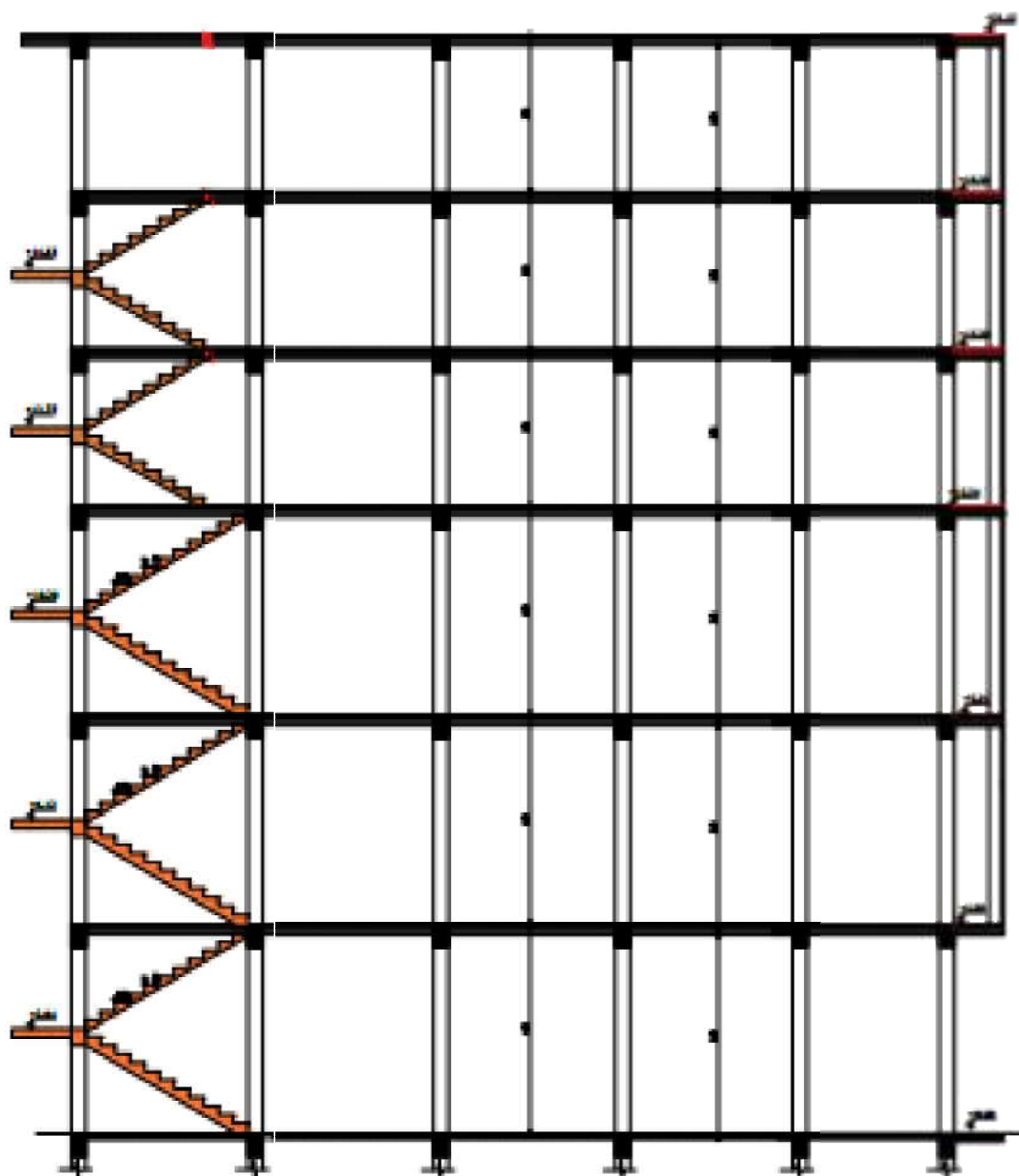
PLAN 01er et 02emé ETAGE ech 1/50:



PLAN 03et 04et 05emé ETAGE ech 1/50:



COUP A _ A ech : 1/50





CHAPITRE I
Présentation de projet et
généralités

I-1-présentation de l'ouvrage:

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage bâtiment et habitable commercial contreventé par un système de portique auto stable comprend un rez de chaussé+5 étages Ce projet est implanté à Alger qui est classée zone I I I (zone de sismicité élevée) selon les réglés parasismiques algériennes de RPA 99 version 2003 (Art 3.1)

Notre ouvrage est de groupe 2 selon la définition du RPA99 (ouvrage courant d'importance moyenne)

I-2-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

1-Longueur total en plan.....	18.00 m.
2-Largeur total en plan.....	15.00 m.
3-hauteur total du bâtiment.....	21.42 m. (sans l'acrotère)
4-hauteur d'étage courant(1,2).....	4.08 m.
5-hauteur d'étage courant(3, 4,5).....	3.06 m.
6-hauteur de rez de chaussée.....	4.08 m.

1.3-description de l'ouvrage:

-Plancher :

Les planchers sont constitués par des planchers en corps- creux ce choix est fait selon Les facteurs de résistances et d'économie

-Conception structurale :

l'ouvrage dans les deux (02) directions est assurée par un système des portiques auto stable« système poteaux poutres ».

Pour l'infrastructure Le bâtiment est construit sur un sol ferme (S2) avec une contrainte admissible du sol = 2.87 bars, l'ancrage est à 1,80 m selon le rapport de sol.

-Escaliers:

Le bâtiment comporte d'escaliers à consiste en deux paillasse et un palier de repos.

-Maçonneries:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses, les murs extérieurs sont à doubles parois qui contiennent :

- Briques creuses de 15 cm d'épaisseur.
 - Un vide de 5cm.
 - Briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
 - Mortier en ciment (face extérieur) et en plâtre (face intérieur).
- Pour les murs intérieurs on a utilisé des briques de 10 cm d'épaisseur.

- Terrasse:

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I-4 -Les règles de calcul :

Nous utilisons pour l'étude de ce projet les règlements suivants :

les règles parasismiques algériennes (RPA 99 / version 2003 DTR- B.C.2.48).
charges permanentes et sur charges (DTR - B.C.2.2).
les règlements de béton armé états limités (BAEL 91).

I-4-hypothèses de calcul :**I-4-1-Hypothèses de calcul des sections à l'ELU :**

- 1)-Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures .le diagramme des déformations de la section est donc linéaire.
- 2)-le béton tendu est négligé (résistance à la traction considérée comme nulle).
- 3)- Le raccourcissement relatif du béton est limité à 3.5‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression.
- 4)- L'allongement relatif de l'acier est limité à 10 ‰.
- 5)-la règle des 03 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 cette figure.

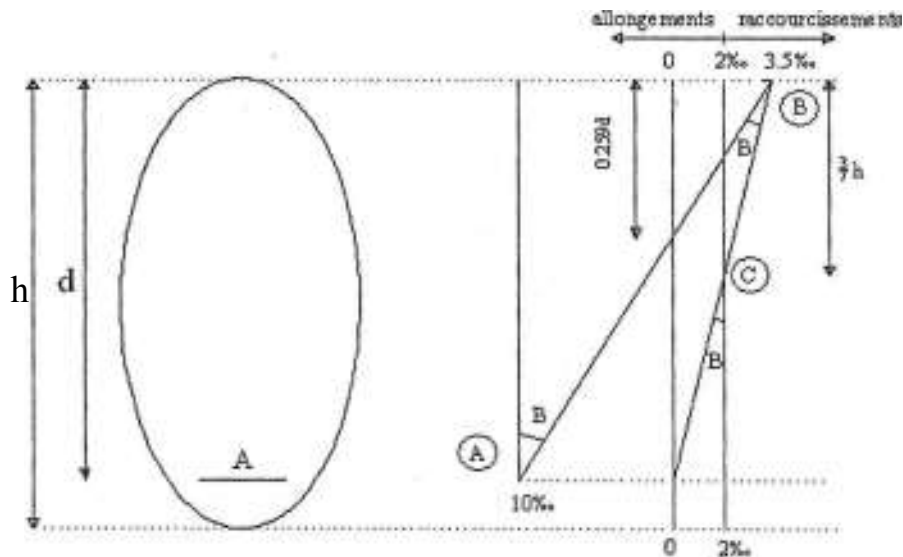


Fig. I.1. Diagramme des trois pivots

Tel que

A: les aciers ont un allongement $\epsilon_s > \epsilon_{el}$ et l'allongement de l'armature la plus tendue est de 10×10^{-3} .

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.

I-4-2-hypothèses de calcul des sections à "ELS :

- 1)-Les section droite restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures .le diagramme des déformations de la section est donc linéaire.
- 2)-le béton tendu est négligé (résistance à la traction considérée comme nulle)
- 3)-le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- 4)-par convention le rapport n des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et du béton est pris égal à 15.

I-5-Caractéristiques des matériaux :

I-5-1-Béton :

Le béton est constitué par un mélange de (ciment + sable + gravier et l'eau),

La composition des bétons pour 1 m^3 .

Composition du Béton.

- Ciment 350 l/m^3 (CPJ 325)
- Sable 400 l/m^3 (5mm Ø).

- Gravier 800 l/m³ (5mm < Ø 25mm).

- l'eau 175 l/m³

1- Béton pour l'infrastructure:

- Classe de graver 8/15 ET 15/25.

- Sable proper.

- Dosage 350 l/m³ (CRS).

2 - Béton de propriété

- Classes de graver 15/25.

- Sable proper.

- Dosage: 250 kg/m³.

❖ Résistance caractéristique du béton

a) Résistance de béton à la compression : BAEL 91 (Art A.2.1.11)

Le béton est défini par une valeur de la résistance à la compression du béton l'âge de 28 jours, par essais sur une éprouvette cylindrique dont les dimensions sont normalisées (g=16 cm et L= 32 cm ; surface 200cm²).

Pour un béton d'un âge "j" inférieur a 28 jours (BAEL 91)

la résistance caractéristique à la compression est donnée par la

formule : $C_{fj} = 0.685 f_{c28} \log (j + 1)$ (PMA)(I - 1)

On peut déterminer la résistance d'un béton durci à n'importe quel âge, pour cela on utilise la formule suivante

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{cj} \dots\dots\dots \text{pour } f_{cj} \leq 40\text{Mpa}(\text{BAEL91})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{cj} \dots\dots\dots \text{pour } f_{cj} \geq 40\text{Mpa}(\text{BAEL91})$$

Avec :

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours. f_{cj} : résistance Caractéristique à " j " jour.

Dans cette étude on prend $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

b) Résistance caractéristique à la traction: (f_{tj}) BAEL 91 (Art A.2.1.1)

La résistance caractéristique à la traction est notée (f_p) et conventionnellement définie par la formule :

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

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ Mpa}$$

❖ Contraintes limites :

Suivant le B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul : Etat limite ultime (E.L.U).

Etat limite de service (E.L.S).

E.L.U :

Correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées.

La contrainte limite ultime de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\theta = 1 \quad \text{Durée d'application des charges} > 24 \text{ heures.}$$

$$\theta = 0.91 \quad \text{heure} < \text{Durée d'application} < 24 \text{ heures.}$$

$$\theta = 0.85 \quad \text{Durée d'application} \leq 1 \text{ heure.}$$

$$\gamma_b = 1.5 \quad \text{cas des sollicitations durables ou transitoires.}$$

$$\gamma_b = 1.15 \quad \text{cas des sollicitations accidentelles.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa (Situations durables).}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.48 \text{ Mpa (Situations accidentelles).}$$

La contrainte ultime de cisaillement est définie par la relation:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

b : largeur de section.

d : hauteur utile.

-Fissuration non préjudiciable (peu nuisible):

$$\tau_u^- = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

-Fissuration préjudiciable:

$$\tau_u^- = \min \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

-Fissuration très préjudiciable:

$$\tau_u^- = \min \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Coefficient de poisson : Le coefficient de poisson du béton est égal à :

$\nu = 0.20$ pour E.L.S (béton non fissuré).

$\nu = 0$ pour E.L.U (béton fissuré).

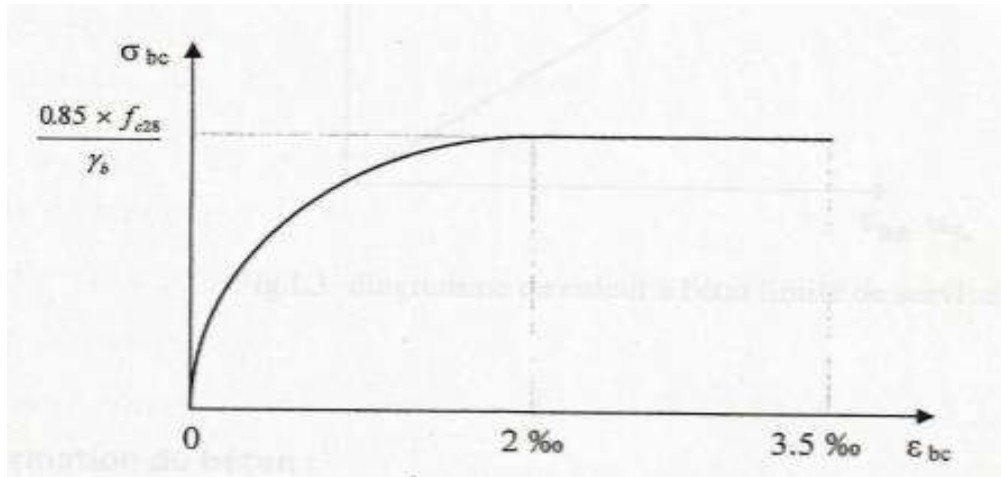


Fig. I.2. Diagramme contrainte - déformation du béton (ELU)

Contrainte limite à L'Etat Limite de service (E.L.S) BAEL91 (Art A.4.5.2)

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 f_{cj}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_{bc}^- = 0.6 \times 25$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc}^- = 15 \text{ Mpa}$$

Le diagramme de calcul à l'état limite de service est linéaire.

E.L.S :

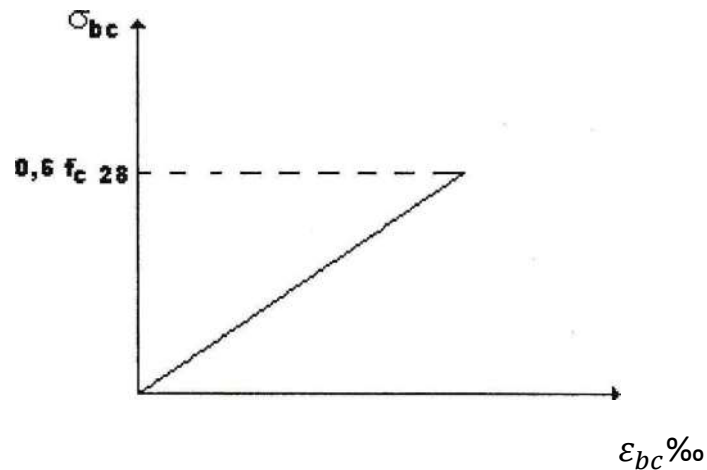


Fig. I.3. diagramme de calcul à l'état limite de service

❖ **déformation du béton :**

Module de déformation longitudinal du béton : BAEL 91(art A 2.1.21)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinal différée $E_{v,j}$, qui est donné par la formule : BAEL 91 (art A.2.1.22)

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{donc} \quad E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$$

I-5-2 - Acier

Les aciers utilisés en armature de béton sont désignés par : leur formes (barre lisse, mi-dure, dur), leur limite élastique conventionnelle (f_e) exprimée en (MPa).

Pour constituer les armatures des pièces en béton armé on utilise les aciers de nuance suivant :

- Acier à haute adhérence (HA) f_{eH} 400 de limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.

-Les ronds lisses f_e 235 de limite d'élasticité $f_e = 235$ MPa utilisés généralement comme cadres et épingles.

-Treillis soudés : TLE 520..... ($\phi = 6$ mm)

TLE 500 ($\phi > 6$ mm)

- Module d'élasticité

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier désigne par « E_s » est pris égal à $E_s = 200\ 000$ MPa

-Diagramme contrainte déformation de l'acier : BAEL 91(article A.2.2.1)

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 :

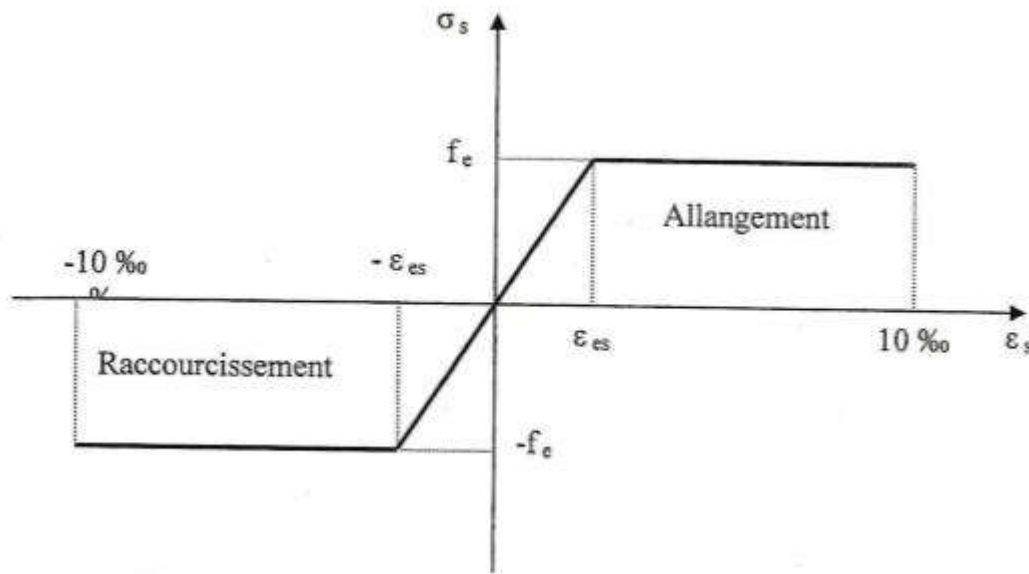


Fig. I.4 . Diagramme contrainte — déformation de l'acier.

Avec :

$$\varepsilon_{es} = f_e / (\gamma_s E_s)$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa .}$$

γ_s = coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général.}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ cas accidentelle.}$$

Contrainte admissible de l'acier à l'ELS

La contrainte admissible de l'acier à l'état limite de service (état limite d'ouverture de fissure) est en fonction de la fissuration :

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s^- \leq \min (2/3 f_e ; 150 \eta)$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s^- \leq \min (1/2 f_e ; 110 \eta)$$

Fissuration peu nuisible :

Aucune vérification n'est requise pour les aciers : $\sigma_s^- = f_e / \gamma_s$.

η : Coefficient de fissuration

$$\eta = 1 \rightarrow \text{Ronds lisse (R.L)}$$

$$\eta = 1,6 \rightarrow \text{Barres à haute adhérence (H.A).}$$

I-5-3- Sollicitations de calcul

I-5-3-1 - Vis-à-vis des états limites ultimes de résistance et stabilité de forme

Combinaison fondamentale: (Art. A.3.3, 21)

$$1.35 G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} \times Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{oi} \times Q_i$$

G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables,

G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables,

Q_1 : l'action variable dite de base (charge d'exploitation),

Q_i : les autres actions variables dites d'accompagnement.

$\gamma_{Q1} = 1.5$ dans le cas général,

$\gamma_{Q1} = 1.35$ dans le cas suivant :

- La température, les charges d'exploitation étroitement bornées, les bâtiments agricoles à faible densité.

Ψ : Coefficient relatif aux charges d'exploitation.

Combinaison accidentelle :(Art. A.3.3, 22)

$$G_{max}+G_{min}+F_A+\Psi_{11} \cdot Q_1+\sum \Psi_{2i} \cdot Q_i$$

Avec :

FA : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} \cdot Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} \cdot Q_i$: Valeur quasi permanente d'une action variable.

Combinaison des actions à l'ELS :

I-2-2-2) Vis-à-vis des états limites de service : (Art. A.3.3,3)

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi} \times Q_i$$

Q_i, Ψ_{oi} : Valeur fréquente d'une action variable



CHAPITRE II
Pré dimensionnement

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II .1.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les conditions du RPA99V2003 et les règles de BAEL 91. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II .1.2 planchers:

II.1. 2.1 hauteur du plancher

Selon les règles BAEL91 (Art - B.6.8, 424)

La hauteur des plancher en corps creux selon les condition de la flèche est donnée par la formule suivant:

$$\frac{h_t}{L_{\max}} > \frac{1}{22.5}$$

h_t : Hauteur de planche

L_{\max} : Longueur entre nus

$$h_t > \frac{L_{\max}}{22.5} ; L_{\max}=3.50\text{m}$$

$$h_t > \frac{350}{22.5} = 15.55\text{cm}$$

Alors on 'prend $h_t=20$ cm

Remarque :

La portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis.

Selon BAEL 91(Art- B.6.1, 1)

Donon va choisir $h_t = 20$ cm (16 + 4)

D'où $\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm: épaisseur de la table de compression.} \\ 16\text{cm} : \text{épaisseur du corps creux} \end{array} \right.$

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.1.2.2 Poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle de compression une section en T. Les entre axes les plus utilisés sont 56 cm et 65 cm.

Selon les règles BAEL 91

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.4h_t$$

$$0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.4 \times 20$$

$$6\text{cm} \leq b_0 \leq 8\text{cm} ; \text{alors } b_{0\text{min}} = 10\text{cm}$$

$$50 \leq b \leq 80 \text{ selon les règles BAEL91(Art.6.8.423)}$$

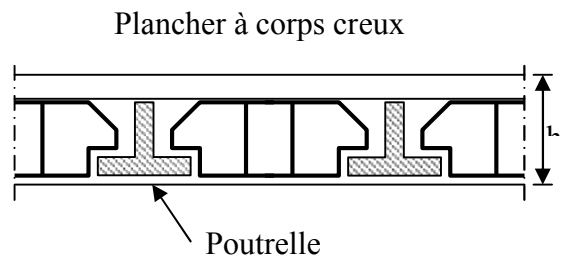
b: entre axes des nervures.

b: 65cm les entre axes le plu courant utiliser.

$$b = 2b_1 + b_0 \implies b_1 = \frac{(b-b_0)}{2}; b = 65\text{cm}$$

$$b_1 = \frac{(65-10)}{2} = 27.5\text{cm}$$

Donc = **27.5 cm**



Pour : bi il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{(b-b_0)}{2} = \min \left\{ \frac{l}{10}, \frac{l_t}{2} \right\}$$

l_t : Entre nus des nervures de poutre.

l: portée de la travée considère.

$$l_t = L - \frac{2b_0}{2} = 65 - \frac{2 \times 10}{2} = 55\text{cm}$$

L = 350cm ; (longueur entre nus)

$$b_1 = \min (45; 27.5)$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 = 65\text{cm} \text{ (condition vérifier)}$$

En conséquence, on adapte:

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 = 10\text{cm} \\ b_1 = 27.5 \\ b = 65\text{cm} \\ h_t = 20\text{cm} \end{array} \right.$$

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II .1.3 poutres :

a) poutres transversale (Poutres principales)

La poutre sera pré dimensionné par la formule donnée par les règles de BAEL 91

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

Avec:

L_{max} : portée de la poutre

b : largeur de la poutre

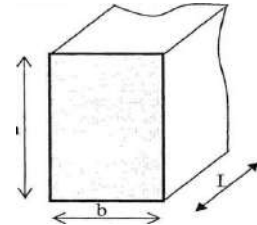


Fig. II.1. Dimensions de poutre

Selon les règles de RPA 99/ version 2003 (Art 7.5.1) il faut vérifier les condition suivantes : Pour une zones III .

- ❖ $b \geq 20\text{cm}$
- ❖ $h \geq 30\text{cm}$
- ❖ $\frac{h}{b} \leq 4$
- ❖ $b_{max} \leq 1.5h + b_1$

a) Poutres transversales : (poutre principale)

Nous avons $L_{max} = 3.50\text{m}$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$\implies 23.3\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm}$, on prend $h = 40\text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

$\implies 12\text{cm} \leq b \leq 20\text{cm}$, on prend $b = 20\text{cm}$

$b \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée mais on prend $b = 30\text{ cm}$

D'après les règles RPA99

- ❖ $b \geq 20\text{cm}$ soit $b = 30\text{cm}$ (condition vérifiée)
- ❖ $h \geq 30\text{cm}$ soit $h = 40\text{cm}$ (condition vérifiée)
- ❖ $\frac{h}{b} \leq 4 \implies \frac{40}{30} = 1.333 < 4$ (condition vérifiée)
- ❖ $b_{max} \leq 1.5h + b_1$

Donc, on adapte pour les poutres principales un coffrage les dimensions sont:

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

$$h=40\text{cm}$$

$$b=30\text{cm}$$

b) poutres longitudinales: (poutres secondaires)

Nous avons $L_{max} = 3.50\text{m}$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$$\implies 23.3\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm}, \text{ on prend } h=30$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

$$\implies 9\text{cm} \leq b \leq 15\text{cm}, \text{ on prend } b=15$$

$$b \geq 20\text{cm} \text{ condition non vérifiée on prend } b = 30\text{cm}$$

D'après les règles RPA99

$$\diamond b \geq 20\text{cm} \text{ soit } b = 30\text{cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\diamond h \geq 30\text{cm} \text{ soit } h = 30\text{cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\diamond \frac{h}{b} \leq 4 \implies \frac{30}{30} = 1 < 4 \quad (\text{condition vérifiée})$$

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

Donc, on adapte pour les poutres secondaires:

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

$$b=30\text{cm}$$

II.1.4 poteaux:

sont pré dimensionnée selon les règle de BAEL91, et vérifier selon les condition exigées par RPA99/version 2003.

- selon les règles RPA99(Art7.4.1)
- selon la zone sismique (III)

le coffrage du poteau rectangulaire peut avoir une dimension de:

$$\diamond \min(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$$

$$\diamond \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad ; \quad h_e = 368\text{cm}$$

$$\diamond \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

$$\text{soit: } b_1 = h_1 = 30\text{cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\diamond \frac{368}{20} = 18.4$$

$$\diamond \frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4$$

$$\diamond \text{ Alors } b_1 = h_1 = 30\text{cm} \text{ (poteau carrée).}$$

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

❖ selon les règles de BAEL 91 (Art B.8.4.1)

-condition de non flambement

L'élanement λ d'une pièce comprimée, de section constante, il est dépend par rapport a la longueur de flambement l_f et le rayon de giration i

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7l_0 \quad (\text{Art B.8.3.3.1})$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}} ; I_{min} = \frac{bh^2}{12}$$

l_f : Longueur de flambement (Art B.8.3.31)

λ : Enlacement.

l_0 : : hauteur de étage.

I_{min} : moment d'inertie minimale de section transversale du poteau.

B : section de Béton.

$$B = b.h ; \lambda = 3.46 \frac{l_f}{h}$$

$$l_0 = 4.08m$$

$$l_1 = 0.7 \cdot 4.08 = 2.856m$$

$$\lambda = \frac{3.46 \times 2.856}{h} \leq 50 \quad \Longrightarrow \quad h \geq 19.76cm$$

$$\lambda = 3.46 \frac{2.856}{0.3} = 32.93 < 50$$

Donc le poteau on section rectangulaire (30×30)cm²

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

11.1.5 Les escaliers

❖ Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches (g) et des contre marches (h); on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

- h : Hauteur de marche : $14 \leq h \leq 18\text{cm}$
on prend $h=17\text{cm}$

- largeur de marche : $24 \leq g \leq 32\text{cm}$
on prend $g=30\text{cm}$

- Nombre de marche ; $n = \frac{H}{h}$

- Hauteur d'étage : $H=408\text{m}$

$$n = \frac{408}{17} = 24 \text{ marche .}$$

Pour une seule volée $n = 12$

Vérification de la formule de **BLONDEL** $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

$$0.59 \leq 0.3 + 2 \times 0.17 \leq 0.66$$

$$0.59 \leq 0.64 \leq 0.66 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Longueur horizontale de la volée : $L=(n-1)g$

$$L=(12-1)30=330\text{cm}$$

- Longueur du palier $L=120\text{cm}$

- Epaisseur (paillasse et palier)

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{25} \quad ; \quad (L: \text{portée de l'escalier entre nus})$$

$$L=440\text{cm}$$

$$\frac{440}{30} \leq e \leq \frac{440}{25} \quad \Longrightarrow \quad 14.66\text{cm} \leq e \leq 17.6\text{cm}$$

Donc on prend l'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

- Condition de résistance au fau : $e \geq 11\text{cm}$

- Angle d'inclinaison

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{204}{330} = 0.618$$

$$\alpha = 31.49^\circ$$

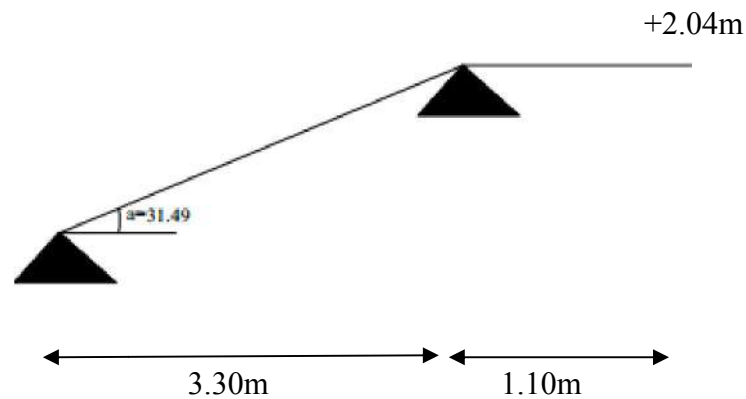


Fig. II.2 : Schéma statistique de volée

II -2- Evaluation charge permanent et charge exploitation (DTR BC.2.2)

II.2.1 Escaliers

les charges sont évaluées pour $b = 1.5m$

charge permanent: (unité :daN/ml)

- **paillasse:**

charge permanent	Epuiser (m)	Poids volumique (daN/m ³)	La charge (daN/m ²)
Poids propre de la paillasse	0.15	2500	659.64
Poids propre des marches	0.17	2200	280.5
Poids du mortier de pose	0.02	2000	60
Poids du carrelage	0.02	2000	60
Poids d'enduit de plâtre	0.01	1000	15

Tableau. II.1 charge permanent de paillasse

$$G_{paillasse} = 1075.14 \text{ daN/ml}$$

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

- **palier** (unité :daN/ml)

b=1.2m

charge permanent	Epaisseur (m)	Poids volumique (daN/m ³)	La charge (daN/m ²)
Poids propre de la palier	0.15	2500	450
Poids du mortier de pose	0.02	2000	48
Poids du carrelage	0.02	2000	48
Poids d'enduit de plâtre	0.01	1000	12

Tableau. II.2 charge permanent de palier

$$G_{palier} = 558 \text{ daN/ml}$$

- **Surcharge:**

Sur charge d'exploitation selon DTR B.C (Art 7.2.1)

pour la paillasse : $Q=250 \times 1.50m=375\text{daN/ml}$

pour le palier : $Q=250 \times 1.50m=375\text{daN/ml}$

Surcharge	G(daN/m ²)	Q(daN/m ²)
volée 1/ paillasse	1075.14	375
volée 1/ palier	558	375

Tableau. II.3 Surcharge

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.2.2 plancher terrasse:

- Charges permanents :

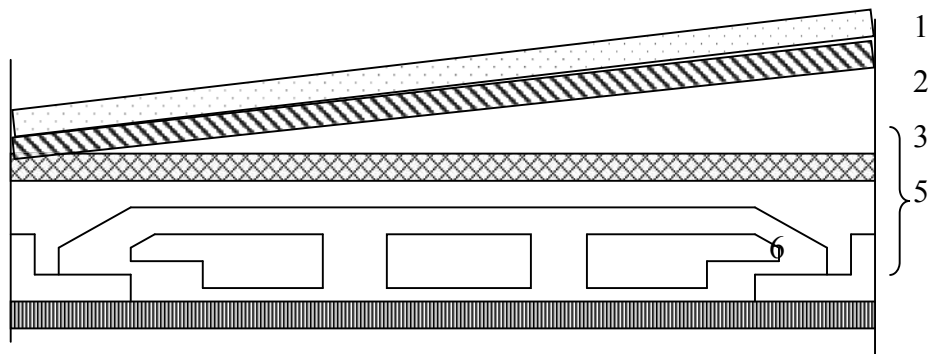


Fig. II.3 Détail de plancher terrasse

N ^o	Désination	Epaisseur (m)	Poids volumique (daN/m ³)	Charges (daN/m ²)
1	Couche de protection en gravillons	0,05	2000	100
2	Etanchéité multicouche	0,02	600	12
3	Forme de pent	0.1	2200	220
4	Insolent thermique	0,04	400	16
5	Plancher en corps ceux	(16+4)	285	285
6	Enduit de plâtre	0,01	1000	10

$$G = 643 \text{ daN/m}^2$$

Tableau. II.4 composants d'un plancher terrasse

II.2.3 plancher étage courant:

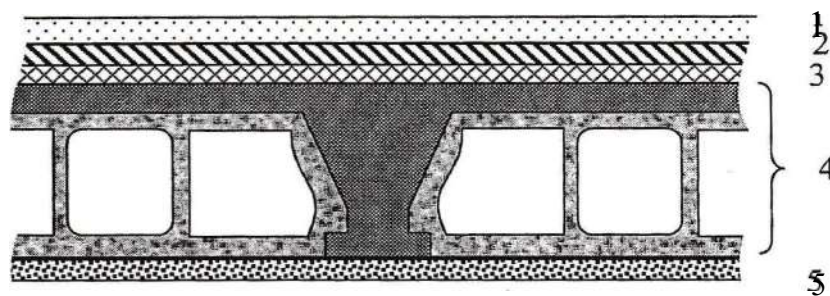


Fig. II.5 Détail de plancher étage

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

N ^o	Désination	Epaisseur (m)	Poids volumique (daN/m ³)	Charges (daN/m ²)
1	Revetment en carrelage	0,02	2000	40
2	Mortier de pose	0,02	2000	40
3	Lit de sable	0,02	1700	34
4	Plancher en corps creux	(16+4)	-	285
5	Enduit de plâtre	0,01	1000	10
Les cloisons		-	-	100

Tableau. II.5 composants d'un plancher étage

$$G=509\text{daN/m}^2$$

Le poids des cloisons : $50 \leq G_{CLOISON} \leq 100\text{kg/m}^2$ (DTR B.C 22 Art III. 2)

II.2.4 charge d'exploitation:

Elément	Sur charge daN/m ²
Plancher terrasse	100
Plancher étage courant RDC+1 ^{er} +2 ^e me	350
Plancher étage courant 3+4+5 eme	150

Tableau. II.6 valeur des sur charge

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.2.5 Maçonnerie:

Les murs extérieurs

Les murs extérieurs, on à utilisé des murs à double paroi qui contient :

- Brique creux de 15cm d'épaisseur.
- vide de 5cm.
- Brique creux de 10cm d'épaisseur.

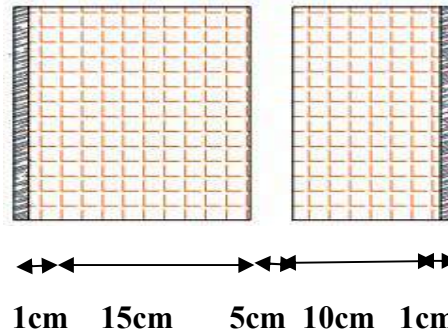


Figure II. 7: Schéma du mur double cloisons

N°	Designations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieur (ciment)	0.01	20	0.2
2	Brique creuse	0.15	9	1.35
3	Brique creuse	0.10	9	0.90
4	Enduit intérieur (plâtre)	0.01	10	0.10
5	L'âme d'air	0.05	-	-

Tableau II. 7: Charge permanente d'un mur extérieur

$$G=2.55\text{KN}/m^2$$

$$G=255\text{kg}/m^2$$

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.2.6 Acrotère :

- **Surface de l'acrotère :**

$$S_t = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$$

a) Charge Permanente :

$$G_{total} = G_1 + G_2$$

$$G_1 = S_t \times 2500 = 0.0685 \times 2500 = \mathbf{171.25 \text{ daN/ml}}$$

$$G_2 = 0.02 \times 0.6 \times 2000 = \mathbf{24 \text{ daN/ml}}$$

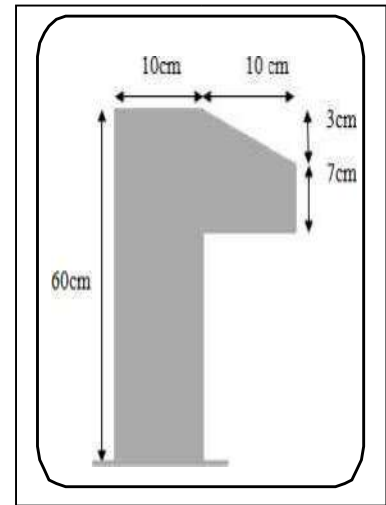
$$\text{Alors, } G_{total} = 171.25 + 24 = 195.25 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Donc, } G_{total} = \mathbf{195.25 \text{ daN/ml}}$$

G1 : Poids de l'acrotère par mètre linéaire.

G2 : Poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

Fig. II. 8: L'acrotère



b) charge d'exploitation :

D'après, le DTR.B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation), on peut tirer 'Q' qui Utilisée notamment dans l'entretien, pour plancher -terrasse inaccessible ou' : **Q = 100 daN,/ ml**

Element	Charges permanents daN/m ²	Surcharges daN/m ²
Plancher terrasse	643	100
Plancher d'étage courant RDC +1 ^{er} +2 ^{emé} étage	509	350
Plancher d'étage courant 3+4+5 emé étage	509	150
Acrotère	195.25	100
Murs extérieurs (30 cm) sans ouverture	255	-
Escaliers (palier)	1075.14	250
Escaliers (paillasse)	585	250

DESCENTE DES CHARGES

II .3.1 Introduction :

La descente de charge consiste pour chaque élément vertical la charge qu'il Supporte au niveau de chaque étage jusqu'a son encastrement.

On effectue une sommation pour déterminer respectivement la charge et la surcharge totale.

Le but de descente des charges est de vérifier les sections des éléments de la

Structure, pour cela on détermine les charges agissant sur les poteaux les plus Sollicites.

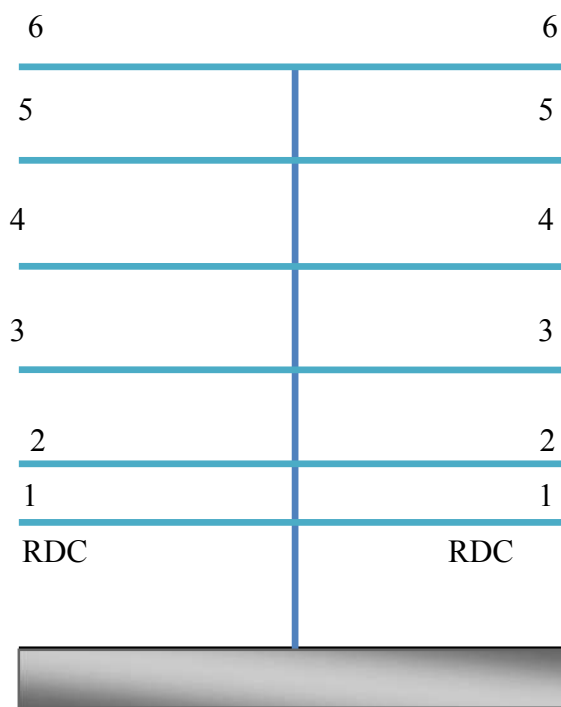


Fig. II.9 schéma de la descente des charges d'un poteau

- poteaux (C-4)

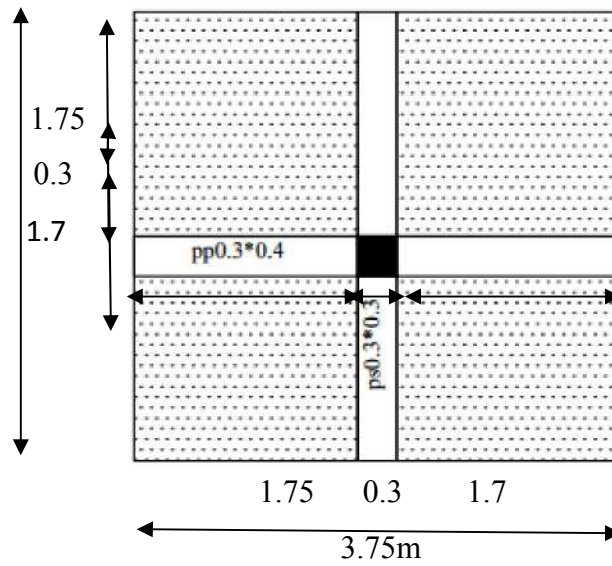


Fig. II.10 Représentation du poteau le plus sollicitation

Descente des charges sur des poteaux :

Sur un poteau rectangulaire central (C4) :

- **La surface afférente pour la charge permanente :**

$$S_G = (1.7+1.75) \times (1.75+1.7) = 11.90\text{m}^2$$

- **La surface afférente pour la charge d'exploitation :**

$$S_Q = (1.7+1.75+0.3) \times (1.75+1.7+0.3) = 14.06\text{m}^2$$

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Niveau	Element	G(daN)	Q(daN)
6-6	Plancher terrasse : (643× 11.90)	7651.7	1406
	Pp :(0.3×0.40×2500× 3.75)	1125	
Ps :(0.3×0.3×2500× 3.45)	776.25		
Poteaux :(0.3×0.3×2500×2.66)	598.5		
Surcharge :(100×14.06)			
	Totale	10151.45	1406
5-5	Venant 6-6	10151.45	1406
	Plancher EC:(509×11.90)	6057.1	2109
	Pp :(0.3×0.40×2500× 3.75)	1125	
	Ps : (0.3×0.3×2500× 3.45)	776.25	
	Poteaux : (0.3×0.3×2500×2.66)	598.5	
	Surcharge :(150×14.06)		
	Totale	18708.3	3515
4-4	Venant 5-5	18708.3	3515
	Plancher EC:(509×11.90)	6057.1	2109
	Pp :(0.3×0.40×2500× 3.75)	1125	
	Ps : (0.3×0.3×2500× 3.45)	776.25	
	Poteaux : (0.3×0.3×2500×2.66)	598.5	
	Surcharge :(150×14.06)		
	Totale	27265.15	5624

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

3-3	Venant 4-4	27265.15	5624
	Plancher EC:(509×11.90)	6057.1	
	Pp :(0.3×0.40×2500× 3.75)	1125	
	Ps : (0.3×0.3×2500× 3.45)		
	Poteaux : (0.3×0.3×2500×2.66)	776.25	
	Surcharge :(150×14.06)	598.5	
			2109
	Totale	35822	7733

2--2	Venant 3-3	35822	7733
	Plancher EC:(509×11.90)	6057.1	
	Pp :(0.3×0.40×2500× 3.75)	1125	
	Ps : (0.3×0.3×2500× 3.45)		
	Poteaux : (0.3×0.3×2500×3.68)	776.25	
	Surcharge :(350×14.06)	828	4921
	Totale	44608.35	12654
1--1	Venant 2-2	44608.35	12654
	Plancher EC:(509×11.90)	6057.1	
	Pp :(0.3×0.40×2500× 3.75)	1125	
	Ps : (0.3×0.3×2500× 3.45)		
	Poteaux : (0.3×0.3×2500×3.68)	776.25	
		828	4921
	Surcharge :(350×14.06)		
	Totale	53394.7	17575

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

RDC	Venant 1-1	53394.7	17575
	Plancher EC:(509×11.90)	6057.1	
	Pp :(0.3×0.40×2500× 3.75)		
	Ps : (0.3×0.3×2500× 3.45)	1125	
	Poteaux : (0.3×0.3×2500×3.68)	776.25	
		828	
	Surcharge :(350×14.06)		4921
	Totale	62181.05	22496

Tableau. II.6 Descente des charges sur des poteaux

-Effort normal ultime d'un poteau N_u

G_{max}(daN)	Q(daN)	$N_U=1.35G_{max}+1.5Q$ (daN)
62181.05	22496	117688.42

Vérification de section du poteau :

Le poteau le plus chargé est [C4]

Etat limite ultime (ELU):

L'effort normal à l'ELU :

$$N_U=1.35G_{max}+1.5Q = \mathbf{117688.42 \text{ kg}}$$

Il s'agit d'un poteau rectangulaire dont libre choix de la section du béton.

Le dimensionnement se fait par la formule suivante donner par le règlement BAEL

91

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec:

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1.5 \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton .

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

A_s : Section de l'acier.

B_r : Section du béton réduit en déduisant 1cm sur tout le porteur de la section droit du

CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

poteau. $0.9 \% \leq A_s / B_r \leq 6 \%$

on choisit $(A_s / B_r) = 1\% \dots\dots$ ZONE III

α : Coefficient tenant compte d'excentricités accidentelle et des phénomènes de stabilités , il dépend de l'élancement du poteaux soit :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6(50/\lambda)^2 \dots\dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Avec:

$$\lambda: \text{L'élancement du Poteau } \lambda = l_f / i = l_f \times \sqrt{12} / h \quad 0.9 \% \leq A_s / B_r \leq 6 \%$$

i: Rayon de giration de la section du Béton seul avec

$$i = \sqrt{I/B}$$

I: : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = 1.01 \times 10^{-1} \text{m}^4$).

B_r

B: Air totale de la section du poteau

On se fixe un élancement $\lambda = 35$.

$$l_f = 0.7 l_0 \text{ (cas d'un poteau encastré de deux cotés)}$$

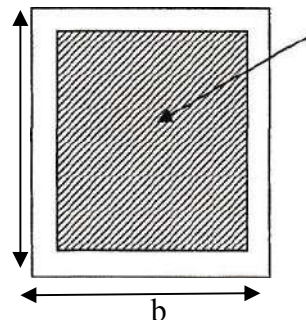
$$l_0 = 4.08\text{m} \quad l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856\text{m}$$

$$\lambda = 32.97 \quad \alpha = 0.721$$

La valeur de α a divisée par 1.10 si la moitié de charge est applique avant 90 jours

$$\beta = 0.85 / \alpha = 1.178$$

$$f_{ub} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b \quad f_{ed} = f_e / \gamma_s$$



CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

1-RBA

$$A_{min}=0.009 \times (30 \times 30) = 8.1 \text{ cm}^2$$

2-BAEL

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8(30+30)}{100} = 4.8 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 30 \times 30}{100} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A = A_{max}(A_{min}^{RBA}; A_{min}^{BAEL}) = 8.1 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 0.28 \times 0.28 = 0.0784 \text{ m}^2$$

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$Nu \leq 1.178 \times \left[\frac{784 \times 25 \times 10}{1.35} + \frac{8.1 \times 400}{1.15} \right] = 173572.62 \text{ kg}$$

$$Nu = 117688.42 < 173572.62 \text{ kg} \quad (\text{condition vérifiée})$$

CHAPITRE III
Calcul éléments
secondaires

I.LES PLANCHERS

❖ calcul des Plancher

III.1-Introduction:

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, destinés à limiter les étages et à supporter les charges permanentes et variables. Aussi, ils jouent le rôle d'un isolant thermique et acoustique.

❖ Plancher à corps creux

Ferrailage la dalle de compression

Pour le ferrailage de la dalle de compression les conditions suivantes doivent être respectées (BAEL 91 Art B.6.8.4).

- **hourdis**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

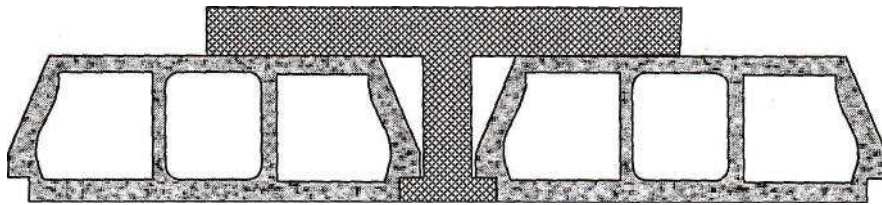


Fig. III.1 la poutrelle

- Si A_1 est la section des armatures perpendiculaires aux nervures en (cm^2/ml) on doit avoir :
- $A \geq 200/f_e$: si l'entre axe des parallèles $L_n \leq 50$ cm.
- $A \geq 4L_n/f_e$: si l'entre axe L_n est compris entre 50 cm et 80 cm.
- si A est la section des armatures parallèles aux nervures , alors $A \geq A/2$ en (cm^2/ml).

a-Armatures perpendiculaires aux nervures:

$$50\text{cm} \leq Ln = 60\text{cm} \leq 80\text{cm}.$$

$$A \geq 4 \times Ln / f_e = 4 \times 60 / 235 = 1.02$$

Fe : limite d'élasticité (treillis soudé) $\varnothing 6 \implies f_e = 235 \text{ MPa} \rightarrow 5\varnothing 6 / \text{ml}$

$$\implies A = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} , s_t = 20\text{cm}.$$

b- Armature parallèles aux nervures :

$$A \geq A/2 \implies \lambda \geq 1.41/2 = 0.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} , s_t = 20\text{cm}.$$

Donc on adapte un treillis soudés 6 de maille (200 x200) mm².

III.2- Etude des poutrelles :

a/Dimensions :

- $\left\{ \begin{array}{l} b_0 = 10\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \\ b = 65\text{cm} \\ h_t = 20\text{cm} \end{array} \right.$
- Evaluation des charges :

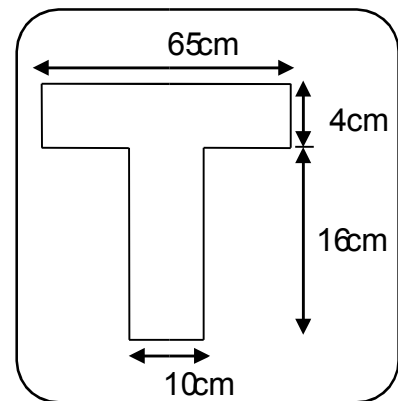


Fig.III.2 Dimension de la poutrelle

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

Terrasse: $G = 643 \text{ kg/m}^2$; $p = 100 \text{ kg/m}^2$.

Étage courant : $G = 509 \text{ kg/m}^2$; $p = 350 \text{ kg/m}^2$.

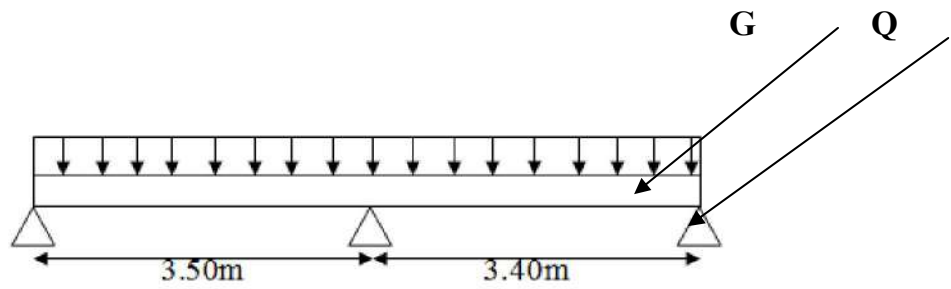
- Les charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Terrasse (kg/ml)	Étage courant (commercial) (kg/ml)	Étage courant (d'habitation) (kg/ml)
ELU	$(1.35 \times 643 + 1.5 \times 100) \times 0.65 = 661.73$	$(1.35 \times 509 + 1.5 \times 350) \times 0.65 = 787.89$	$(1.35 \times 509 + 1.5 \times 150) \times 0.65 = 592.89$
ELS	$(643 + 100) \times 0.65 = 482.95$	$(509 + 350) \times 0.65 = 558.35$	$(509 + 150) \times 0.65 = 428.35$

Tableau.III.1 Evaluation des charges des charges sur les poutrelles

III.3- Types des poutrelles:

Type I:



Type II:

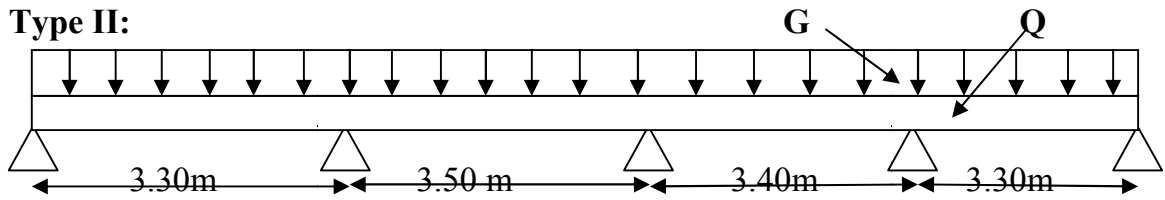


Fig.III.2 Types des poutrelles

III.4-Méthode de calcul :

$$M_x = \frac{Px}{2} (L - x)$$

$$M_0 = \frac{PL^2}{2} \text{ pour } X_0 = \frac{L}{2}$$

$$T_x = p \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$V_A = \frac{PL}{2} \quad V_B = -\frac{PL}{2}$$

- pour les plancher type I et II

❖ Method forfaiture :

principe de la méthode de forfaitaire :

cette méthode est destinée pour construction avec des charge d'exploitation modérées .

- condition d'application

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ \text{ou} \\ 5\text{KN}/m^2 \end{cases}$$

- la Charges uniformément réparties.
- le moment d’inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
- le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

- La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

▪ **Exposé de la méthode :**

Moment en travée:

On désigne chaque travée par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{si la travée est de rive} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

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

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

$M=0$appuis de rive

$M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées

$M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d’une poutre a plus de deux travée

$M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d’une poutre à plus de deux travées

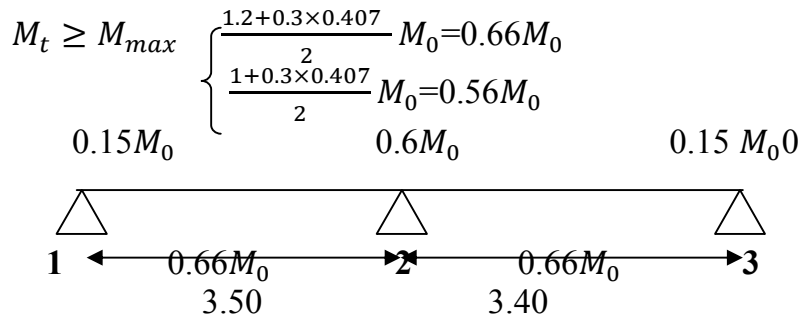
$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

❖ Plancher type I (méthode applique forfaitaire)

Poutrelle à deux travées.

➤ Les moment en travée (étage commercial)

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{3500}{5090+3500} = 0.407$$



		Etagée courant (commercial)		
		Travée		
			1--2	2--3
ELU	M_0 (N.m)		12064.56	11385.01
	M_t (N.m)		7962.60	7514.10
ELS	M_0 (N.m)		8549.73	8068.15
	M_t (N.m)		5642.82	5324.97

Tableau.III.2 calcul des moments en travées(commercial)

➤ Les moments en appuis (commercial):

		Etagée courant (commercial)		
		1	2	3
		Appuis		
		coefficient		
ELU	M_a (N.m)	0.15	$0.6M_0$	0.15
		1809.68	7238.73	1707.75
ELS	M_a (N.m)	1282.45	5129.83	1210.22

Tableau.III.3 calcul des moments en appuis (commercial)

➤ Les efforts tranchant (commercial) :

$$\begin{cases} T_d = -\frac{pL}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \\ T_g = \frac{pL}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \end{cases}$$

		Etagée courant (commercial)	
		Travée	
		1--2	2--3
ELU	T_d (N)	-17407.44	-9774.76
	T_g (N)	10168.71	17013.49
ELS	T_d (N)	-16352.99	-10829.21
	T_g (N)	11223.16	15959.04

Tableau.III.4 Les efforts tranchant(commercial)

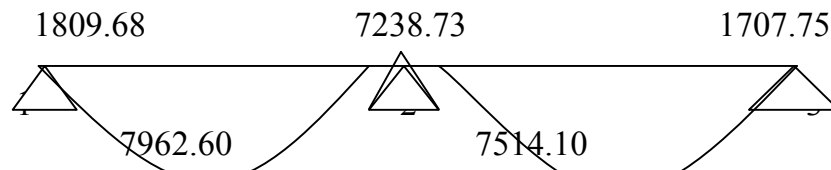


Fig. III.3. Diagramme des moments en appuis et travées(commercial)

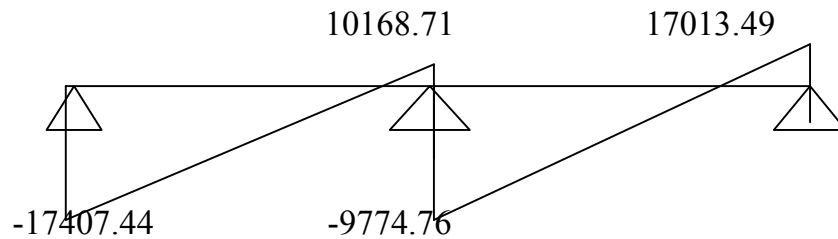
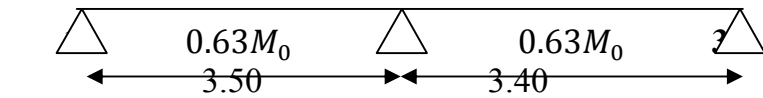


Fig. III.4. Diagramme Les efforts tranchant(commercial)

➤ Les moment en travée (d'habitation) :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1500}{5090+1500} = 0.227$$

$$M_t \geq M_{max} \begin{cases} \frac{1.2+0.3 \times 0.227}{2} M_0 = 0.63M_0 \\ \frac{1+0.3 \times 0.227}{2} M_0 = 0.53M_0 \end{cases}$$



$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

		Etagée courant (d'habitation)	
		Travée	
ELU	M_0 (N.m)	9078.62	8567.26
	M_t (N.m)	5719.53	5397.37
ELS	M_0 (N.m)	6559.10	6189.65
	M_t (N.m)	4132.23	3899.48

Tableau.III.5 calcul des moments en travées (d'habitation)

➤ Les moments en appuis (d'habitation):

		Etagée courant (d'habitation)			
		Appuis	1	2	3
		coefficient	0.15	$0.6M_0$	0.15
ELU	M_a (N.m)	1361.793	5447.17	1285.089	
ELS		983.865	3935.46	928.447	

Tableau.III.6 calcul des moments en appuis (d'habitation)

➤ Les efforts tranchant (d'habitation) :

$$\begin{cases} T_d = -\frac{pL}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \\ T_g = \frac{pL}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \end{cases}$$

		Etagée courant (d'habitation)	
		Travée	
ELU	T_d (N)	-13099.16	-7355.54
	T_g (N)	7651.99	12802.71
ELS	T_d (N)	-9463.85	-5314.22
	T_g (N)	5528.39	9249.68

Tableau.III.7 Les efforts tranchant (d'habitation)

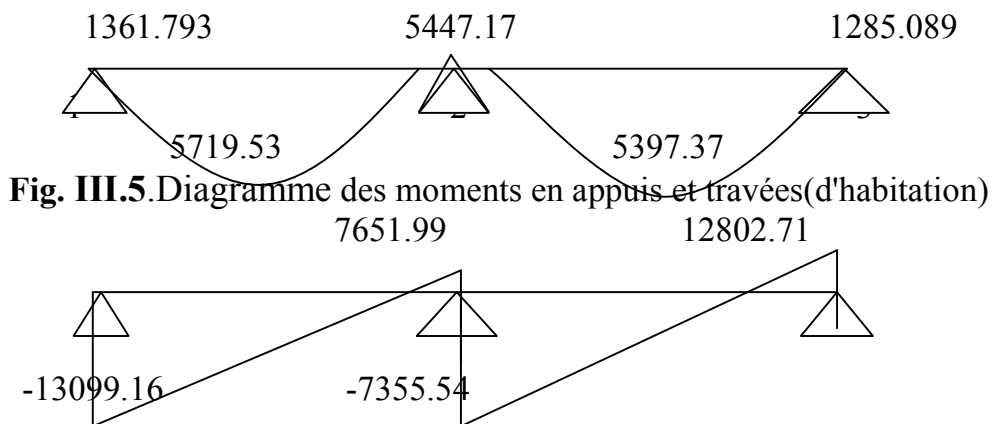


Fig. III.5. Diagramme des moments en appuis et travées(d'habitation)

Fig. III.6. Diagramme Les efforts tranchant(d'habitation)

Donc les moments fléchissant et effort tranchant de étage commercial adaptes pour les ferrailage sont

$$M_{ap_{max}} = 7238.73 \text{ N.m}$$

$$M_{t_{max}} = 7962.60 \text{ N.m}$$

$$T_{max} = 17407.44 \text{ N}$$

- **Ferrailage Des Poutrelle :**

1) **En Travée**

$$M_0 = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \cdot 65 \cdot 4 \cdot \left(17 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_0 = 55380 \text{ N.m}$$

$$M_u < M_0 \longrightarrow \text{Section rectangulaire (b \times h)}$$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = \frac{7962.60}{14.2 \times 65 \cdot (17)^2} = 0.029$$

$$\varepsilon_{es} = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 \times 1000 \times \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 \times 1000 \times 1.74 \cdot 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8 \cdot \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \cdot 0.668) = 0.392$$

$$\mu < \mu_R = 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}}{0.8} = 0.036$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 17 \times (1 - 0.4 \times 0.036) = 16.75 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{es} < \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} \longrightarrow \sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.83$$

$$A_s = M_u / Z \times \sigma_s = \frac{7962.60}{347.83 \times 16.75} = 1.36 \text{ cm}^2$$

• **calcul des armatures minimales :** (condition de non fragilité)

$$A_{s_{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Article A.4.2.1.BAEL91})$$

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

$$\implies A_{s_{min}} \geq 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max}(A_{s_{min}}, A_{t_{cal}}) = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{choix : } 3\text{HA12} \quad A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

2)-En appui (armatures de chapeau)

On calculer une section rectangulaire $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{cm}^2$. puisque le moment est négatif la table se trouve dans la zone tendue

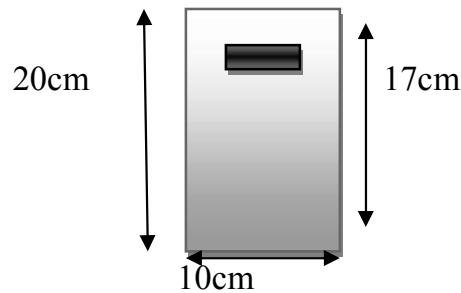


Fig.III.7 section de calcul en appuis

	M (N.m)	μ	α	Z (cm)	A_S (cm^2)	A_{Smin} (cm^2)	Observation	A_{Adopte}
Appui	7238.73	0.027	0.034	16.76	1.24	0.205	C.V	2HA12=2.26 cm^2

-Etat Limite De Service

La fissuration est peu nuisible ;On ne vérifie que la contrainte de compression de béton (σ_b)

- Au niveau des travées: $M_{ts\ max} = 5642.82 \text{N.m}$

Fissuration peu nuisible $\implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s$

flexion simple
Acier FeE400
section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \implies \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa (CV)}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{7962.60}{5642.82} = 1.41 \quad ; \quad \alpha = 0.036$$

$$\frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.455 > \alpha = 0.036 \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad (CV)$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \implies$ Les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenue .

- **Au niveau des appuis:** $M_{as\ max} = 5129.83\ \text{N.m}$

Fissuration peu nuisible $\implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{7238.73}{5129.83} = 1.41 \quad ; \quad \alpha = 0.034 =$$

$$\frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 > \alpha = 0.034 \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad (CV)$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \implies$ Les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenue .

- Calcul des armatures transversales :

A cause de l'effort tranchant, on peut avoir des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne. Pour remédier à cela, on utilise des armatures transversales.

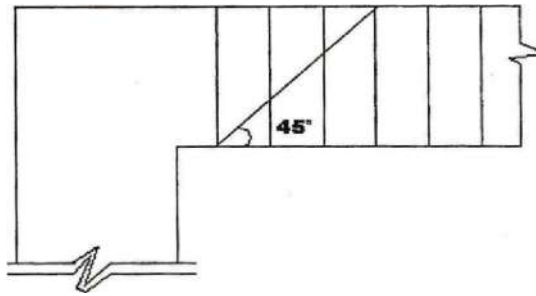


Fig.III.8 les fissures qui sont provoquées par l' effort tranchant

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne**

$$T_{u\ max} = 17407.44\ \text{N}$$

Il faut que vérifier $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (Article A.5.1.1 B.A.E.L 91)

$$\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b.d} = \frac{17407.44}{10 \times 17 \times 100} = 1.023\ \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\implies \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\ \text{MPa} \right) = \min (3.33\ \text{MPa} ; 5\ \text{MPa}) = 3.33\ \text{MPa}$$

Donc $\bar{\tau}_u = 3.33 > \tau_u = 1.023\ \text{MPa} \implies$ les armatures transversales sont perpendiculaires

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_L ; \frac{b_0}{10} \right) = \min (5.71 ; 10 ; 10) = 5.71\ \text{mm}$$

On prend $\Phi_T = 6\ \text{mm}$ de nuance d'acier feE 235 $\implies A_t = 2\ \Phi 6 = 0,565\ \text{cm}^2$

• **Vérification de l'influence de l'effort tranchant**

Appuis intermédiaires:

$$A_a \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e} \quad (\text{Article A5.1.312 B.A.E.L 91})$$

$$\frac{T_a \max \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{17407.44 \times 1.15}{100 \times 400} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.50 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{CV}$$

Appuis de rive:

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.47 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{CV}$$

❖ **L'espace des armatures :**

$$\frac{A_t}{b_0 \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot K}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin(\alpha) + \cos(\alpha))} \quad (\text{Article 5.1.23 B.A.E.L 91})$$

$$f_{tj} = f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ$$

Flexion simple $K = 1$

$$\text{Donc: } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} = \frac{0.565 \times 0.9 \times 215}{10 \times 1.15 (1.023 - 0.3 \times 2.1)} = 24.19 \text{ cm}$$

solution rejetée

$$\delta_{t2} \leq \text{Min} (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \text{min} (0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow \delta_{t2} \leq 15.3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} = \frac{0.565 \times 215}{0.4 \times 10} = 30.36 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \text{Min} (\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 15.3 \text{ cm}$$

on prend : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

- Vérification de la flèche :

L'article (B-6-8-4-24) des règles B.A.E.L 91, nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \left(\frac{M_t}{M_0} \right)$
3. $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Alors:

1. $\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$ CV
2. $\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{1}{15} \left(\frac{5.642}{55.380} \right) = 0.0067$ CV
3. $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{0.565}{10 \times 17} = 0.0033 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ CV

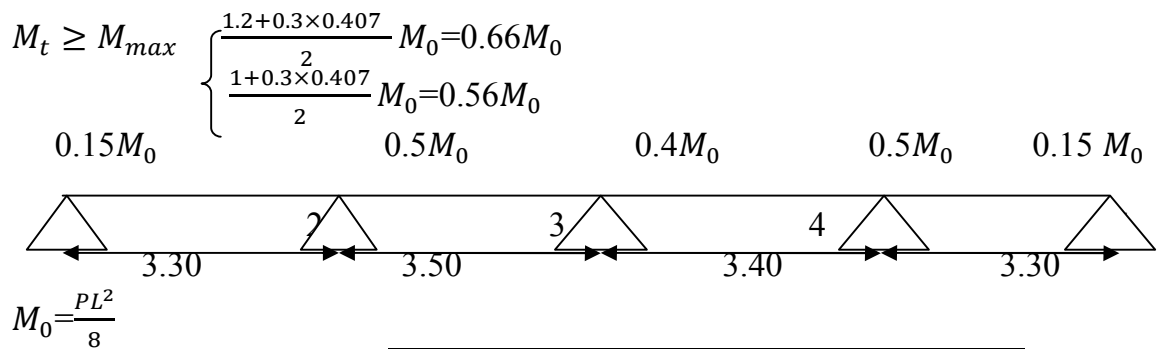
-Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

❖ **Plancher type II (méthode applique forfaitaire)**

Poutrelle à 4 travées

➤ **Les moment en travée (commercial)**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{3500}{5090+3500} = 0.407$$



		Etagée courant (commercial)				
		Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
ELU	M_0 (N.m)		10725.15	12064.56	11385.01	10725.15
	M_t (N.m)		7078.59	7962.61	7514.10	7078.59
ELS	M_0 (N.m)		7600.53	8549.73	8068.15	7600.53
	M_t (N.m)		5016.35	5642.82	5324.97	5016.35

Tableau.III.8 calcul des moments en travées (commercial)

➤ **Les moments en appuis (commercial):**

		Etagée courant (commercial)					
		Appuis	1	2	3	4	5
		coefficient	$0.15M_0$	$0.5M_0$	$0.4M_0$	$0.5M_0$	$0.15M_0$
ELU	M_a (N.m)		1608.77	6032.28	4825.82	6032.28	1608.77
ELS			1140.07	4274.86	3419.89	4274.86	1140.07

Tableau.III.4 calcul des moments en appuis (commercial)

➤ **Les efforts tranchant (commercial) :**

$$\begin{cases} T_d = -\frac{pL}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \\ T_g = \frac{pL}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \end{cases}$$

		Étagée courant(commmercial)				
		Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
ELU	T_d (N)		-16016.32	-13184.84	-13997.36	-9984.04
	T_g (N)		9984.04	14391.30	12790.9	16016.32
ELS	T_d (N)		-15137.61	-9167.89	-10095.18	-6196.63
	T_g (N)		10862.75	10374.35	8888.72	12228.91

Tableau.III.9 Les efforts tranchant (commercial)

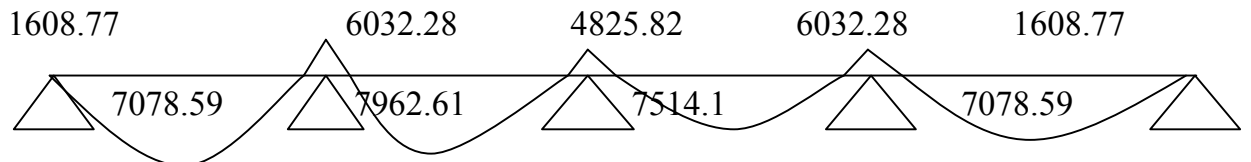


Fig. III.8. Diagramme des moments en appuis (commercial)

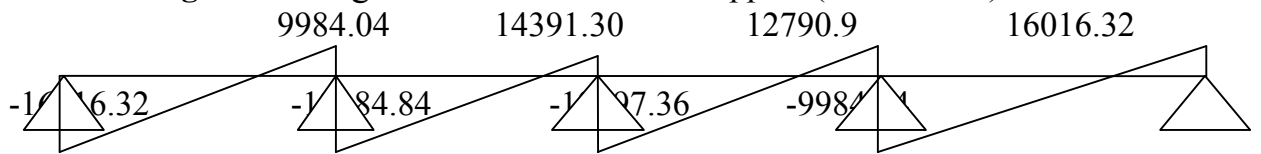


Fig. III.9. Diagramme Les efforts tranchant(commmercial)

➤ Les moment en travée (d'habitation)

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1500}{5090+1500} = 0.227$$

$$M_t \geq M_{max} \begin{cases} \frac{1.2+0.3 \times 0.227}{2} M_0 = 0.63 M_0 \\ \frac{1+0.3 \times 0.227}{2} M_0 = 0.53 M_0 \end{cases}$$

		Étagée courant(d'habitation)				
		Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
ELU	M_0 (N.m)		8070.71	9078.62	8567.2	8070.71
	M_t (N.m)		5084.54	5719.53	5397.33	5084.54
ELS	M_0 (N.m)		5830.91	6559.10	6189.65	5830.91
	M_t (N.m)		3673.47	4132.23	3899.47	3673.47

Tableau.III.10 calcul des moments en travées

➤ Les moments en appuis (d'habitation):

		Étagée courant (d'habitation)					
		Appuis	1	2	3	4	5
		coefficient	$0.15M_0$	$0.5M_0$	$0.4M_0$	$0.5M_0$	$0.15M_0$
ELU	M_a (N.m)		1210.60	4539.31	3631.44	4539.31	1210.60
ELS			874.63	3279.55	2623.64	3279.55	874.63

Tableau.III.11 calcul des moments en appuis

➤ Les efforts tranchant (d'habitation):

$$\begin{cases} T_d = -\frac{pL}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \\ T_g = \frac{pL}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \end{cases}$$

		Etagée courant(d'habitation)				
		Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
ELU	T_d (N)		-1205234	-9921.64	-10533.06	-7513.03
	T_g (N)		7513.03	10829.51	9625.19	12052.34
ELS	T_d (N)		-9337.43	-7042.19	-7735.88	-4798.12
	T_g (N)		4798.12	7950.06	6828.01	9337.43

Tableau.III.12 Les efforts tranchant (d'habitation)

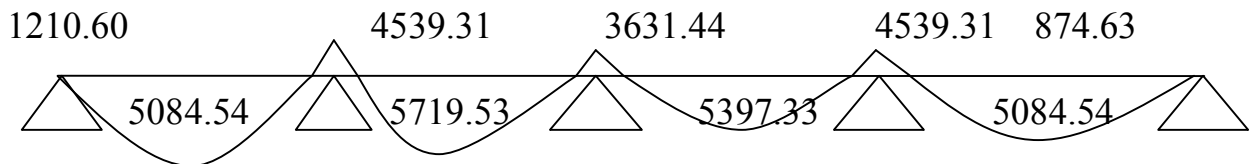


Fig. III.10. Diagramme des moments en appuis et travées(d'habitation)

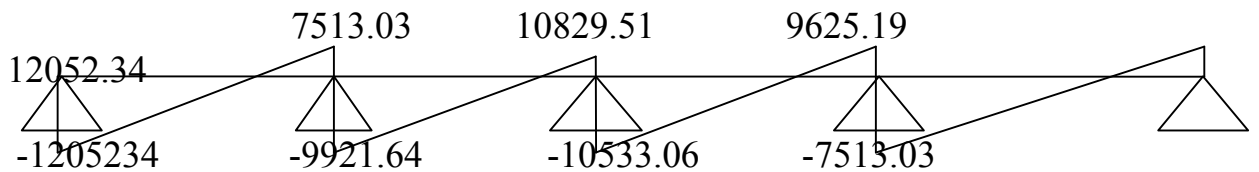


Fig. III.11. Diagramme Les efforts tranchant(d'habitation)

➤ Les moment en travée (Terrasse)

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1000}{6430+1000} = 0.134$$

$$M_t \geq M_{max} \begin{cases} \frac{1.2+0.3 \times 0.134}{2} M_0 = 0.62 M_0 \\ \frac{1+0.3 \times 0.134}{2} M_0 = 0.52 M_0 \end{cases}$$

		Terrasse				
		Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
ELU	M_0 (N.m)		9007.79	10132.74	9561.99	9007.79
	M_t (N.m)		5584.82	6383.62	5928.43	5584.82
ELS	M_0 (N.m)		6574.15	7395.17	6978.62	6574.15
	M_t (N.m)		4075.97	4658.95	4326.74	4075.97

Tableau.III.13 calcul des moments en travées

➤ Les moments en appuis (Terrasse):

		Terrasse				
Appuis		1	2	3	4	5
	coefficient	$0.15M_0$	$0.5M_0$	$0.4M_0$	$0.5M_0$	$0.15M_0$
ELU	$M_a(N.m)$	1351.16	5066.37	4053.09	5066.37	1351.16
ELS		986.12	3697.58	2958.06	3697.58	986.12

Tableau.III.14 calcul des moments en appuis

➤ Les efforts tranchant (Terrasse) :

$$\begin{cases} T_d = -\frac{pL}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \\ T_g = \frac{pL}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \end{cases}$$

		Terrasse			
Travée		1-2	2-3	3-4	4-5
ELU	$T_d(N)$	-13451.73	-11073.63	-11756.05	-8385.36
	$T_g(N)$	8385.36	12086.91	10742.77	13451.73
ELS	$T_d(N)$	-10501.86	-7944.98	-8716.79	-5435.49
	$T_g(N)$	5435.49	8958.26	7703.51	10501.86

Tableau.III.15 Les efforts tranchant (Terrasse)

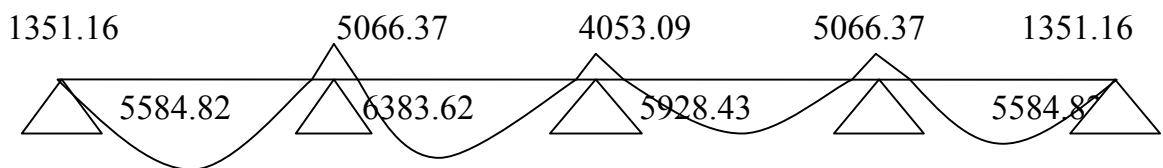


Fig. III.12. Diagramme des moments en travées et appui(Terrasse)

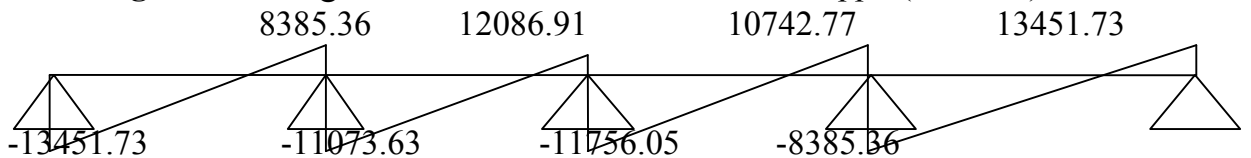


Fig. III.13. Diagramme Les efforts tranchant (Terrasse)

Donc les moments fléchissant et effort tranchant de étage commercial adaptes pour les ferrailage sont

$$M_{apmax} = 6032.28N.m$$

$$M_{tmax} = 7962.61N.m$$

$$T_{max} = 16016.32N$$

- Ferrailage des Poutrelle :

2) En Travée

$$M_0 = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 14.2 \cdot 65.4 \cdot \left(17 - \frac{4}{2}\right)$$

$M_0=55380 \text{ N.m}$

$M_u < M_0 \longrightarrow$ Section rectangulaire ($b \times h$)

$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = \frac{7962.61}{14.2 \times 65 \cdot (17)^2} = 0.029$

$\epsilon_{es} = 1.74 \cdot 10^{-3}$

$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 \times 1000 \times \epsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 \times 1000 \times 1.74 \cdot 10^{-3}} = 0.668$

$\mu_R = 0.8 \cdot \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \cdot 0.668) = 0.392$

$\mu < \mu_R = 0.392 \longrightarrow A' = 0$

$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}}{0.8} = 0.036$

$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 17 \cdot (1 - 0.4 \times 0.036) = 16.755$

$\epsilon_{es} < \epsilon_s = 10 \times 10^{-3} \longrightarrow \sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.83$

$A_s = M_u / Z \times \sigma_s = \frac{7962.61}{347.83 \times 16.755} = 1.36 \text{ cm}^2$

- calcul des armatures minimales : (condition de non fragilité)

$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ (Article A.4.2.1.BAEL91)

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

$\implies A_{smin} \geq 1.33 \text{ cm}^2$

$A_t = \text{Max}(A_{smin}, A_{tcal}) = 1.36 \text{ cm}^2$

choix : **3HA12** $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$

2)-En appui (armatures de chapeau)

On calcule une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (10x20)cm². puisque le moment est négatif la table se trouve dans la zone tendue

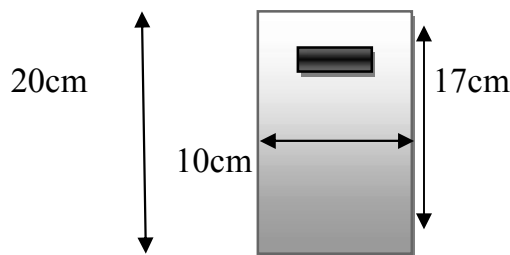


Fig.III.14 section de calcul en appuis

-Etat Limite De Service

	M (N.m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Observation	A_{Adopte}
Appui	6032.28	0.022	0.027	16.816	1.03	0.21	C.V	2HA12=2.26cm²

La fissuration est peu nuisible ; On ne vérifie que la contrainte de compression de béton (σ_b)

- **Au niveau des travées:** $M_{ts\ max} = 8549.73\ \text{N.m}$

Fissuration peu nuisible $\implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s$

flexion simple
 Acier FeE400
 section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{7962.61}{8549.73} = 0.93 \quad ; \quad \alpha = 0.036$$

$$\frac{0.93-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.215 > 0.036 \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad (CV)$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \implies$ Les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenue .

- **Au niveau des appuis:** $M_{ts\ max} = 4274.86\ \text{N.m}$

Fissuration peu nuisible $\implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{6032.28}{4274.86} = 1.41 \quad ; \quad \alpha = 0.027$$

$$\frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.455 > 0.027 \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad (CV)$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \implies$ Les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenue .

- Calcul des armatures transversales :

A cause de l'effort tranchant, on peut avoir des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne. Pour remédier à cela, on utilise des armatures transversal.

Remarque: la forme de l'effort tranchant est à la page 43

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne**

$$T_{u\ max} = 16016.32\ \text{N}$$

Il faut que vérifier $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (Article A.5.1.1 B.A.E.L 91)

$$\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b.d} = \frac{16016.32}{10 \times 17 \times 100} = 0.94\ \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\implies \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\ \text{MPa} \right) = \min (3.33\ \text{MPa} ; 5\ \text{MPa}) = 3.33\ \text{MPa}$$

Donc $\bar{\tau}_u = 3.33 > \tau_u = 0.94\ \text{MPa} \implies$ les armatures transversales sont perpendiculaires

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right) = \min(5.71; 10; 10) = 5.71 \text{ mm}$$

On prend $\phi_T = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier fe235 $\implies A_t = 2 \phi_6 = 0,565 \text{ cm}^2$

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant**

Appuis intermédiaires:

$$A_a \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e} \quad (\text{Article A5.1.312 B.A.E.L 91})$$

$$\frac{T_{a \max} \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{16016.32 \times 1.15}{100 \times 400} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.46 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{ CV}$$

Appuis de rive:

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.43 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{ CV}$$

- ❖ **L'espacement des armatures :**

$$\frac{A_t}{b_0 \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot K}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin(\alpha) + \cos(\alpha))} \quad (\text{Article 5.1.23 B.A.E.L 91})$$

$$f_{tj} = f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; \alpha = 90^\circ$$

Flexion simple $K = 1$

$$\text{Donc: } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} = \frac{0.565 \times 0.9 \times 215}{10 \times 1.15 (0.94 - 0.3 \times 2.1)} = 30.67 \text{ cm}$$

solution rejetée

$$\delta_{t2} \leq \text{Min} (0.9d; 40 \text{ cm}) = \text{min} (0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$\implies \delta_{t2} \leq 15.3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} = \frac{0.565 \times 215}{0.4 \times 10} = 30.36 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \text{Min} (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 15.3 \text{ cm}$$

on prend : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

I.7 - Vérification de la flèche :

L'article (B-6-8-4-24) des règles B.A.E.L 91, nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \left(\frac{M_t}{M_0} \right)$
3. $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Alors:

1. $\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 > \frac{1}{22.5} = 0.044$ CV
2. $\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 > \frac{1}{15} \left(\frac{8.549}{55.380} \right) = 0.010$ CV
3. $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{0.565}{10 \times 17} = 0.0033 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ CV

-Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

Remarque: Puisque le bâtiment se compose de plusieurs types des poutrelle et c'est parce qu'il y a plusieurs types d'étages Où il était ferrailage le plancher commercial.

II- LES ESCALIER

II-1. introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués de gradins permettant le passage d'un Niveau à un autre dans les constructions.

Pour notre cas, nous avons un seul type d'escalier à paillasse adjacent.

TYPE I

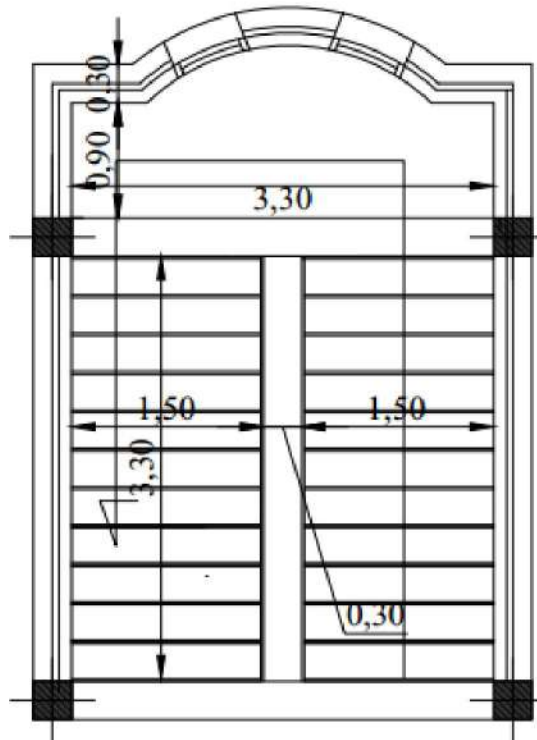


Fig.III.15 schéma d'escalier

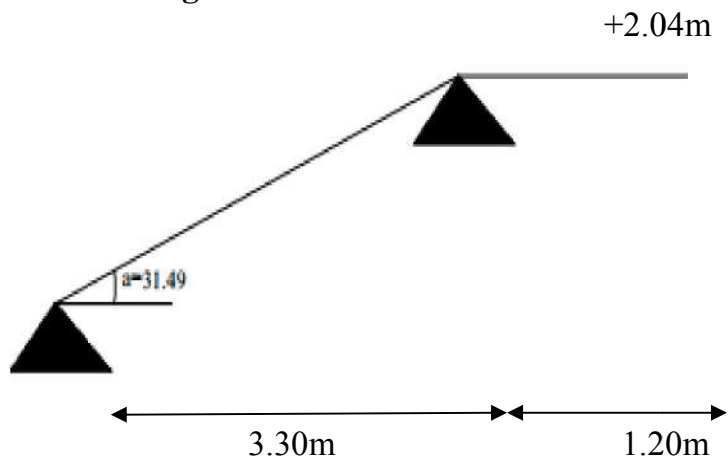


Fig.III.16 cage d'escalier adjacent type1

II.2. Evaluation de sollicitation l' état limite ultime : (ELU)

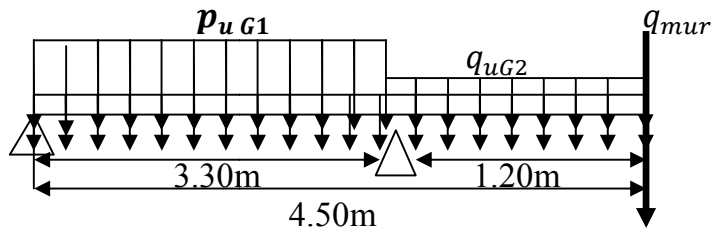
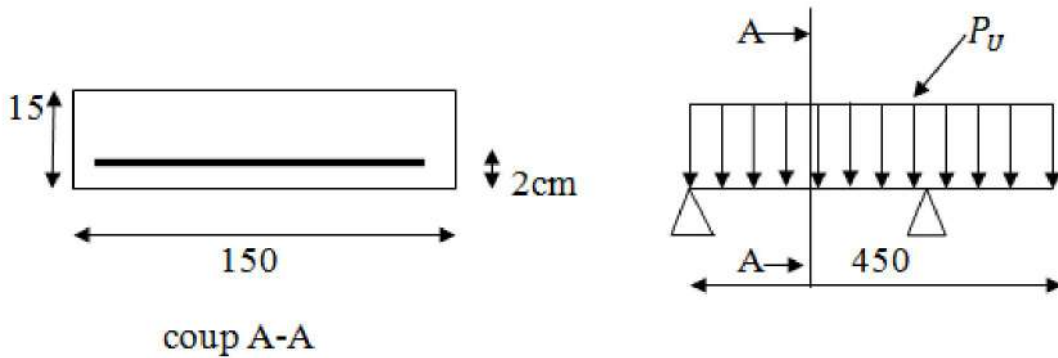


Fig.III.17 schéma statique



$$G_1 = G_{paillasse} = 1075.14 \text{ daN/ml}$$

$$G_2 = G_{palier} = 558 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 375 \text{ daN/ml}$$

❖ ELU

• PAILLASSE:

$$p_{u G1} = 1.35 \times G_1 + 1.5 Q$$

$$p_{u G1} = 1.35(1075.14) + 1.5(375) = 2013.93 \text{ daN/ml}$$

$$p_{u G1} = 2013.93 \text{ daN/ml}$$

• PALIER

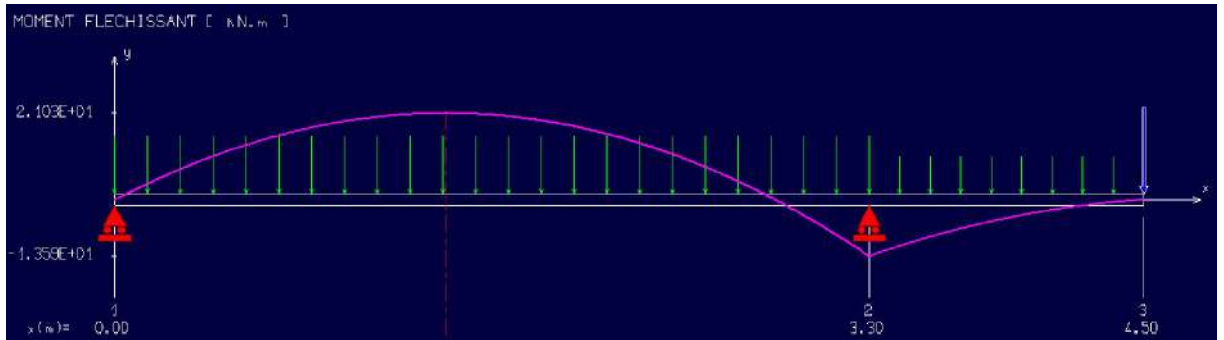
$$p_{u G2} = 1.35 \times G_2 + 1.5 Q$$

$$p_{u G2} = 1.35(558) + 1.5(375) = 1315.8 \text{ daN/ml}$$

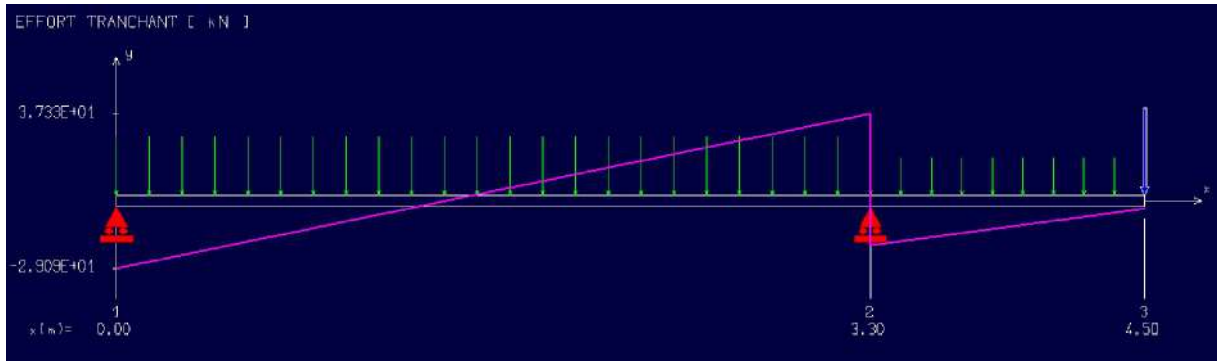
$$p_{u G2} = 1315.8 \text{ daN/ml}$$

$$G_3 = 1.35 \times 255 = 344.25 \text{ daN/ml}$$

• **Moment fléchissant :**



• **L'effort tranchant :**



Combinaison fondamentale:

Moment isostatique : $M_0 = 2103 \text{ kg.m}$

Moment en appuis : $M_{\text{app}} = 0.3 M_0 = 630.9 \text{ kg.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.7 M_0 = 1472.1 \text{ kg.m}$

L'effort tranchant : $T = 3733 \text{ kg}$

❖ **ELS**

• **PAILLASSE:**

$$p_{u G1} = G_1 + Q$$

$$p_{u G1} = (1075.14) + (375) = 1450.14 \text{ daN/ml}$$

$$p_{u G1} = 1450.14 \text{ daN/ml}$$

• **PALIER**

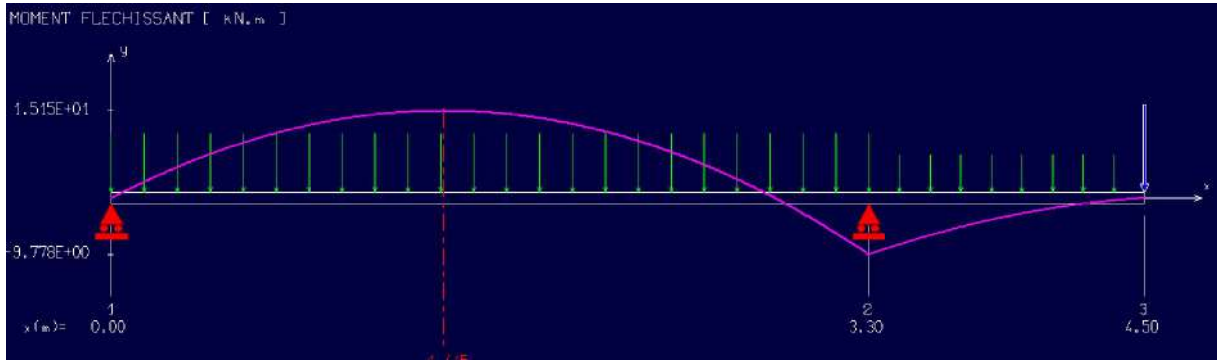
$$p_{u G2} = G_2 + Q$$

$$p_{u G2} = (558) + (375) = 933 \text{ daN/ml}$$

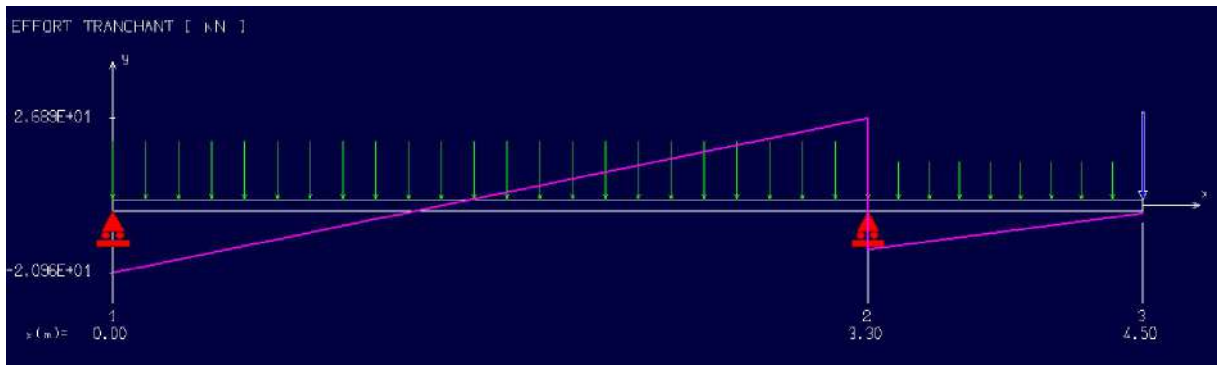
$$p_{u G2} = 933 \text{ daN/ml}$$

$$G_3 = 255 \text{ daN/ml}$$

• **Moment fléchissant :**



• **L'effort tranchant :**



Combinaison fondamentale:

Moment isostatique : $M_0 = 1515 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Moment en appuis : $M_{\text{appui}} = 0.3 M_0 = 454.5 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Moment en travée : $M_t = 0.7 M_0 = 1060.5 \text{ kg} \cdot \text{m}$

L'effort tranchant : $T = 2689 \text{ kg}$

Etat	$M_{\text{travée}} (daN \cdot m)$	$M_{\text{appui}} (daN \cdot m)$	$T_{\text{max}} (daN)$	$M_0 (daN \cdot m)$	$L (m)$
ELU	1472.1	630.9	3733	2103	4.50
ELS	1060.5	454.5	2689	1515	4.50

Tableau.III.13 sollicitations a l'ELU et a l'ELS

II .4. Calcul de ferrailage d'escalier:

D'après le **BAEL 91** on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la Flexion simple

• **Armatures longitudinales**

On propose que l'enrobage $c=2 \text{ cm}$

1)- **Travée:** $M_u = 1472.1 daN \cdot m$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1472.1 \times 10}{150(13)^2 \times 14.17} = 0.040$$

$$\mu=0.040 \leq \mu_R = 0.392$$

$$A_s = 0$$

$$\alpha=1.25(1-\sqrt{1-2 \times \mu})=1.25(1-\sqrt{1-2 \times 0.040})=0.051$$

$$\alpha = 0.051$$

$$\beta=1-0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.118 = 0.979$$

$$\beta=0.979$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{1472.1 \times 10}{0.979 \times 13 \times 347.826} = 3.352 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.325 \text{ cm}^2$$

2)-sur appui: $M_u = 1387.95 \text{ daN.m}$

élément	$b \text{ (cm)}$	$d \text{ (cm)}$	$M_u \text{ (daN.m)}$	μ	μ_R	β	α	$A_s \text{ calculée (cm}^2\text{)}$
travée	150	13	1472.1	0.040	0.392	0.979	0.051	3.325
appuis	150	13	630.9	0.017	0.392	0.991	0.021	1.407

Tableau.III.14 calcul de la section des armatures

II.5. Condition de non fragilité: BEAL 91 (Art B .6.4)

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23.f_{t28}.b.d}{f_e} = \frac{0,23.2,1.150.13}{400} = 2.354 \text{ cm}^2$$

élément	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Vérification
travée	3.325	2.354	OK
appui	1.407	2.354	NON

Tableau.III.14 vérification la Condition de non fragilité

Donc pour le ferrailage de l'escalier on va adopter

élément	$A_s \text{ adopté}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
travée	7HA12	7.91
appui	7T10	5.50

- II.6 Vérification les contraintes de cisaillement: BAEL 91 (art A .5.1.1)

Fissuration peu préjudiciable:

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{0,20f_{cj}/\gamma_b, 5Mpa\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33Mpa$$

Il faut vérifier que $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} < \bar{\tau}_u$

$$T_{u\max} = 3733daN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{3733 \times 10}{150 \times 13 \times 100} = 0,19Mpa$$

$$\tau_u = 0,19Mpa < 3,33Mpa \quad (\text{condition vérifier})$$

Donc les armatures Transversales ne sont pas nécessaires

- **Calcul de l'espacement : S_t**

$$S_t \leq \min(3h, 33)cm$$

On prend $S_t = 20$ cm

- Vérification à L'ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de

Vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Pour la contrait maximal du béton, les règles BAEL91 que l'on peut se dispenser de Vérifier la contrainte maximal du béton, pour les sections rectangulaires soumises à la flexion simple et dont les armatures sont de la classe Fe E 400. Si l'inégalité suivante est

remplie donc il n'est pas nécessaire de $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_U}{M_S}$

En travée:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3238.55}{2325.10} = 1,388$$

$$\mu=0.090 \Rightarrow \alpha = 0.118 \leq \frac{(1,388-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,444 \quad (\text{condition vérifier})$$

Sur appui:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{630.9}{454.5} = 1,388$$

$$\mu=0.038 \Rightarrow \alpha = 0.048 \leq \frac{(1,388-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,444 \quad (\text{condition vérifier})$$

Les condition vérifier et comme les armatures sont en acier Fe E 400 donc il n'y aucune Vérification à effectuer pour l'état- limite de service.

II.7. Vérification des déformations: BAEL 91 (art B 6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est plus indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions sont remplies.

- 1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{15} \cdot \left(\frac{M_t \max}{M_0} \right)$
- 2) $\frac{A}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e}$

D'où

$$1) \frac{0,15}{3,3} = 0,0456 > \frac{1}{15} \cdot \left(\frac{1060,5}{1515} \right) = 0,043 \quad (\text{condition vérifier})$$

$$2) \frac{7,91}{150 \times 13} = 0,0041 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad (\text{condition vérifier})$$

-Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

TYPE II

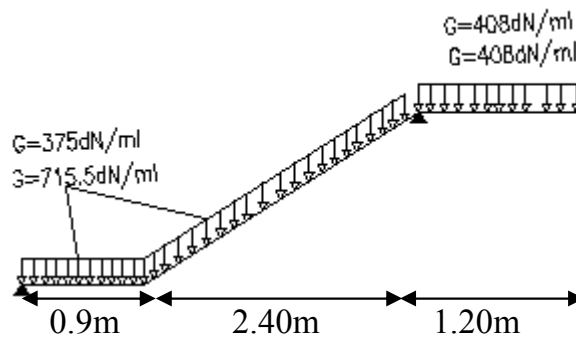


Fig.III.18 cage d'escalier adjacent

II.8.1. Evaluation de sollicitation l' état limite ultime : (ELU)

$$G_1 = G_{paillasse} = 715.5 \text{ daN/ml}$$

$$G_2 = G_{palier} = 408 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 375 \text{ daN/ml}$$

❖ **ELU**• **PAILLASSE:**

$$p_{u G1} = 1.35 \times G_1 + 1.5 Q$$

$$p_{u G1} = 1.35(715.5) + 1.5(375) = 1528.43 \text{ daN/ml}$$

$$p_{u G1} = 1528.43 \text{ daN/ml}$$

• **PALIER**

$$p_{u G2} = 1.35 \times G_2 + 1.5 Q$$

$$p_{u G2} = 1.35(408) + 1.5(375) = 1113.3 \text{ daN/ml}$$

$$p_{u G2} = 1113.3 \text{ daN/ml}$$

$$G_3 = 1.35 \times 255 = 344.25 \text{ daN/ml}$$

❖ **ELS**• **PAILLASSE:**

$$p_{u G1} = G_1 + Q$$

$$p_{u G1} = (715.5) + (375) = 1090.5 \text{ daN/ml}$$

$$p_{u G1} = 1090.5 \text{ daN/ml}$$

• **PALIER**

$$p_{u G2} = G_2 + Q$$

$$p_{u G2} = (408) + (375) = 783 \text{ daN/ml}$$

Etat	$M_{travée} \text{ (daN . m)}$	$M_{appui} \text{ (daN . m)}$	$T_{max} \text{ (daN)}$	$M_0 \text{ (daN . m)}$	$L \text{ (m)}$
ELU	1061.9	455.1	2889	1517	4.50
ELS	698.11	299.19	204.7	997.3	4.50

Tableau.III.15 sollicitations a l'ELU et a l'ELS

II.8.2. Calcul de ferrailage d'escalier:

élément	b (cm)	d (cm)	M_u (daN.m)	μ	μ_R	β	α	A_s calculée (cm ²)
travée	150	13	1061.9	0.030	0.392	0.985	0.037	2.383
appui	150	13	455.1	0.013	0.392	0.600	0.016	1.677

Tableau.III.16 calcul de la section des armatures

Condition de non fragilité: BEAL 91 (Art B .6.4)

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23.f_{t28}.b.d}{f_e} = \frac{0,23.2,1.150.13}{400} = 2.354 \text{ cm}^2$$

élément	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	vérification
travée	2.383	2.354	OK
appui	1.677	2.354	NO

Tableau.III.17 vérification la Condition de non fragilité

Donc pour le ferrailage de l'escalier on va adopter

élément	A_s adopté	A_s (cm ²)
travée	5HA12	5.65
appui	5T10	3.93

II.8.3 Vérification les contraintes de cisaillement: BAEL 91 (art A .5.1.1)

Fissuration peu préjudiciable:

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{0,20f_{cj}/\gamma_b, 5Mpa\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33Mpa$$

$$\text{Il faut vérifier que } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$T_{u \max} = 2889daN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{2989 \times 10}{150 \times 13 \times 100} = 0,15Mpa$$

$$\tau_u = 0,15Mpa < 3,33Mpa \quad (\text{condition vérifier})$$

Donc les armatures Transversales ne sont pas nécessaires

II.8.4 Vérification des déformations: BAEL 91 (art B 6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est plus indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions sont remplies.

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \cdot \left(\frac{M_{t \max}}{M_0} \right)$$

$$2) \frac{A}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e}$$

D'où

$$1) \frac{0,12}{2,4} = 0,05 < \frac{1}{10} \cdot \left(\frac{1061,9}{1517} \right) = 0,07 \quad (\text{condition non vérifier})$$

$$2) \frac{5,65}{150 \times 13} = 0,0028 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad (\text{condition vérifier})$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

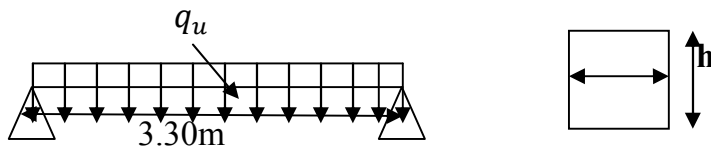
II.9 Etude de la poutre palière:

Fig.III.19 schéma statique de la poutre palière

II.9.1 pré dimensionnement de la poutre palière:

Selon le B A E L 91 les dimensions de la poutre sont:

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 0,3h \leq b \leq 0,5h$$

l : La portée entre nus de la poutre plier

$$l = 3,30m$$

$$D'où \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$22 \leq h \leq 33$$

On prend: $h=35m$

$$\text{Et } 0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 10,5 \leq b \leq 17,5 \text{ cm}$$

On prend: $b=30m$

II.9.2 .Vérification: d'après RPA 99 version 2003(Art7.5.1)

$$b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ (condition vérifier)}$$

$$h=35\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ (condition vérifier)}$$

$$h/b=1.16 \leq 4 \quad \text{(condition vérifier)}$$

Les conditions vérifier donc la poutre palier est de section (30×35)cm

II.9.3 .Evaluation des charges:

La poutre palier supporte:

$$\text{- poids propre de la poutre palier } p_p = 0.30 \times 0.35 \times 2500 = 262.5 \text{ daN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = p_p = 262.5 \text{ daN/ml}$$

Combinaisons des charges:

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q & \text{à (ELU)} \\ G + Q & \text{à (ELS)} \end{cases}$$

Charger à l'ELU:

$$\text{- réaction d'escalier le long de la poutre palier: } T_{\text{MAX}} = \frac{4112.46}{1.50} = 2741.64 \text{ daN/ml}$$

$$\text{- charger permanent (poutre palier)} = 1.35 \times 262.5 = 354.375 \text{ daN/ml}$$

$$\text{- charger ultime } P_u = 354.375 + 2741.64 = 3096.015 \text{ daN/ml}$$

Charges à L'ELS:

- réaction d'escalier le long de la poutre palier

$$T_{\text{max}} = \frac{2952.51}{1.50} = 1968.34 \text{ daN/ml}$$

$$\text{- charger permanent (poutre palier)} = 262.5 \text{ daN/ml}$$

$$p_{\text{ser}} = 262.5 + 1968.34 = 2230.84 \text{ daN/ml}$$

II.9.4 .Effort de flexion:

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{3096.015 (3.30)^2}{8} = 4214.45 \text{ daN.m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{3096.015 \times 3.30}{2} = 1808.42 \text{ daN}$$

En travée: $M_t = 0.7M_0 = 0.7 \times 4214.45 = 2950.115 \text{ daN.m}$

sur appuis: $M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 4214.45 = 1264.335 \text{ daN.m}$

Calcul les sollicitations à L'ELS:

$$M_0 = \frac{P_{\text{ser}} \times l^2}{8} = \frac{2230.84 (3.30)^2}{8} = 3036.73 \text{ daN.m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\text{ser}} \times l}{2} = \frac{2230.84 \times 3.30}{2} = 3680.886 \text{ daN}$$

En travée : $M_t = 0.7M_0 = 0.7 \times 3036.73 = 2125.711 \text{ daN.m}$

sur appuis: $M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 3036.73 = 911.019 \text{ daN.m}$

Poutre palier	P(daN/ml)	l (m)	T_{\max} (daN)	M_0 (daN.m)	M_t (daN.m)	M_a (daN.m)
ELU	3096.015	3.30	2741.64	4214.45	2950.115	1264.335
ELS	2230.84	3.30	1968.34	3036.73	2125.711	911.019

Tableau.III.16 calcul du moment et de l'effort tranchant

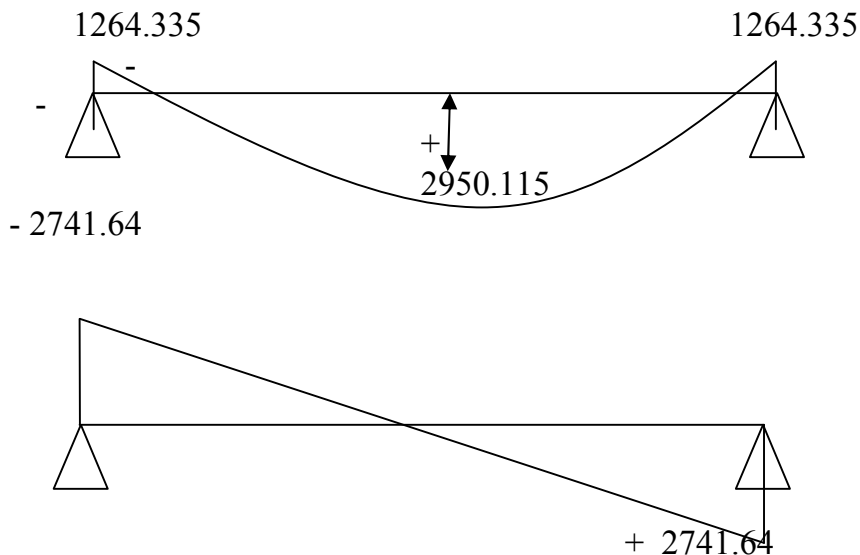


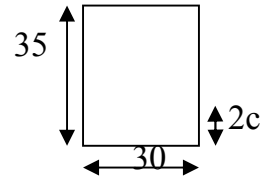
Fig. III20. Diagramme de moment et d'effort tranchant

II.9.5. Ferrailage de poutre palière:

On propose que l'enrobage $C=2cm$

- **Armatures longitudinale (flexion)**

a) Travée: $M_u = 2950.115 daN.m$



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{2950.115 \times 10}{30 \times (33)^2 \times 14.17} = 0.063$$

$$\mu = 0.063 \leq \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.063}) = 0.081$$

$$\alpha = 0.081$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.081 = 0.967$$

$$\beta = 0.967$$

$$\sigma_s = \frac{f_e - 400}{\gamma_s \cdot 1.15} = 347.826 Mpa$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{2950.115 \times 10}{0.967 \times 33 \times 347.826} = 2.65 cm^2$$

$$A_s = 2.65 cm^2$$

b) sur appui: $M_u = 2111.20 daN.m$

élément	b (cm)	d (cm)	M_u (daN.m)	μ	μ_R	β	A	A_s calculée (cm ²)
Travée	30	33	2950.115	0.063	0.392	0.967	0.081	2.65
appuis	30	33	1264.335	0.027	0.392	0.986	0.034	1.11

Tableau.III.17 Ferrailage de poutre palière

II.9.6 Vérification:

- **Condition de non fragilité:** BAEAL91(Art B.6.4)

Condition suivante soit vérifier

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 * f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 30 \times 33}{400} = 1.195 cm^2$$

élément	$A_s (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	Vérification
Travée	2.65	1.195	OK
appui	1.11	1.195	OK

Tableau.III.18 Condition suivante soit vérifier

élément	$A_s \text{ calculée } (cm^2)$	$A_s \text{ Adopte } (cm^2)$	$A_s (cm^2)$
Travée	2.65	3HA14	4.62
appui	1.11	3HA12	3.39

Tableau.III.19 choisi les armatures

- **Vérification les constraints de cisaillement:** BAEL 91 (art A .5.1.1)

Fissuration peu préjudiciable:

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{0,20f_{cj}/\gamma_b, 5Mpa\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33Mpa$$

Il faut vérifier que $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} < \bar{\tau}_u$

$$T_{u \max} = 2741.64 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{2741.64 \times 10}{300 \times 330} = 0,276Mpa$$

$$\tau_u = 0,276 \text{ Mpa} < 3,33Mpa \quad (\text{condition vérifier})$$

- **Vérification à L'ELS:**

Pour une fissuration préjudiciable, Les armatures sont de Claise Fe E400

Il n'y a aucune vérification à effectuer pour l'état-limite de service.

Pas besoin de vérifier la contrainte maximale du béton ; si l'inégalité suivante est remplie

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{MU}{MS}$$

En travée:

$$\gamma = \frac{MU}{MS} = \frac{2950.115}{2125.711} = 1.387$$

$$\mu=0.063 \Rightarrow \alpha = 0.081 \leq \frac{(1.387-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0.443 \quad (\text{condition vérifier})$$

Sur appui:

$$\gamma = \frac{MU}{MS} = \frac{1264.335}{911.019} = 1.387$$

$$\mu=0.027 \Rightarrow \alpha = 0.034 \leq \frac{(1.387-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,443 \quad (\text{condition vérifier})$$

Les condition vérifier et comme les armatures sont en acier Fe E 400 donc il n'y aucune Vérification à effectuer pour l'état- limite de service.

Vérification des déformations: BAEL 91 (art B 6.5.2)

On peut admettre qu'il n'est plus indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions sont remplies.

- 1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \cdot \left(\frac{M_t \max}{M_0} \right)$
- 3) $\frac{A}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} b_0$

D'où

- 1) $\frac{0,35}{3,30} = 0,1060 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{condition vérifier})$
- 2) $\frac{0,35}{3,30} = 0,1060 > \frac{1}{10} \cdot \left(\frac{2950,115}{4214,45} \right) = 0,07 \quad (\text{condition vérifier})$
- 3) $\frac{4,62}{30 \times 33} = 0,0046 < \frac{4,2}{400} b_0 = 0,0105 \quad (\text{condition vérifier})$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

- **Armatures transversales :(flexion)**

Diamètre des armaturés transversales : B A E L91(art A7.2.2)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{t \min}, \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}, 10, \frac{300}{10} \right\} \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min \{10, 10, 30\}$$

$$\phi_t \leq \min 10 \text{ m m}$$

On prend: $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Soit $f_e = 235 \text{ Mpa}$ Selon B A E L (art A.7.2.2)

- **Contraint tangent due à l'effort tranchant:**

$$\tau_{uv} = \frac{T_{u \max} \cdot 2741.64 \times 10}{bd \cdot 300 \times 330} = 0.276 \text{ MPa}$$

- **Fissuration peu préjudiciable**

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{uv} - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9(\sin a + \cos a)}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$K=1 \quad (\text{coefficient de bétonnage})$$

$$a = 90^\circ \quad (a : \text{l'inclinaison des asiers transversales})$$

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{0.280 - (0.3 \times 1 \times 2.1)}{0.9(1+0)} \times 35 \times \frac{1.15}{235} = -0.066 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

- **pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{b \times s_t} \times f_{et} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} > \frac{0.4 \times 30}{235} = 0.051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{s_t} = \max \{-0.066, 0, 0.051\} = 0.066 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

s_t : l'espacement minimal.

- **Selon la règle de RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)**

L'espacement maximum entre les armatures transversale et déterminé somme suit :

- dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$\text{Minimum de } S \leq (h/4.12\phi_l) \Rightarrow s \leq \min(8,75, 14.4) \text{ cm}$$

Donc prend: $S=8.75 \text{ cm}$

$$\text{En dehors de les zones nodales: } s' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow s' = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Donc on prend: $s' = 15 \text{ cm}$

II.9. 7. Effet de torsion :

- **charges**

poids propre de la poutre palière: $p_p = 1.35 \times (0.30 \times 0.35.2500) = 354.375 \text{ daN/ml}$

L'excentricité $e_3 = 0.00 \text{ m}$

-poids propre du mur ($e_p = 20 \text{ cm}$): $p_{\text{mur}} = 1.35 \times 330.4 = 446.04 \text{ daN/ml}$

L'excentricité $e_2 = 0.075 \text{ m}$

-réaction d'escalier le long de la poutre palière:

$$v_3 = \frac{3610.95}{1.3} = 2777.65 \text{ daN/ml}$$

L'excentricité $e_1 = 0.15 \text{ m}$

- **Couple de torsion reparti (C):**

-la poutre est soumise à un couple de torsion uniforme et considérée bi- encastée Dans les poteaux. (Fig.)

$$c = \frac{3610.95}{1.30} \cdot 0.15 + 354.375 \times 0.00 - 446.04 \times 0.075$$

$$c = 383.19 \text{ daN/ml}$$

Couple de torsion maximale sur appuis

$$T_{u \text{ max}} = c \times \frac{l}{2} = 383.19 \times \frac{3.30}{2} = 632.26 \text{ daN.m}$$

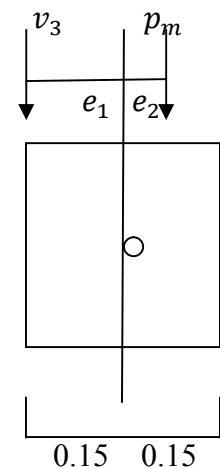
$$b_0 = \frac{a}{6}, \text{ d'ou'}$$

a: diamètre du plus grand cercle inscritible dans le contour.

$$a = \min \{h, b\} = \min \{35, 30\}$$

$$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$b_0 = 5 \text{ cm}$$



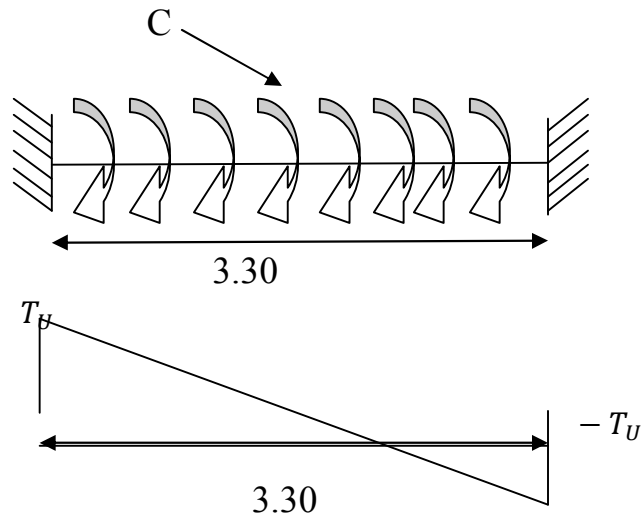


Fig.III.21 schéma couple de torsion réparti ©

$$\Omega=(b-b_0)(h-b_0)$$

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

Ω : Aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois

U: périmètre de l'aire Ω

$$U=2 \times [(b - b_0) + (h - b_0)]$$

$$U=2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)]$$

$$U=2 \times [25 + 30]$$

$$U=110\text{cm}$$

Section d'armatures longitudinale : (torsion)

$$A_l = \frac{U \times T_u \text{ max}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{110 \times 632.26 \times 10}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 1.333 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal

$$A_l \times \frac{f_e}{b_0 \times u} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_l \geq \frac{0.4 \times b_0 \times U}{f_e} = \frac{0.4 \times 5 \times 110}{400} = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1.777 \text{ cm}^2 > 0.55 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition Vérifier})$$

-Section l'armature transversale : (torsion)

$$\frac{A_t}{s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{T_u \max}{2 \times \Omega} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} = \frac{T_u \max}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{632.26 \times 10}{2 \times 750 \times \frac{235}{1.15}}$$

$$\frac{A_t}{s_t} = 0.015 \text{ cm}^2/m$$

-Pourcentage minimal(soit $f_{et} = 235\text{Mpa}$)

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times f_{et} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_{et}} = \frac{0.4 \times 5}{235} = 0.0085 \text{ cm}^2/cm$$

$$\frac{A_t}{s_t} = 0.015 \text{ cm}^2/cm > 8.51 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/cm \text{ (Condition Vérifier)}$$

• **Choix des armatures:**

Armatures longitudinale (cm²)

$A_s(\text{cm}^2)$	Flexion	Torsion
Travée	4.55	1.77
Appui	2.69	1.77

Tableau.III.20 les armatures longitudinale

On adapté comme ferrailage final

Elément	A_s
Travée	3T12=3.39 cm ²
appui	3T10=3.35 cm ²

Tableau.III.21 On adapté les armatures longitudinale

- Armatures transversales (cm²)

$$\frac{A_t}{s_t} = \left(\frac{A_t}{s_t}\right)^{flexion} + \left(\frac{A_t}{s_t}\right)^{torsion} = 0.066 + 0.027 = 0.093 \text{ cm}^2/cm$$

$$s_t \leq \min\{0,9 \times d, 40\text{cm}, 15\phi_{limite} \text{ si } A' = 0\}, A' = 0$$

$$\text{Alors; } s_t \leq \min\{29,7,40\text{cm}\} \Rightarrow s_t \leq 29,7\text{cm}$$

$$\text{Soits } s_t = 15\text{cm}$$

D'où

$$\frac{A_t}{s_t} = 0.093 \Rightarrow A_t = 0.093 \times 20 = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopt } A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la contrainte tangentielle**- Contrainte tangente due à ta torsion**

$$\tau_{ut} = \frac{T_{u\max}}{2 \cdot b_0 \cdot \Omega} = \frac{632.26 \times 10}{2 \times 5 \times 750} = 0.843 \text{ Mpa}$$

On à:

Flexion: $\tau_{ut} = 0.276 \text{ Mpa}$

Torsion: $\tau_{ut} = 0.843 \text{ Mpa}$

-contrainte tangentielle limite $\tau_{u\text{ limite}} = 3,33 \text{ Mpa}$

$$\tau_{tot}^2 = \tau_{uf}^2 + \tau_{ut}^2 = (0.276)^2 + (0.843)^2 = 0.786$$

La condition est:

-pour section pleine $\tau_{uv}^2 + \tau_{ut}^2 \leq \tau_{limite}^2$

$$0.786 < 11,089 \quad (\text{condition vérifiée})$$

III..L'acrotère

III.1-Définition:

C'est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé, il est placé au sommet de la structure pour a protection de l'ouvrier pendant la maintenance. Son rôle est d'éviter la perméabilité des eaux pluviales entre l'acrotère et l'étanchéité multicouche, pour cela on va créer une forme de pont pour la facilité d'écoulement de l'eau.

III.2-Conception et méthode de calcul :

L'acrotère travaille comme un système isostatique assimilable à une console encastrée à la base.

« au plancher terrasse », il est sollicité:

- par un effort normal 'N' appliqué au contre de gravité (charge verticale) du au poids propre 'G'.
- par une surcharge 'Q' horizontale due à la poussée accidentelle ou la poussée éventuelle due à la main de l'ouvrier qui est appliqué à l'extrémité supérieure.
- Le ferrailage se fait par une méthode linéaire, pour cela le calcul s'effectuera pour une bonde de 1m de longueur.

III.3-Dimensionnement : (voir la fig.III.22)

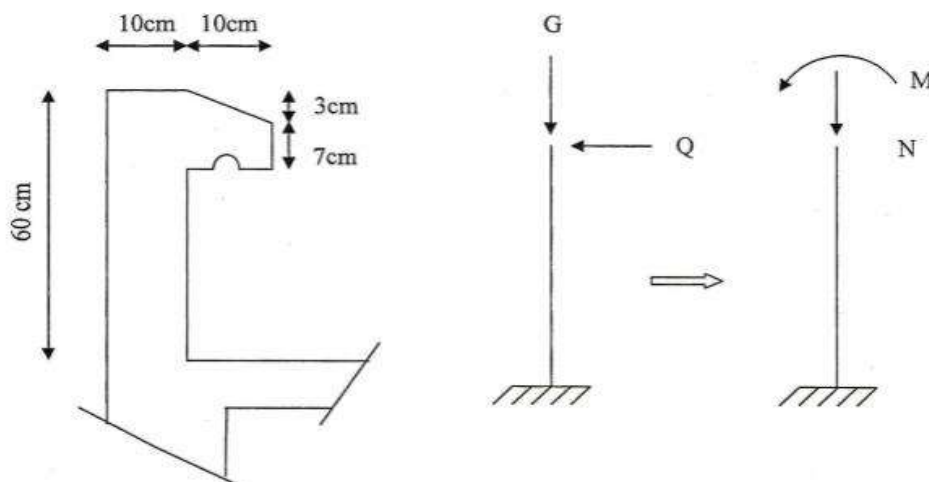


Fig.III.22 Schéma statique de l'acrotère

III.4- Evaluation des charges :

a) - charge Permanente :

$$G = G_1 + G_2$$

$G_1 =$: poids de l'acrotère par mètre linéaire ;

$G_2 =$: poids du mortier de crépissage par mètre linéaire ;

$$G_1 = (0,1 \times 0,6 + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,03 \times 0,5) \times 2500 = 171,25 \text{ daN/ml} .$$

$$G_2 = 0,02 \times 0,6 \times 2000 = 24 \text{ daN/ml} .$$

$$= 171,25 + 24 = 195,25 \text{ daN/ml} . \quad \text{Alors, } G = G_1 + G_2$$

$$\text{Donc, } G = 195,25 \text{ daN/ml}$$

b) - charge d'exploitation :

D'après, le DTR.B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation), on peut tirer 'Q' qui utilisée notamment dans l'entretien, pour plancher -terrasse inaccessible ou' : $Q = 100 \text{ daN/ml}$.

c) - Détermination de la force horizontale ' F_p ' :

D'après, RPA 99.art.6.2.3, concernant le calcul des forces horizontales ' F_p ' agissant sur les éléments non structuraux, elle est calculée suivant la formule :

$$\text{que: tel } F_p = 4 . A . C_p . W_p$$

- A : coefficient d'accélération, dépend à la zone et le groupe d'usage;

- C_p : facteur de force horizontale applicable aux éléments secondaires ;

- W_p : poids de l'élément considéré 'Acrotère'.

On note que :

- Le bâtiment d'habitation concernant notre ouvrage, correspondant au groupe II (RPA 99.art.3.2)
- Notre ouvrage est classé à la zone sismique III.
- Selon RPA 99, le tableau 4.1 avec (zone III, groupe d'usage 2), on a : $A = 0.25$
- Selon RPA 99, le tableau 6.1, on a : $C_p = 0.8$

Donc $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 195,25 = 156,2$ daN/ml

D'ou : $F_p > Q$

$F = \max \{F_p, q\} = F_p$

Donc on prend : $F = F_p = 156,2$ daN/ml.

III.5-Sollicitations :

- **Etat limite ultime :**

- $N_u = 1 \cdot G = 195,25$ daN, on le majore pas puisque le poids du béton travail dans le sens Favorable.

- $M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot h = 1,5 \cdot 156,2 \cdot 0,6 = 140,58$ daN.m (à la base)

- **Etat limite ultime de service :**

- $N_{Ser} = 1 \cdot G = 195,25$ daN

- $M_{Ser} = 1 \cdot F_p \cdot h = 1 \cdot 156,2 \cdot 0,6 = 93,72$ daN.m

III.6- Calcul de Ferrailage :

- **Diamètre des barres :**

- les diamètre employés sont : $\phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_L \leq 10$ mm (Art - A.7.2.1)
on prend : $\phi_L = 8$ mm

- les armatures d'âmes employées sont : $\phi_L \leq \phi_L$ (Art - A.7.2.2)

on prend : $\phi_L = 6$ mm

- **Protection des armatures :**

L'acrotère est un exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit :

$c=3$ cm à partir de l'axe de l' armature

III.7. ferrailage de la section à ELU :

$M_u = 140,58$ daN.m

$N_u = 195,25$ daN

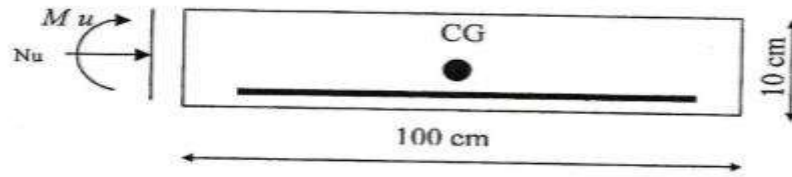


fig.III.23 Section en flexion simple.

- **Détermination du centre de pression :**

$$G_C = \frac{M_u}{N_u} = \frac{140,58}{195,25} = 0,72 > \frac{h}{2} = 0,05$$

Alors, $G_C > \frac{h}{2}$, donc l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression 'c' se trouve à l'extérieur de section.

Alors la section est partiellement comprimée (voir la figure n° :1.2)

- **Calcul du moment M_A :**

M_A : est égale au moment de l'effort normal par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_A = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 140,58 + 195,25 \cdot \left(\frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 144,485 \text{ daN.m}$$

$$M_A = 93,905 \text{ daN.m}$$

- **Section soumise à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d} = \frac{144,485 \times 10}{14,17 \times 100 \times (7)^2} = 0,0208 < \mu_i = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A'_s = 0$

$$\alpha = 1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0,0263$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,989$$

$$A_s = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{144,485 \times 10}{347,826 \times 0,989 \times 7} = 0,6 \text{ cm}^2$$

alors, $A_s = 0,6 \text{ cm}^2$ et $A'_s = 0$

• Section soumise à la flexion composée :

N: effort de compression

la section des armatures tendues due au flexion compassée sera égale à :

$$A=A_S - \frac{N_u}{100.\sigma_S} = 0,6 - \frac{195,25 \times 10}{100 \times 347,826} = 0,5943 \text{ cm}^2$$

III.7-Vérification :

III.7.1-Vérification à l'ELU :

a)- condition de non fragile :

D'après les règles BAEL 91(Art. A.4.2.1) nous permettons de constater que l'effort normal est effort de compression par la suite on a peu ressortir l'inégalité suivante :

$$A_m \geq 0,23 . b . d . \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_G - 0,455.d}{e_G - 0,185.d} \right) \dots\dots \text{cas d'une flexion composée; ou } \ll e_G \gg \text{ est}$$

l'application de l'effort de compression « N » à la distance de centre de gravité du béton seul (voir figure 1.3, ci – après)

$$e_G = \frac{M_{SerG}}{N_{Ser}} = \frac{93,72}{195,25} = 0,48 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 . f_{c28} = 0,6 + 0,06 . 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_m \geq 0,23 . 100 . 7 . \frac{2,1}{400} \left(\frac{48 - 0,455 . 7}{48 - 0,185 . 7} \right) = 0,8110 \text{ cm}^2$$

$$A_m = 0,8110 \text{ cm}^2$$

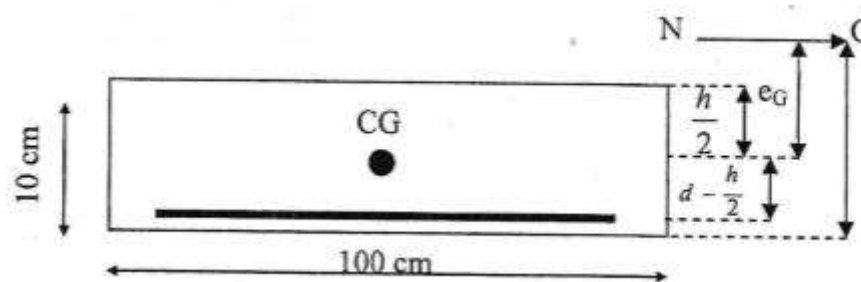


Fig.III.24 Evaluation de centre de pression.

b)- Pourcentage minimal d'armature longitudinal :

Comme on le savait, l'acrotère est élément extérieur exposé aux intempéries. par conséquent les règles CBA.93 (Art.5.3) préfèrent recouper l'acrotère à chaque 5m de longueur « *région du nord* » Par un joint « *diapason* » obtenu pendant le coulage, après ça, la règle (B.5.3.1) exige que :

$$A_l \geq 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad A_l = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_m; A_l) = \max(0,5943; 0,8110; 2,5) = 2,5 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend $A = 5\emptyset 8 = 2,51 \text{ cm}^2$

III.7.2-Vérification à l'ELS:

Tant que l'acrotère est exposé intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

- **la contrainte de traction des armatures :**

- Fissuration préjudiciables: $\sigma_s^- \leq \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta} \cdot f_{t28}\right)$ (Art.A.4.5.2)

Ou' η : coefficient de fissuration = 1,6 pour les barres « *H. A* ».

$$\sigma_s^- \leq \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6} \cdot 2,1\right)$$

$$\sigma_s^- \leq \min(266,67; 201,63) \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_s^- = 201,63 \text{ Mpa}$$

- **la contrainte de compression de béton :** (art .A.4.5.2)

$$\sigma_s^- = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_s^- = 15 \text{ Mpa}$$

- **détermination de centre de pression :**

N : effort de compression ;

$$G_{BC} = \frac{M_{SerG}}{N_{Ser}} = \frac{93,72}{195,25} = 0,48 \text{ m}$$

Alors, le point «<C >> se trouve à l'extérieur de la section donne elle est partiellement comprimée.

$$C = G_{BC} - \frac{h}{2} = 48 - \frac{10}{2} = 43 \text{ cm}$$

$C=43$ cm, Soit compte tenu des conventions de signes $C = - 43$ cm (voir la fig.III.30).Donc les contraintes σ_s =et σ_b peuvent être déterminées par l'application de la formule (77) de BAEL.83exercice P. Charon.

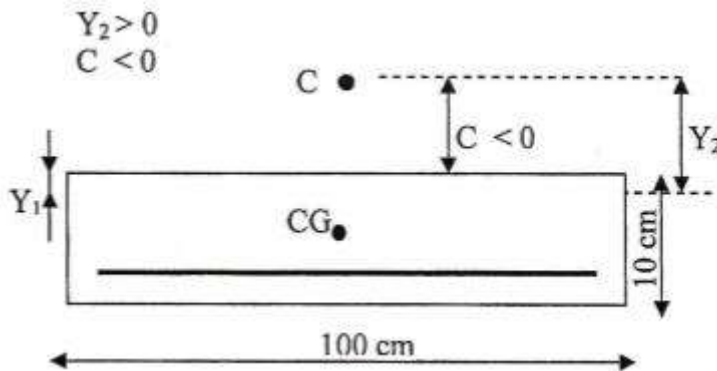
$C = - 43$ cm;

$d=7$ cm;

$b = 100$ cm;

$A' = 0$;

$A = 5/8 = 2,51 \text{ cm}^2$;



N : effort de compression ;

Nous obtenons:

$$p = - 3.c^2 - \frac{90.A'}{b} . (c - c') + \frac{90.A}{b} . (d - c)$$

$$p = - 3.(-43)^2 - 0 + \frac{90.2,51}{100} . (7 - (-43))$$

$$\Rightarrow p = -5434,05$$

$$q = - 3.c^3 - \frac{90.A'}{b} . (c - c') + \frac{90.A}{b} . (d - c)^2$$

$$q = - 3.(-43)^3 - 0 + \frac{90.2,51}{100} . (7 - (-43))^2$$

$$\Rightarrow q = 153366,5$$

y_2 : Racine de l'équation cubique : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$y_2^3 - 1912,161.y_2 + 31648,252 = 0$$

On $\Delta < 0$ donc: $\cos \varphi = (3q/2q) . \sqrt{-\frac{3}{p}} = -0,9947$

$$\Rightarrow \varphi = \arccos(-0,9947) = 174.098^\circ$$

$$a = 2 . \sqrt{-p/3} = 2 \times \sqrt{\frac{5434,05}{3}} = 85,119 \text{ cm}$$

$$a=85,119 \text{ cm}$$

nous avouas trois solution :

$$y_{2.1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 45,065 \text{ cm}$$

$$y_{2.2} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -85,068 \text{ cm}$$

$$y_{2.3} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 40,003 \text{ cm}$$

On adopté la racine qui vérifié l'inégalité suivante : $0 < y_2 + c < h$ avec $c < 0$ Donne la racine « $y_{2.1}$ » c est la seule qui peut remplir la dernière relation, alors on prend :

$$y_2 = 45,065 \text{ cm} ; \text{ tel que } : 0 < y_1 = y_2 - 43 < 10 \quad \Leftrightarrow y_1 = 2,065$$

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15 \cdot [A'(y_1 - c) - A(d - y_1)]$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot (2,065)^2 + 15[0 - 2,51(7 - 2,065)] = 27,4085$$

$$k = \frac{N_{Ser}}{100 \cdot S} = \frac{195,25 \times 10}{100 \times 27,4085} = 0,7124$$

$$k = 0,7124$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,7124 \cdot 2,065 = 1,4711 \quad \Leftrightarrow \sigma_b = 1,4711 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k(d - y_1) = 15 \cdot 0,7124 \cdot (7 - 2,065) \quad \Leftrightarrow \sigma_s = 52,7354 \text{ Mpa}$$

$$\text{Alors, } \sigma_b < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{cv})$$

$$\sigma_b < \sigma_{bc} = 201,63 \text{ Mpa} \quad (\text{cv})$$

Comme les deux conditions sont vérifiées, donc les aciers adoptés à L'ELU restent convenables pour l'ELS.

III.7.3-Evaluation des armatures de répartition :

D'après les règles de BAEL 91 .art. (A.8.2.41), on a :

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow A_r = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_r = 3\emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

III.7.4-L'écartement des armatures:

Selon les règles de BAEL 91.art. (8.5.3.3) pour les éléments exposés, indiquent que

l'écartement des armatures longitudinales est :

$$e_L \leq \min\{2,5h; 25cm\} \quad \Leftrightarrow e_L \leq 25 \text{ cm} , \text{ on prend : } e_L = 20cm$$

L'écartement des armatures de répartition, on prend : $e_r = 25cm$

III.7.5-Vérification de contrainte de cisaillement :

D'après l'article (A.5.1.211) de B.A.E.L 91 avec le cas des armatures transversal

droites

($\alpha = 90^\circ$) et les fissurations préjudiciables on a :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ Mpa}\right) \text{ ou } f_c = 25 \text{ Mpa} \text{ et } \gamma_s = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa} \quad \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

- **calcul de la contrainte tangente conventionnelle: (Art .A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

ou : $b_0 = b = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$; $d = 7 \text{ cm} = 70 \text{ mm}$; $V_u = 1,5$.

$$F_p = 1,5 \cdot 156,20 = 234,3 \text{ d}$$

$$\text{Alors, } \tau_u = \frac{234,3 \times 10}{1000 \times 70} = 0,0335 \text{ Mpa}$$

$$\Leftrightarrow \tau_u = 0,0335 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad (\text{cv})$$

Comme la condition est vérifiée alors, on n'a pas besoin des armatures transversales.

- **Remarque:**

comme "F" peut fonctionner dans les deux sens, nous avons adopté un renforcement symétrique.

III.8- Représentation de ferrailage :

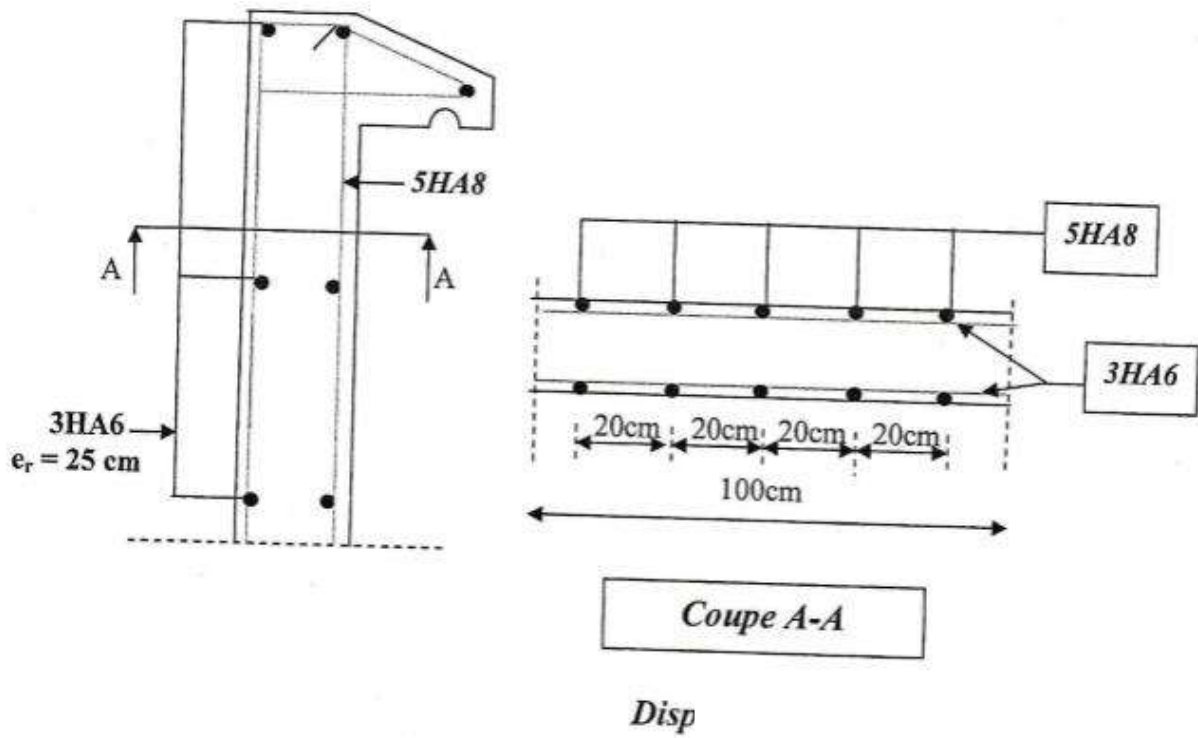


Fig.III.25 Ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE IV
Caractéristiques
géométriques de la structure

IV. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.1-Centre de masse :

les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment: planchers, poteaux, poutres, mur, escaliers...

Ce centre sera déterminé en utilisant la formule suivante:

$$X_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

Avec:

M_i : masse d'élément(i)

x_i, y_i : coordonnées du centre de masse de l'élément (i) par rapport au repère choisi.

X_G, Y_G : coordonnées du centre de gravité des masses du considéré.

Remarque: les tableaux représentés ci-dessous sont la récapitulation des calculs des éléments à chaque niveau (j) avoir le détail, voir annexe A .

TERRASSE:

Élément	$X_{Gi}(m)$	$Y_{Gi}(m)$	$M_i(kg)$	$M_i * X_i$ (kg.m)	$M_i * Y_i$ (kg.m)
Plancher	7,349	9,307	149304,6	1097222,916	1389617,843
Poutre p	7,652	6,800	26550	203160	180540
Poutre s	7,052	6,493	26460	186594	171810
Acrotère	7,350	9,372	13026	95741,1	122079,75
Mur	7,356	9,417	11128,32	81854,976	104791,68
poteau	7,360	8,617	20655	152020,8	177977,25
		somme	247123.92	1816593.792	2146816.523
	X_{Gt}		7.350		
	Y_{Gt}		8.687		

Tableau. IV.1 coordonnée (X_G , Y_G) du center des masses au terrasse.**ÉTAGE (3 et 4 et 5ème):**

Élément	$X_{Gi}(m)$	$Y_{Gi}(m)$	$M_i(kg)$	$M_i * X_i$ (kg.m)	$M_i * Y_i$ (kg.m)
Plancher	7,349	9,307	118189,8	868563,708	1100024,078
Poutre p	7,652	6,800	26550	203160	180540
Poutre s	7,052	6,493	26460	186594	171810
Escalier	1,650	17,586	7054,74	11640,321	124062,642
Mur	7,356	9,417	11128,32	81854,976	104791,68
poteau	7,360	8,617	20655	152020,8	177977,25
		somme	200037.86	1503833.805	1859205.65
	X_{Gt}		7.517		
	Y_{Gt}		9.294		

Tableau. IV.2 coordonnée (X_G , Y_G) du center des masses au étage (3 et 4et5ème).

ÉTAGE (RDC et 1 et 2ème):

Élément	$X_{Gi}(m)$	$Y_{Gi}(m)$	$M_i(kg)$	$M_i * X_i$ (kg.m)	$M_i * Y_i$ (kg.m)
Plancher	7,349	9,307	118189,8	868563,708	1100024,078
Poutre p	7,652	6,800	26550	203160	180540
Poutre s	7,052	6,493	26460	186594	171810
Escalier	1,650	17,586	7054,74	11640,321	124062,642
Mur	7,356	9,417	11128,32	81854,976	104791,68
poteau	7,360	8,617	27540	202694,4	237303
		somme	216922.86	1554507.405	1918531.4
	X_{Gt}		7.166		
	Y_{Gt}		8.844		

Tableau. IV.3 coordonnées (X_G, Y_G) du center des masses au étage (RDC et 1et 2ème).

IV.2 Masse à chaque niveau :

Selon le RPA 99/ V 2003, la valeur de W est égale à la somme des poids W_i , calculée à chaque niveau

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes

éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

d'exploitation et donné par RPA 99/ V 2003 (tableau) $\beta = 0.2$

Elément	$W_{gi}(kg)$	$W_{qi}(kg)$	$W_i = W_{gi} + \beta W_{qi}(kg)$
Poutre	530,100	285	2788.181
Plancher	1493,046		
Poteau 1/2	103,275		
Mur 1/2	474,50		
Acrotère	130,26		
La somme	2731.181		

Tableau .IV.4 Masse Au Terrasse

Elément	$W_{gi}(kg)$	$W_{qi}(kg)$	$W_i = W_{gi} + \beta W_{qi}(kg)$
Poutre	530,100	427,500	2988.316
Plancher	1181,898		
Poteau 1/2	206,550		
Mur 1/2	949,00		
Escalier	35,27		
La somme	2902,816		

Tableau .IV.5 Masse Au Niveau 5

Elément	$W_{gi}(kg)$	$W_{qi}(kg)$	$W_i = W_{gi} + \beta W_{qi}(kg)$
Poutre	530,100	427.500	3023.586
Plancher	1181,898		
Poteau 1/2	206,550		
Mur 1/2	949,00		
Escalier	70,54		
La somme	2938,086		

Tableau .IV.6 Masse Au Niveau (3 et 4)

Elément	$W_{gi}(kg)$	$W_{qi}(kg)$	$W_i = W_{gi} + \beta W_{qi}(kg)$
Poutre	530,100	997,500	3206.436
Plancher	1181,898		
Poteau 1/2	275,400		
Mur 1/2	949,00		
Escalier	70,54		
La somme	3006,936		

Tableau .IV.7 Masse Au Niveau (1 et 2)

IV.3- Centre de torsion :

Le centre de torsion (centre de gravité des rigidités) est le point pour lequel une force passant par ce point, (G_j) coïncide (C_j) n'engendra qu'une translation du plancher et un moment dans l'axe de la rotation passant par ce point n'engendre qu'une rotation du plancher.

Le centre de torsion à un niveau (j) est calculé par les formules suivantes :

$$x_c = \frac{\sum_{t=1}^k R_{jt} x_t}{\sum_{t=1}^k R_{jt}} \qquad y_c = \frac{\sum_{l=1}^k R_{jl} y_l}{\sum_{l=1}^k R_{jl}}$$

Avec :

x_t : Distance d'un portique transversal à l'axe (OY)

y_l : Distance d'un portique longitudinal à l'axe (OX)

R_{jt} : Rigidité du portique transversal dans le sens (OY)

R_{jl} : Rigidité du portique longitudinal dans le sens (OX)

X_c, Y_c : coordonnées du centre de torsion du niveau considéré.

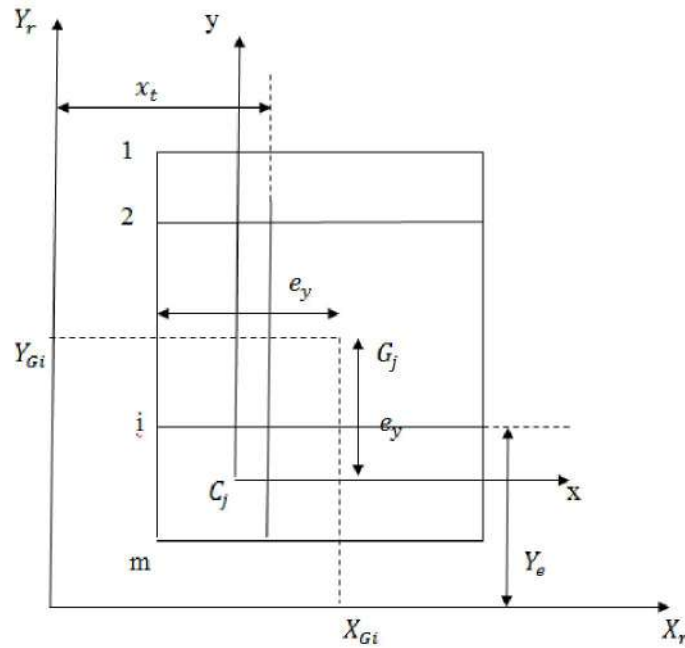


fig. VI.1. Le centre de torsion C_j du niveau (j).

IV.4- Détermination des rigidités de niveaux par la méthode de mutto:

4-1- Calcul des inerties des éléments:

4-1-1- Les poteaux :

On a un seul type de poteau, donc le moment d'inertie de la section transversal sera calcule

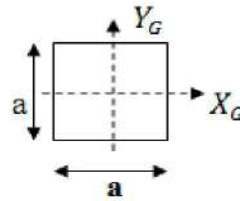


fig .IV.2 caractéristique géométrique de poteau

comme suit : $I_x = I_y = \frac{bh^3}{12}$

$$I_x = I_y = \frac{0.30(0.30)^3}{12} = 6.75 \times 10^{-4} m^4$$

4-1-2- Les poutre :

On a deux types des poutres, donc le moment d'inertie de la section transversal sera calculé

comme suit : $I = \frac{bh^3}{12}$

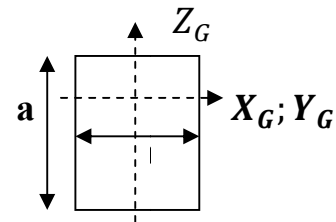


fig. .IV.3 caractéristique géométrique d'un poutre.

4-2- Détermination des rigidités des niveaux :

La rigidité de chaque niveau est donnée comme étant la rigidité totale des poteaux parfaitement encastés multipliée par un coefficient « a_p » correcteur tenant compte de flexibilité des poutres arrivant aux nœud.

Soit :

R^∞ : rigidité relative de niveau d'un portique avec poteaux parfaitement encasté (ou bien poutres infiniment rigides).

R : rigidité relative de niveau d'un portique corrigé au sens de "MUTO".

$$R = a_p \cdot R^\infty$$

• Calcul des raideurs des poteaux et des poutres:

❖ Calcul des raideurs "K" des éléments (poteaux et poutres):

$$K_{poteau} = \frac{I}{h_e} \quad \text{et} \quad K_{poutre} = \frac{I}{L}$$

Avec :

I : Inertie de l'élément considéré.

h_e : Hauteur de poteau considéré.

L : Portée entre nue de la poutre considéré.

❖ Calcul des coefficients "K" :

a) – Premier niveau :



fig. IV.4 Poteau encastré à sa base.



fig. IV.5 Poteau articulé à sa base.

b)- Etages courants:

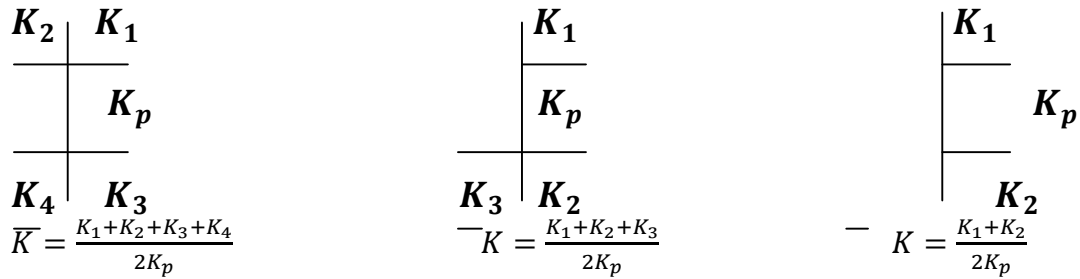


fig .IV. 6 Poteau d'étage courant.

Calcul des coefficients correcteurs << a_p >>:

a)- premier niveau (cas du poteau encastéré) :

$$a_p = \frac{0.5+k}{0.2+k}$$

b)- étage courant:

$$a_p = \frac{k}{2+k}$$

Calcul des rigidités de niveau des portiques transversaux et longitudinaux.

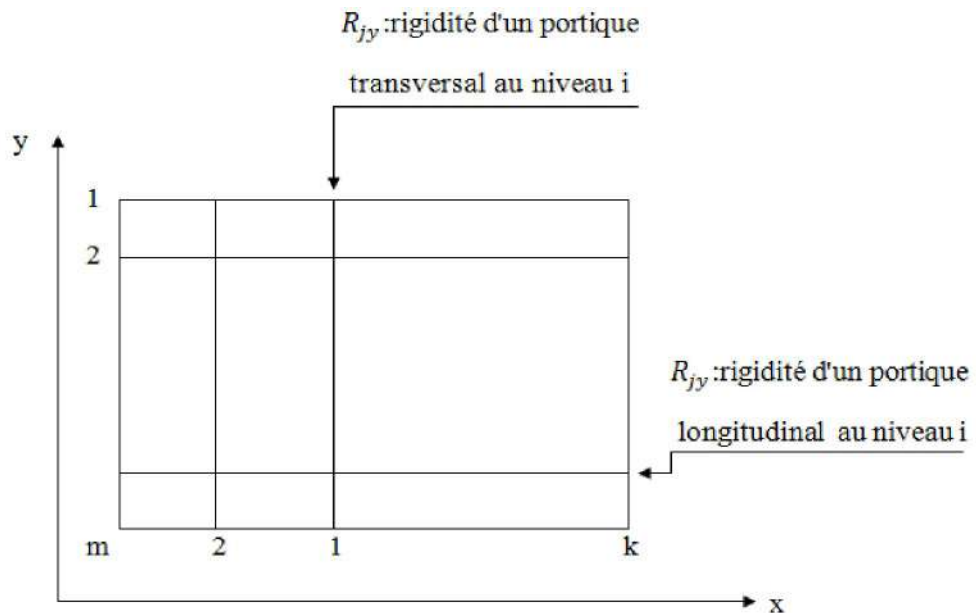


fig. IV.7 Vue en plan de l'étage j.

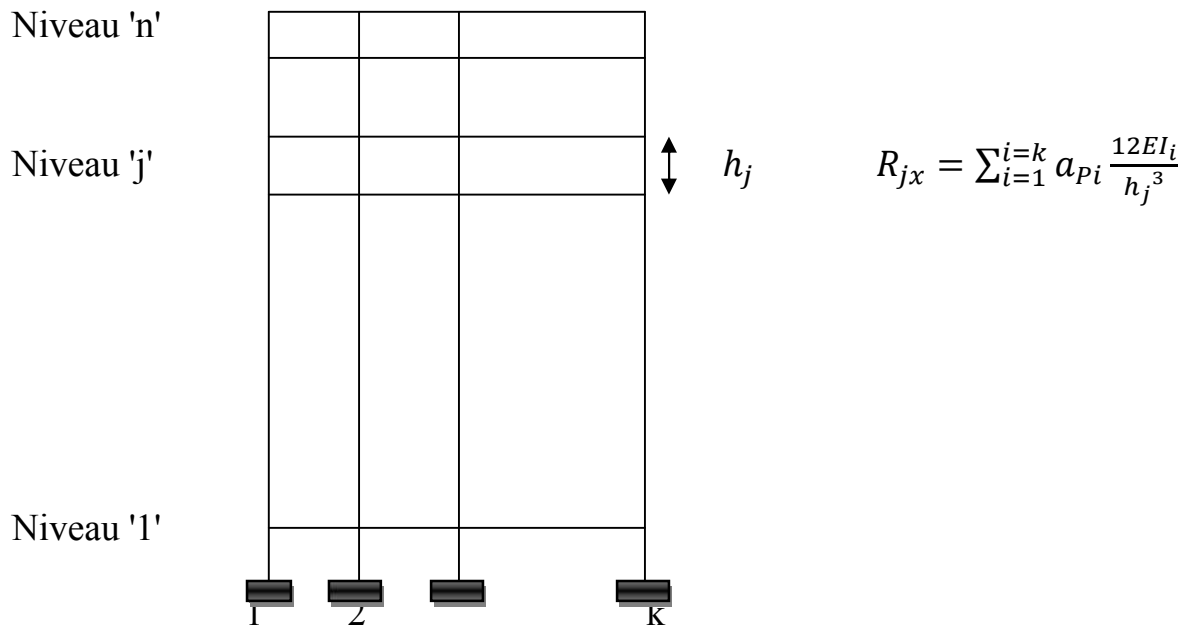


fig. IV.8 portique longitudinal.

I_i : Inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau 'i' << parallèle à l'axe "y" >>.

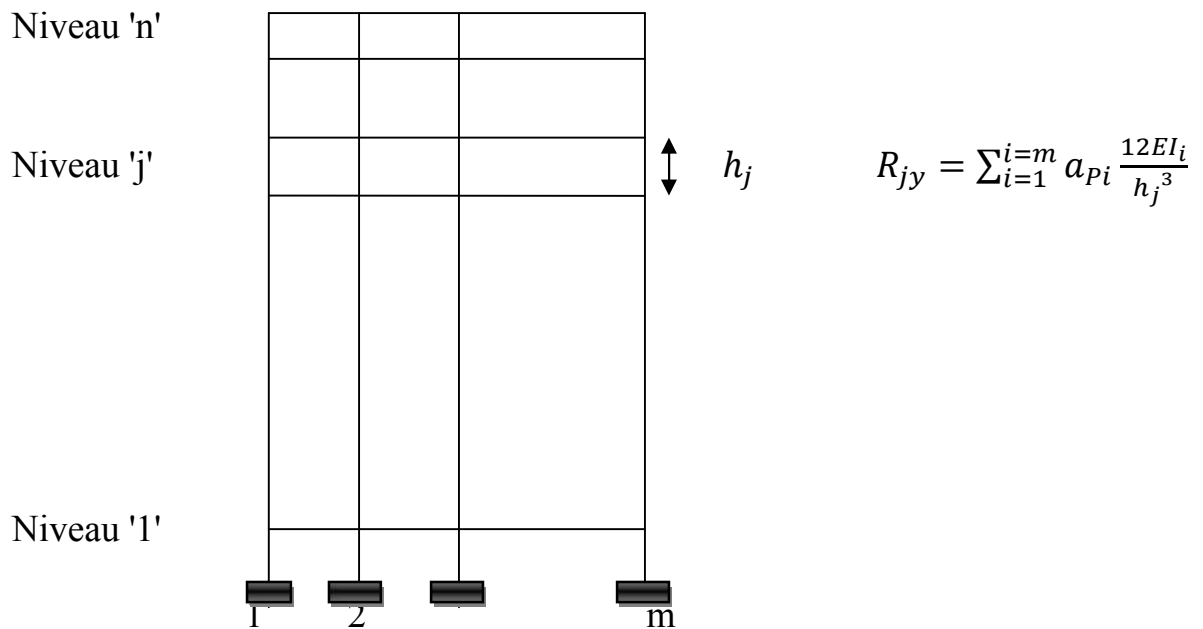


fig. IV.9 portique transversal.

I_i : Inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau 'i' « parallèle à l'axe "x" ».

Elément	b	h	I	h_e	L	K
Poteau 1	0.3	0.3	0.0006750	4.08	-	0.000165
Poteau 2	0.3	0.3	0.0006750	3.06	-	0.000221
Pp1	0.3	0.4	0.0016	-	2.70	0.005925
Pp2	0.3	0.4	0.0016	-	3.30	0.000484
Pp3	0.3	0.4	0.0016	-	3.40	0.000470
Pp4	0.3	0.4	0.0016	-	3.50	0.000457
Pp5	0.3	0.4	0.0016	-	3.30	0.000484
Ps1	0.3	0.3	0.0006750	-	3.30	0.000204
Ps2	0.3	0.3	0.0006750	-	3.50	0.000192
Ps3	0.3	0.3	0.0006750	-	3.40	0.000198
Ps4	0.3	0.3	0.0006750	-	3.30	0.000204

Tableau .IV.8 Raideur des poteaux et poutres

PORTIQUE SONS TRANSVERSAL

Portique	Poteau	Étage (5 et 4 et 3ème)			
		k^-	a_p	r_p	$R_p \left(\frac{KN}{m} \right) (R_j)$
1 à 6	A	0.927	0.317	2880.300	17281.803
	B	1.80	0.474	4309.037	25854.219
	C	1.77	0.470	4274.470	25646.820
	D	1.83	0.477	4341.177	26047.060
	E	0.927	0.317	2880.300	17281.803
					112111.705

Portique	Poteau	Étage (2 et 1ème)			
		k^-	a_p	r_p	$R_p \left(\frac{KN}{m} \right) (R_j)$
1 à 6	A	1.24	0.382	1465.434	8792.603
	B	2.40	0.546	2093.180	12559.082
	C	2.37	0.542	2078.664	12471.983
	D	2.44	0.549	2106.649	12639.896
	E	1.24	0.382	1465.434	8792.603
					55256.167

Portique	Poteau	RDC			
		k^-	a_p	r_p	$R_p \left(\frac{KN}{m} \right) (R_j)$
1 à 6	A	1.24	0.537	2058.072	12348.435
	B	2.40	0.659	2528.882	15173.294
	C	2.37	0.656	2517.995	15107.970
	D	2.44	0.662	2538.984	15233.905
	E	1.24	0.537	2058.072	12348.435
					70212.038

Tableau .IV.9.Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques transversal.

PORTIQUE SONS LONGITUDINAL

Portique	Poteau	Étage (5 et 4 et 3ème)			
		k^-	a_p	r_p	$R_p \left(\frac{KN}{m} \right) (R_j)$
A à E	1	2.69	0.573	5212.261	26061.307
	2	4.88	0.709	6451.172	32255.859
	3	4.33	0.684	6220.414	31102.069
	4	4.21	0.678	6162.281	30811.404
	5	4.27	0.681	6192.493	30962.465
	6	2.20	0.524	4760.766	23803.831
					174996.935

Portique	Poteau	Étage (2 et 1ème)			
		k^-	a_p	r_p	$R_p \left(\frac{KN}{m} \right) (R_j)$
A à E	1	3.58	0.642	2461.548	12307.742
	2	6.51	0.765	2934.732	14673.659
	3	5.78	0.743	2849.250	14246.248
	4	5.61	0.737	2827.529	14137.644
	5	5.69	0.740	2838.827	14194.134
	6	2.93	0.594	2280.008	11400.042
					80959.468

Portique	Poteau	RDC			
		\bar{k}	a_p	r_p	$R_p \left(\frac{KN}{m} \right) (R_j)$
A à E	1	3.58	0.731	2805.158	14025.792
	2	6.51	0.824	3160.046	15800.229
	3	5.78	0.807	3095.934	15479.672
	4	5.61	0.803	3079.644	15398.218
	5	5.69	0.805	3088.117	15440.586
	6	2.93	0.696	2669.003	13345.017
					89489.514

Tableau .IV.10.Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques longitudinal.

Rigidité total au niveau j

Niv (j)	Rij(KN/m)	
	long (Y)	trans (X)
sons		
RDC	89489,514	70212,038
EC1	80959,468	55256,167
EC2	80959,468	55256,167
EC3	174996,935	112111,705
EC4	174996,935	112111,705
EC5	174996,935	112111,705

Tableau .IV.11 Rigidité total au niveau j

**IV.5.CALCUL CENTR DE TORSION
PORTIQUE SONS TRANSVERSAL (OX)**

Niv (j)	Axe (i)		Som(R_{ji})			Som ($R_{ji} * Y_i$)	
RDC	1	89489,5141	536937,064	0	0	4626608	13,179
	2	89489,51		3	268468,53		
	3	89489,51		6,60	590630,766		
	4	89489,51		10,30	921741,953		
	5	89489,51		14,10	1261802,09		
	6	89489,51		17,70	1583964,33		
Etage 1 et2 emé	1	80959,468	485756,808	0	0	418560	15,149
	2	80959,468		3	242878,404		
	3	80959,468		6,6	534332,489		
	4	80959,468		10,3	833882,52		
	5	80959,468		14,1	1141528,5		
	6	80959,468		17,7	1432982,58		
Etage 3 et4 et 5 emé	1	174996,935	1049981,61	0	0	9047342	16,1399
	2	174996,935		3	524990,80		
	3	174996,935		6,6	1154979,7		
	4	174996,935		10,3	1802468,4		
	5	174996,935		14,1	2467456,7		
	6	174996,935		17,7	3097445,7		

Tableau .IV.12 calcul centre de torsion des portiques transversal

IV.6.PORTIQUE SONS LONGITUDINAL (OY)

Niv (j)	Axe (i)	$R_p \left(\frac{KN}{m} \right) (R_{ji})$	Som(R_{ji})	$X_i(m)$	$R_{ji} * X_i$	Som ($R_{ji} * X_i$)	$X_{cj}(m)$
RDC	A	70212,038	351060,19	0	0	2583803	4,81212
	B	70212,038		3,6	252763,337		
	C	70212,038		7,4	519569,081		
	D	70212,038		11,10	779353,622		
	E	70212,038		14,7	1032116,96		
Etage 1 et2 emé	A	55256,167	276280,835	0	0	2033427	4,1861
	B	55256,167		3,6	198922,201		
	C	55256,167		7,4	408895,636		
	D	55256,167		11,1	613343,454		
	E	55256,167		14,7	812265,655		
Etage 3 et4 et 5 emé	A	112111,705	560558,525	0	0	4125711	3,92932
	B	112111,705		3,6	403602,138		
	C	112111,705		7,4	829626,617		
	D	112111,705		11,1	1244439,93		
	E	112111,705		14,7	1648042,06		

Tableau .IV.13 calcul centre de torsion des portiques longitudinal.

• **Excentricité théorique :**

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes.

$$e_x = |X_G - X_C| \text{ et } e_y = |Y_G - Y_C|$$

Niveau	Centre de mass (m)		Centre de torsion (m)		Excentricité (m)	
	X_C	Y_C	X_C	Y_C	e_x	e_y
RDC	7.166	8.844	4,81212	13,179	2.35388	4.335
1	7.166	8.844	4,1861	15,149	2.9799	6.305
2	7.166	8.844	4,1861	15,149	2.9799	6.305
3	7.517	9.294	3,92932	16,1399	3.58768	6.8459
4	7.517	9.294	3,92932	16,1399	3.58768	6.8459
5	7.517	9.294	3,92932	16,1399	3.58768	6.8459
6	7.350	8.687	3,92932	16,1399	3.42068	7.4529

Tableau .IV.14 Excentricité théorique.

• **Excentricité accidentelle:**

Cette excentricité accidentelle sera déterminée selon l'article 4.2.7 du RPA 99 qui préconise que pour toutes les structures comportant des planchers dans leurs plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

Niveau	L_{max}		5% L_{max}		Excentricité (m)		Excentricité max (m)	
	L_x	L_y	e_x th	e_y th	e_x	e_y	$e_x max$	$e_y max$
RDC	14.7	17.7	0.735	0.885	2.35388	4.335	0.735	0.885
Etage(1et2ème)	14.7	17.7	0.735	0.885	2.9799	6.305	0.735	0.885
Etage (3vet4 et5ème)	14.7	17.7	0.735	0.885	3.58768	6.8459	0.735	0.885
terrasse	14.7	17.7	0.735	0.885	3.42068	7.4529	0.735	0.885

Tableau .IV.15 Excentricité accidentelle

- Rigidité à la torsion r_j (thêta) l'étage (j) :

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^k R_{jt} (x_t)^2 + \sum_{l=1}^k R_{jl} (y_l)^2$$

Avec :

$R_{j\theta}$: rigidité à la torsion de l'étage (j).

x_t : distance d'un portique transversal à l'axe (cy).

y_t : distance d'un portique longitudinal à l'axe (cx).

SONS OX

Niv (j)	Axe (i)	$R_P \left(\frac{KN}{m} \right) (R_{ji})$	Som(R_{ji})	$Y_i(m)$	$Y_{ci}(m)$	$Y'_i(m)$	$R_{ji} * (Y'_i)^2$	Som ($R_{ji} * (Y_i)^2$)
RDC	1	89489,5141	536937,064	0	13,179	-13.179	15543079,42	31335436,88
	2	89489,51		3	13,179	-10.179	9272190,779	
	3	89489,51		6.60	13,179	-6.579	3873396,028	
	4	89489,51		10.30	13,179	-2.879	741746,4217	
	5	89489,51		14.10	13,179	0.921	75908,67145	
	6	89489,51		17.70	13,179	4.521	1829115,56	
Etage 1 et2 emé	1	80959,468	485756,808	0	15,149	-15.149	18579566,5	38965517,17
	2	80959,468		3	15,149	-12.149	11949471,83	
	3	80959,468		6,6	15,149	-8.549	5916955,184	
	4	80959,468		10,3	15,149	-4.849	1903583,86	
	5	80959,468		14,1	15,149	-1.049	89087,87955	
	6	80959,468		17,7	15,149	2.551	526851,9149	
Etage 3 et4 et 5 emé	1	174996,935	1049981,61	0	16,1399	-16.139	45580982,84	98835001
	2	174996,935		3	16,1399	-13.139	30210302,05	
	3	174996,935		6,6	16,1399	-9.539	15923412,28	
	4	174996,935		10,3	16,1399	-5.839	5966331,677	
	5	174996,935		14,1	16,1399	-2.039	727553,4322	
	6	174996,935		17,7	16,1399	1.561	426418,7065	

Tableau .IV.16 Calcul des rigidité à la torsion r_j (thêta) de niveau des portiques transversal

SONS OY

Niv (j)	Axe (i)	$R_p \left(\frac{KN}{m} \right) (R_{ji})$	Som(R_{ji})	$X_i(m)$	$X_{ci}(m)$	$X'_i(m)$	$R_{ji} * (X'_i)^2$	Som ($R_{ji}(X_i)^2$)
RDC	A	70212,038	351060,19	0	4,81212	-4,81212	2072263,834	15090657,55
	B	70212,038		3,6	4,81212	-1,21212	131481,1108	
	C	70212,038		7,4	4,81212	2,58788	599322,2462	
	D	70212,038		11,10	4,81212	6,28788	3538185,675	
	E	70212,038		14,7	4,81212	9,88788	8749404,686	
Etage 1 et 2 emé	A	55256,167	276280,835	0	4,1861	-4,1861	1568163,451	15251671,46
	B	55256,167		3,6	4,1861	-0,5861	27810,64673	
	C	55256,167		7,4	4,1861	3,2139	836242,7488	
	D	55256,167		11,1	4,1861	6,9139	3870025,559	
	E	55256,167		14,7	4,1861	10,5139	8949429,058	
Etage 3 et 4 et 5 emé	A	112111,705	560558,525	0	3,92932	-3,92932	1249978,213	32665776,64
	B	112111,705		3,6	3,92932	-0,32932	8780,188892	
	C	112111,705		7,4	3,92932	3,47068	2107946,521	
	D	112111,705		11,1	3,92932	7,17068	8998106,443	
	E	112111,705		14,7	3,92932	10,77068	20300965,28	

Tableau .IV.17 Calcul des rigidité à la torsion rj (thêta) de niveau des portiques longitudinal.

Rigidité à la torsion rj (thêta) a l'étage (j)

Niv	Som ($R_{ji} * (Y_i)^2$)	Som ($R_{ji} * (X_i)^2$)	$R_j(\theta)(KN.m)$
RDC	31335436.88	15090657,55	46426094,43
1 étage	38965517.17	15251671,46	54217188,63
2étage	38965517.17	15251671,46	54217188,63
3étage	98835001	32665776,64	131500777.6
4étage	98835001	32665776,64	131500777.6
5étage	98835001	32665776,64	131500777.6



CHAPITRE V
Etude dynamique

V.1.-Introduction

Tous les bâtiments en zone sismique seront conçus et construits pour résister aux forces horizontales.

Le modèle le plus représentatif du comportement réel des bâtiments composés par un système auto stable et de concentrer la masse du plancher d'un niveau (j) et de représenter la rigidité des portiques par celle d'une barre afin d'obtenir un modèle de brochette à plusieurs degrés de liberté.

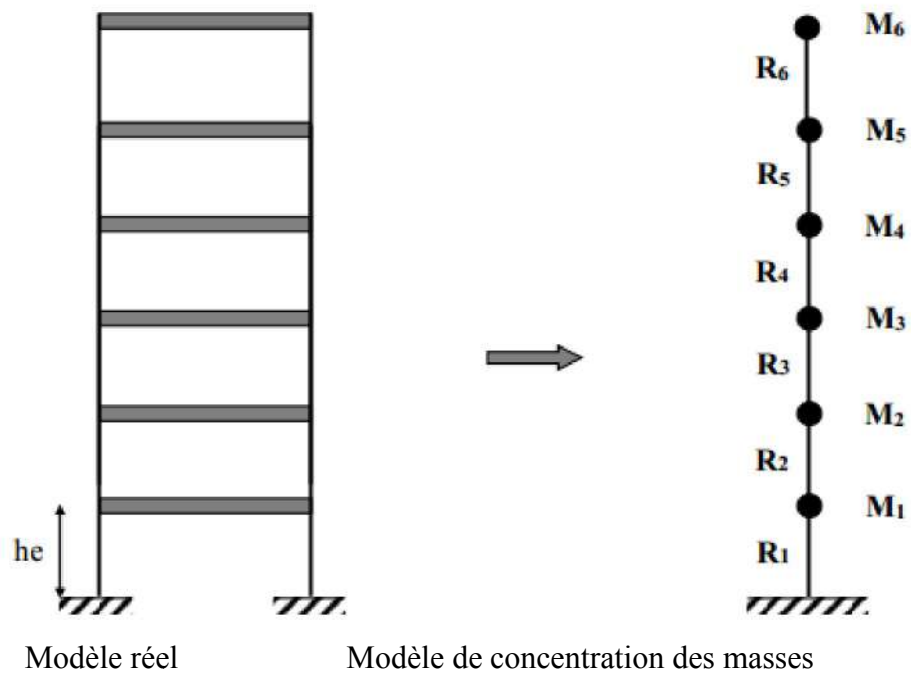


Fig. V.1 Modélisation de la structure

V.2.Choix de la méthode de calcule : (RPA99/V2003 Art 4.1)

2-1 Méthodes utilisables

le calcule des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes

2-2 Méthode statique équivalente

• conditions d'application

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II et de 30m en zone III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres la condition de hauteur énoncée en (a), la condition complémentaire suivante : Zone (IIa) groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Les Conditions d'application de la méthode statique équivalente est vérifiées .

2-3 Méthode dynamique

La méthode d'analyse modale spectrale peut être dans tous les cas, et en particulier , dans le cas ou' la méthode statique équivalente n'est pas permise .

3- méthode statique équivalente : (RPA99/V 2003 Art 4.2)

3-1 principes

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

3-2 Modélisation

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale .

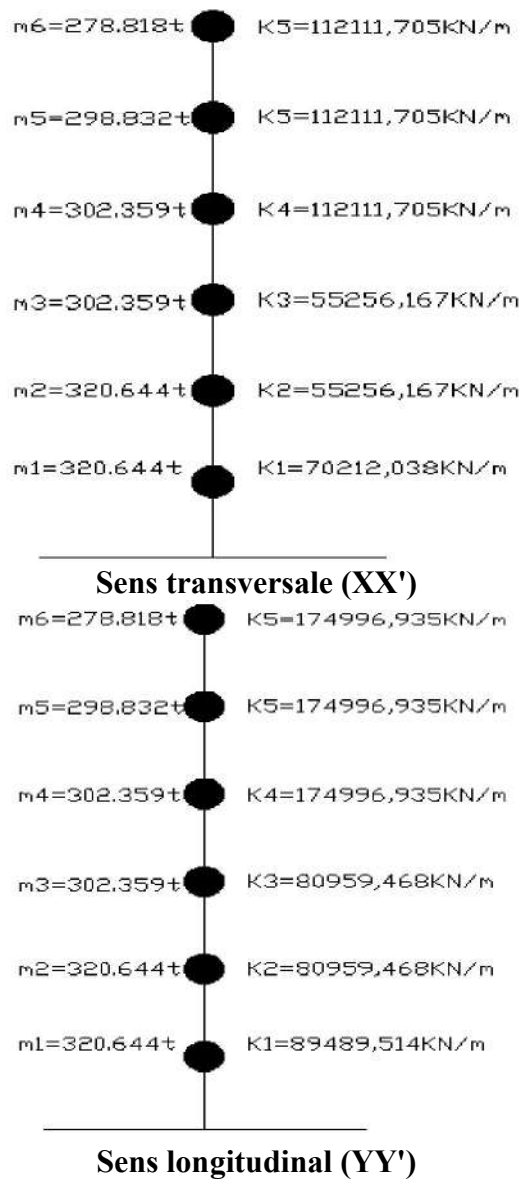


Fig. V.2 Schéma de modèle unidimensionnel

3-3 calcul de la force sismique totale (RPA99/2003 Art4.2.3)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (4.1)$$

3-4 Evaluation des coefficients contribuent aux actions sismiques :

- **Coefficient d'accélération de la zone A:** donné par (RPA99/V 2003 Art 4.1)
 - Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
 - Notre projet implanté à la zone sismique (III), destiné à l'usage d'habitation, **A**
= 0.25

- **Facteur de correction d'amortissement η**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

- **pourcentage d'amortissement critique :** (RPAA99/V2003 tab- 4.2)

Portiques en Béton Armé à remplissage Léger : $\xi = 6\%$

pour $\xi = 6\%$ on a $\eta = 0.935 \geq 0.7$ (condition vérifier)

- **périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 :** (RPA99/V2003 tab- 4.7)

selon les propriétés mécaniques du sol (sol ferme)

le site est de catégorie (S_2), **$T_1=0.15$; $T_2=0.40$**

- **coefficient du comportement global de la structure R:**

(RPA99/V2003 le tab- 4.3)

Sa valeur unique est donné par (RPA 99/V2003 le tableau 4.3) en fonction du système de contreventement, notre projet est en béton armé contreventé par portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide, **R=5**

- **facteur de qualité Q :** (RPA99/V2003 tab- 4.4)

Le facteur de qualité de la structure 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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par (RPA99/V2003 tableau 4.4)

Critère q	X	Y
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2-Redondance en plan	0	0
3-Régularité en plan	0.05	0.05
4- Régularité en élévation	0	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tableau. V.1 Valeurs des pénalités

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 p_q = 1+0+0+0.05+0+0.05+0.1$$

$$Q_X = Q_Y = 1.2$$

- **facteur d'amplification dynamique moyen –D–** fonction de la catégorie de site , du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 1.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} (3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0S \end{cases} \quad (4.2)$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

(RPA99/v2003 Art 4.2.4)

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée a partir de formules empiriques ou calculée par des méthode analytiques ou numériques .
2. la formule empirique à utiliser selon les cas est la suivant:

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{RPA99/V2003 formule 4.6})$$

- ☒ h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu' au dernier niveau (N) :
 $h_N = (4.08 \times 3) + (3.06 \times 3) = 21.42\text{m}$

- ☒ C_T : coefficient , fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par (RPA99/V 2003 tableau 4.6)

Notre projet est en béton armé contreventé par portiques auto –stables sans remplissage en maçonnerie , $C_T = 0.075$

$$T = 0.075 \times (21.42)^{3/4} = 0.747\text{s}$$

$$T_2 = 0.40 \leq T = 0.747 \leq 3.0\text{s} \implies D = 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 1.541$$

- **poids total de la structure -W-**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

(i=1 jusqu' à n=6)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{RPA99/V2003 formule 4.5})$$

Niv (i)	WG(i) (t)	Q (t/m ²)	Surface (m) ²	WQ(i) (t)	W(i)=WG(i)+β.WQ(i)
N6	273.118	0.1	285	28.50	278.818
N5	290.281	0.15	285	42.75	298.832
N4	293.808	0.15	285	42.75	302.359
N3	293.808	0.15	285	42.75	302.359
N2	300.693	0.35	285	99.75	320.644
N1	300.693	0.35	285	99.75	320.644
Total					1823.65

Tableau V.2. Poids total de la structure

- **la force sismique**

$$V = \frac{0.25 \times 1.541 \times 1.20}{5} \times 1823.65 = 168.615 \text{ t}$$

$$V_X = V_Y = 168.615 \text{ t}$$

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**
(RPA99/V 2003 Art 4.2.5)

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{RPA99/V2003 formule 4.10})$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit ($V - F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (\text{RPA99/V2003 formule 4.11})$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher, où s'exerce la force F_i

$h_1 = 4.08\text{m}$; $h_2 = 4.08 \times 2 = 8.16\text{m}$; $h_3 = 4.08 \times 3 = 12.24\text{m}$; $h_4 = 3.06 \times 4 = 15.30\text{m}$

$h_5 = 3.06 \times 5 = 18.36\text{m}$; $h_6 = 3.06 \times 6 = 21.42\text{m}$

$$\sum_{i=1}^6 W_i h_i = W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_3 h_3 + W_4 h_4 + W_5 h_5 + W_6 h_6$$

$$\sum_{i=1}^6 W_i h_i = 23710.5 \text{ t.m}$$

$$T = 0.747 > 0.7s \quad \Longrightarrow \quad F_t = 0.07TV$$

$$F_t = 0.07 \times 0.747 \times 168.615 = 8.817$$

$$F_1 = \frac{(168.615 - 8.817) \times 320.644 \times 4.08}{23710.5} = \mathbf{8.816 \text{ t}}$$

$$F_2 = \frac{(168.615 - 8.817) \times 320.644 \times 8.16}{23710.5} = \mathbf{17.634 \text{ t}}$$

$$F_3 = \frac{(168.615 - 8.817) \times 302.359 \times 12.24}{23710.5} = \mathbf{24.942 \text{ t}}$$

$$F_4 = \frac{(168.615 - 8.817) \times 302.359 \times 15.30}{23710.5} = \mathbf{31.178 \text{ t}}$$

$$F_5 = \frac{(168.615 - 8.817) \times 298.832 \times 18.36}{23710.5} = \mathbf{36.977 \text{ t}}$$

$$F_6 = \frac{(168.615 - 8.817) \times 278.818 \times 21.42}{23710.5} = \mathbf{40.251 \text{ t}}$$

- **Distribution horizontal des forces sismiques:** (RPA99/V 2003 Art 4.2.6)

$$L'effort tranchant au Niveau de d'étage k : V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (\text{RPA99/V2003 formule 4.12})$$

-Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

$$F_t = 8.817$$

$$V_6 = F_t + F_6 = 49.068 \text{ t}$$

$$V_5 = F_6 + F_5 = 86.045 \text{ t}$$

$$V_4 = F_6 + F_5 + F_4 = 117.223 \text{ t}$$

$$V_3 = F_6 + F_5 + F_4 + F_3 = 142.165 \text{ t}$$

$$V_2 = F_6 + F_5 + F_4 + F_3 + F_2 = 159.799 \text{ t}$$

$$V_1 = F_6 + F_5 + F_4 + F_3 + F_2 + F_1 = 168.615 \text{ t}$$

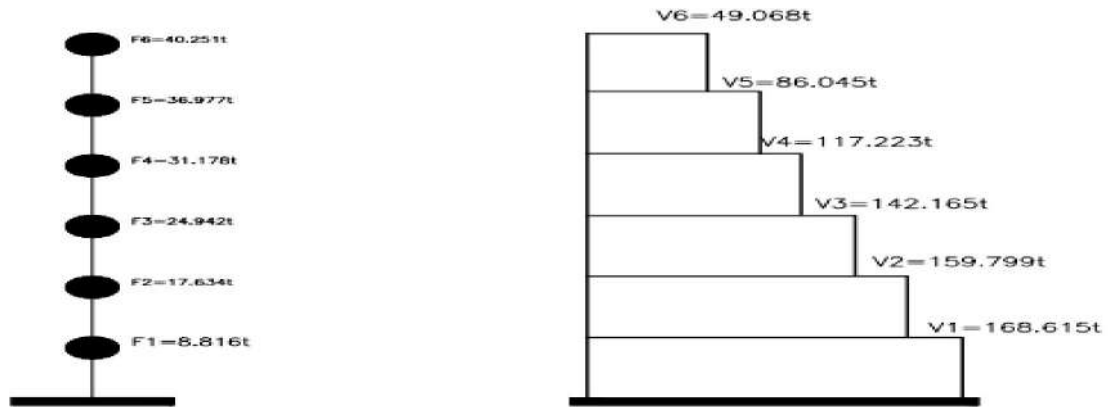


Fig. .V.3 Distribution les forces sismiques et les efforts tranchants à chaque niveau

4- Method dynamique modal spectral : (RPA 99 / V2003 Art 4.3)

4-1 Principe

Par cette méthode, il recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets Engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4-2 Modélisation

Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont Représentées par des modèles tridimensionnels encartés à la base et à plusieurs DDL Par plancher.

4-3- Détermination des caractéristiques dynamique

Pour trouver les caractéristiques dynamiques (pulsations, périodes, modes propres), on va choisir la méthode de **HOLZER**

4-3-1 Calculs des caractéristiques dynamiques par la méthode de HOLZER

❖ **Principe de la méthode:**

C'est une méthode itérative basée sur la notion de rigidité relative de niveau, elle prête très De point de vue général,

par définition la rigidité de niveau j est donnée par

$$R_j = \frac{T_j}{x_j - x_{j-1}}$$

c'est-à-dire on peut écrire

$$x_{j-1} = x_j - \frac{T_j}{R_j}$$

Or, $T_j = \sum_{k=j}^n F_k$, avec F_k : Force d'inertie

$$F_k = m_k \omega^2 x_k \Rightarrow T_j = \omega^2 \sum_{k=j}^n m_k x_k$$

$$X_j = X_j - \frac{\omega^2}{R_j} \sum_{k=j}^n m_k X_k$$

comme le mouvement peut représenter par

$$X_j = X_j \sin(\omega t) \quad j=1 \dots n$$

La dernière équation peut s'écrire:

$$\boxed{x_{j-1} = x_j - \frac{\omega^2}{R_j} \sum_{k=j}^n m_k x_k} \dots\dots\dots(1)$$

Condition aux limites

- à la base de la structure, le déplacement relatif de niveau est nul $X_0 = 0$

- au sommet , généralement on prend $X_n = 1$

$$X_1 = X_2 - \frac{\omega^2}{R_1} \sum_{k=2}^n m_k x_k$$

$$X_0 = 0 = X_1 - \frac{\omega^2}{R_1} \sum_{k=2}^n m_k x_k \implies X_1 = \frac{\omega^2}{R_1} \sum_{k=2}^n m_k x_k \dots\dots\dots(2)$$

La condition à la base peut être formulée comme suit

$$X_0 = 0 \iff \frac{w^2}{R_1} \sum_2^n m_k x_k = X_2 - \frac{w^2}{R_1} \sum_2^n m_k x_k$$

La méthode de Holzer consiste en la détermination des pulsations (w_1, w_2, \dots, w_n) et des formes propres correspondantes à ces valeurs en résolvant l'équation de récurrence (1)

par approximations successives sur (w) dont la bonne valeur satisfait la condition à la base (l'équation 2)

- **Détermination des pulsations (w_i) et de l'amplitude (ϕ_{ki}) de la structure** Pour déterminer les pulsations et l'amplitude, il faut trouver la solution de l'équation :

$$\det([K] - w^2 [m]) = 0$$

[k] : matrice de rigidité

W : pulsation propre

[M] : matrice de masses

- Les pulsations propres sont calculées par la méthode exacte à partir du logiciel " Scientifique workplace "

▪ **Matrice de rigidité [k]**

K_1+K_2	$-K_2$	0	0	0	0
$-K_2$	K_2+K_3	$-K_3$	0	0	0
0	$-K_3$	K_3+K_4	$-K_4$	0	0
0	0	$-K_4$	K_4+K_5	$-K_5$	0
0	0	0	$-K_5$	K_5+K_6	$-K_6$
0	0	0	0	$-K_6$	K_6

▪ **Matrice de masses [M]**

M_1	0	0	0	0	0
0	M_2	0	0	0	0
0	0	M_3	0	0	0
0	0	0	M_4	0	0
0	0	0	0	M_5	0
0	0	0	0	0	M_6

Calcul les pulsations

SENS OX

12546.82	-5525.62	0	0	0	0
-5525.62	11051.23	-5525.62	0	0	0
0	-5525.62	16736.80	-11211.20	0	0
0	0	-11211.20	22422.34	-11211.20	0
0	0	0	-11211.20	22422.34	-11211.20
0	0	0	0	-11211.20	11211.20

-w²

320.643	0	0	0	0	0
0	320.643	0	0	0	0
0	0	302.358	0	0	0
0	0	0	302.358	0	0
0	0	0	0	298.831	0
0	0	0	0	0	278.81

, determinant:

$$7.8311 \times 10^{14}w^{12} - 2.493 \times 10^{17}w^{10} + 2.8601 \times 10^{19}w^8 - 1.4648 \times 10^{21}w^6 + 3.3205 \times 10^{22}w^4 - 2.7205 \times 10^{23}w^2 + 3.0206 \times 10^{23} = 0$$

, Solution is:

1. 1433, -1. 1433, 3. 8392, -3. 8392, 5. 7755, -5. 7755, 7. 4132, -7. 4132, 9. 168, -9. 168, 11. 399, -11. 399

SENS OY

17044.89	-8095.94	0	0	0	0
-8095.94	16191.89	-8095.94	0	0	0
0	-8095.94	25595.64	-17499.69	0	0
0	0	-17499.69	34999.38	-17499.69	0
0	0	0	-17499.69	34999.38	-17499.69
0	0	0	0	-17499.69	17499.69

-w²

320.643	0	0	0	0	0
0	320.643	0	0	0	0
0	0	302.358	0	0	0
0	0	0	302.358	0	0
0	0	0	0	298.831	0
0	0	0	0	0	278.81

, determinant:

$$7.8311 \times 10^{14}w^{12} - 3.7899 \times 10^{17}w^{10} + 6.5450 \times 10^{19}w^8 - 4.9921 \times 10^{21}w^6 + 1.6696 \times 10^{23}w^4 - 1.9951 \times 10^{24}w^2 + 3.1434 \times 10^{24} = 0$$

, Solution is:

1. 3584, -1. 3584, 4. 6068, -4. 6068, 7. 0054, -7. 0054, 8. 9138, -8. 9138, 11. 391, -11. 391, 14. 234, -14. 234

- **Détermination des participations des masses :**

Pour évaluer la participation des masses on va utiliser la formule suivante :

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

W_k : masse à chaque niveau (k).

ϕ_{ki} : Mode de déformation (i) pour chaque niveau (k).

Remarque1: les résultants sont calculés en EXCEL ci –après. Calcul les pulsations on utilise le programme << Scientifique workplace>>

Remarque2: Pour calculer les mode de vibration, nous choisissons pulsation positive.

Mode de vibration:1 pulsation choisie $w=1.143 \text{ rad/s}^2$

Niv	he	masse (t) Mk	Rigdti Rk (kN/m)	w2	Mk .w2	xk	Mk.xk	Som Mk.xk	vk (t)	period
6	21.42	278.818	112111.705	1.307	364.4719	1	278.818	278.818	364.471862	5.493
5	18.36	298.832	112112.705	1.307	390.6342	0.997	297.8605	576.679	753.836155	5.493
4	15.3	302.359	112113.705	1.307	395.2447	0.990	299.343	876.022	1145.138	5.493
3	12.24	302.359	55256.167	1.307	395.2447	0.980	296.2547	1172.276	1532.404	5.493
2	8.16	320.644	55256.167	1.307	419.147	0.952	305.2782	1477.554	1931.464	5.493
1	4.08	320.644	70212.038	1.307	419.147	0.917	294.0702	1771.625	2315.874	5.493
0	0	1823.656								

Mode de vibration:2 pulsation choisie $w=3.839 \text{ rad/s}^2$

Ni v	he	masse (t) Mk	Rigdti Rk (kN/m)	w2	Mk .w2	xk	Mk.xk	Som Mk.xk	vk (t)	perio d
6	21.4 2	278.818	112111.70 5	14.73 8	4109.19 8	1	278.818	278.818	4109.1976 6	1.636
5	18.3 6	298.832	112112.70 5	14.73 8	4404.16 2	0.963 3	287.879	566.697	8351.9355 8	1.636
4	15.3	302.359	112113.70 5	14.73 8	4456.14 3	0.888 9	268.752 2	835.449	12312.785	1.636
3	12.2 4	302.359	55256.167	14.73 8	4456.14 3	0.779	235.545 9	1070.99 5	15784.242	1.636
2	8.16	320.644	55256.167	14.73 8	4725.62 6	0.493 4	158.196 6	1229.19 2	18115.731	1.636
1	4.08	320.644	70212.038	14.73 8	4725.62 6	0.165 5	53.0735 2	1282.26 5	18897.925	1.636
0	0	1823.65 6								

Mode de vibration:3 pulsation choisie $w=5.775 \text{ rad/s}^2$

Ni v	he	masse (t) Mk	Rigdti Rk (kN/m)	w2	Mk .w2	xk	Mk.xk	Som Mk.xk	vk (t)	period
6	21.42	278.818	112111.705	33.351	9298.755	1	278.818	278.818	9298.75456	1.087
5	18.36	298.832	112112.705	33.351	9966.234	0.9171	274.0463	552.864	18438.3704	1.087
4	15.3	302.359	112113.705	33.351	10083.86	0.7526	227.554	780.418	26027.438	1.087
3	12.24	302.359	55256.167	33.351	10083.86	0.5204	157.3607	937.779	31275.514	1.087
2	8.16	320.644	55256.167	33.351	10693.68	-0.046	-14.6106	923.168	30788.243	1.087
1	4.08	320.644	70212.038	33.351	10693.68	-0.603	-193.271	729.898	24342.550	1.087
0	0	1823.656								

Mode de vibration:4 pulsation choisie $w=7.413 \text{ rad/s}^2$

Niv	he	masse (t) Mk	Rigdti Rk (kN/m)	w2	Mk .w2	xk	Mk.xk	Som Mk.xk	vk (t)	period
6	21.42	278.818	112111.705	54.953	15321.77	1	278.818	278.818	15321.7654	0.846
5	18.36	298.832	112112.705	54.953	16421.59	0.8633	257.9921	536.810	29499.0926	0.846
4	15.3	302.359	112113.705	54.953	16615.4	0.6002	181.4804	718.290	39471.905	0.846
3	12.24	302.359	55256.167	54.953	16615.4	0.2481	75.02874	793.319	43594.927	0.846
2	8.16	320.644	55256.167	54.953	17620.21	-0.541	-173.409	619.910	34065.638	0.846
1	4.08	320.644	70212.038	54.953	17620.21	-1.157	-371.088	248.822	13673.421	0.846
0	0	1823.656								

Mode de vibration:5 pulsation choisie $w=9.168 \text{ rad/s}^2$

Niv	he	masse (t) Mk	Rigdti Rk (kN/m)	w2	Mk .w2	xk	Mk.xk	Som Mk.xk	vk (t)	period
6	21.42	278.818	112111.705	84.052	23435.27	1	278.818	278.818	23435.273	0.658
5	18.36	298.832	112112.705	84.052	25117.49	0.791	236.3656	515.184	43302.3312	0.658
4	15.3	302.359	112113.705	84.052	25413.95	0.4047	122.3725	637.556	53588.008	0.658
3	12.24	302.359	55256.167	84.052	25413.95	-0.073	-22.1488	615.407	51726.350	0.658
2	8.16	320.644	55256.167	84.052	26950.84	-1.009	-323.649	291.758	24522.913	0.658
1	4.08	320.644	70212.038	84.052	26950.84	-1.453	-465.952	-174.194	-14641.417	0.658
0	0	1823.656								

Mode de vibration:6 pulsation choisie $w=11.399 \text{ rad/s}^2$

Ni v	he	masse (t) Mk	Rigdti Rk (kN/m)	w2	Mk .w2	xk	Mk.xk	Som Mk.xk	vk (t)	perio d
6	21.4 2	278.818	112111.70 5	129.93 7	36228.8 3	1	278.818	278.81 8	36228.830 5	0.551
5	18.3 6	298.832	112112.70 5	129.93 7	38829.3 9	0.676 9	202.264 6	481.08 3	62510.528 8	0.551
4	15.3	302.359	112113.70 5	129.93 7	39287.6 8	0.119 3	36.0659 7	517.14 9	67196.840	0.551
3	12.2 4	302.359	55256.167	129.93 7	39287.6 8	-0.48	-145.157	371.99 2	48335.557	0.551
2	8.16	320.644	55256.167	129.93 7	41663.5 8	-1.355	-434.42	-62.428	-8111.742	0.551
1	4.08	320.644	70212.038	129.93 7	41663.5 8	-1.208	-387.349	- 449.77 7	- 58442.724	0.551
0	0	1823.65 6								

Tableau. V.3 détermination des pulsations , périodes, mode propre (HOLZER) sens OX

Mode de vibration:1 pulsation choisie $w=1.358 \text{ rad/s}^2$

Niv	he	masse (t) Mk	Rigdti Rk (kN/m)	w2	Mk .w2	xk	Mk.xk	Som Mk.xk	vk (t)	period
6	21.42	278.818	174996.935	1.844	514.1861	1	278.818	278.818	514.186118	0.971
5	18.36	298.832	174997.935	1.844	551.0952	0.9971	297.954	576.772	1063.66207	0.971
4	15.3	302.359	174998.935	1.844	557.5996	0.991	299.6328	876.405	1616.234	0.971
3	12.24	302.359	80959.468	1.844	557.5996	0.9817	296.8403	1173.245	2163.656	0.971
2	8.16	320.644	80960.468	1.844	591.3201	0.955	306.2223	1479.467	2728.381	0.971
1	4.08	320.644	89489.514	1.844	591.3201	0.9213	295.4166	1774.884	3273.177	0.971
0	0	1823.656								

Mode de vibration:2 pulsation choisie $w=4.606 \text{ rad/s}^2$

Niv	he	masse (t) Mk	Rigdti Rk (kN/m)	w2	Mk .w2	xk	Mk.xk	Som Mk.xk	vk (t)	period
6	21.42	278.818	174996.935	21.215	5915.19	1	278.818	278.818	5915.18967	0.665
5	18.36	298.832	174997.935	21.215	6339.791	0.9662	288.731	567.549	12040.6855	0.665
4	15.3	302.359	174998.935	21.215	6414.618	0.8974	271.335	838.884	17797.122	0.665
3	12.24	302.359	80959.468	21.215	6414.618	0.7957	240.5856	1079.470	22901.202	0.665
2	8.16	320.644	80960.468	21.215	6802.538	0.5128	164.4335	1243.903	26389.698	0.665
1	4.08	320.644	89489.514	21.215	6802.538	0.1869	59.9171	1303.820	27660.854	0.665
0	0	1823.656								

Mode de vibration:3 pulsation choisie $w=7.005 \text{ rad/s}^2$

Niv	he	masse (t) Mk	Rigdti Rk (kN/m)	w2	Mk .w2	xk	Mk.xk	Som Mk.xk	vk (t)	period
6	21.42	278.818	174996.935	49.070	13681.61	1	278.818	278.818	13681.6062	0.580
5	18.36	298.832	174997.935	49.070	14663.69	0.9218	275.4687	554.287	27198.8634	0.580
4	15.3	302.359	174998.935	49.070	14836.76	0.7664	231.7262	786.013	38569.672	0.580
3	12.24	302.359	80959.468	49.070	14836.76	0.546	165.0864	951.099	46670.465	0.580
2	8.16	320.644	80960.468	49.070	15734.01	-0.03	-9.77079	941.328	46191.012	0.580
1	4.08	320.644	89489.514	49.070	15734.01	-0.601	-192.71	748.618	36734.711	0.580
0	0	1823.656								

Mode de vibration:4 pulsation choisie $w=8.913 \text{ rad/s}^2$

Niv	he	masse (t) Mk	Rigdti Rk (kN/m)	w2	Mk .w2	xk	Mk.xk	Som Mk.xk	vk (t)	period
6	21.42	278.818	174996.935	79.442	22149.74	1	278.818	278.818	22149.7394	0.491
5	18.36	298.832	174997.935	79.442	23739.68	0.8734	261.0082	539.826	42884.6395	0.491
4	15.3	302.359	174998.935	79.442	24019.87	0.6284	189.9933	729.819	57978.004	0.491
3	12.24	302.359	80959.468	79.442	24019.87	0.2971	89.82027	819.640	65113.467	0.491
2	8.16	320.644	80960.468	79.442	25472.46	-0.507	-162.633	657.007	52193.645	0.491
1	4.08	320.644	89489.514	79.442	25472.46	-1.152	-369.346	287.661	22852.219	0.491
0	0	1823.656								

Mode de vibration:5 pulsation choisie $w=11.391 \text{ rad/s}^2$

Niv	he	masse (t) Mk	Rigdti Rk (kN/m)	w2	Mk .w2	xk	Mk.xk	Som Mk.xk	vk (t)	period
6	21.42	278.818	174996.935	129.755	36178	1	278.818	278.818	36177.9964	0.362
5	18.36	298.832	174997.935	129.755	38774.91	0.7933	237.053	515.871	66936.7747	0.362
4	15.3	302.359	174998.935	129.755	39232.56	0.4108	124.1984	640.069	83052.120	0.362
3	12.24	302.359	80959.468	129.755	39232.56	-0.064	-19.2971	620.772	80548.227	0.362
2	8.16	320.644	80960.468	129.755	41605.12	-1.059	-339.479	281.293	36499.125	0.362
1	4.08	320.644	89489.514	129.755	41605.12	-1.51	-484.034	-202.741	-26306.670	0.362
0	0	1823.656								

Mode de vibration:6 pulsation choisie $w=14.234 \text{ rad/s}^2$

Niv	he	masse (t) Mk	Rigdti Rk (kN/m)	w2	Mk .w2	xk	Mk.xk	Som Mk.xk	vk (t)	period
6	21.42	278.818	174996.935	202.607	56490.41	1	278.818	278.818	56490.4105	0.215
5	18.36	298.832	174997.935	202.607	60545.38	0.6772	202.3666	481.185	97491.2589	0.215
4	15.3	302.359	174998.935	202.607	61259.98	0.1201	36.31105	517.496	104848.124	0.215
3	12.24	302.359	80959.468	202.607	61259.98	-0.479	-144.843	372.653	75501.945	0.215
2	8.16	320.644	80960.468	202.607	64964.64	-1.412	-452.632	-79.979	-16204.266	0.215
1	4.08	320.644	89489.514	202.607	64964.64	-1.211	-388.455	-468.433	-94907.782	0.215
0	0	1823.656								

Tableau. V.4 détermination des pulsations , périodes, mode propre (HOLZER) sens OY

Mode de vibration:1

Niv	Mk	X	Mk*X	Som (Mk*X)	Som (Mk*X)^2	Mk*X^2	Som (Mk*X^2)	Som (Mk)	PART/ MASS
6	278.818	1	278.818	1771.6844	3138865.51	278.818	1722.814	1823.65 6	0.999
5	298.832	0.99 7	297.935 5	1492.8664		297.042	1443.996		
4	302.359	0.99 0	299.335 4	1194.9309		296.342	1146.955		
3	302.359	0.98 0	296.311 8	895.59546		290.386	850.613		
2	320.644	0.95 2	305.253 1	599.28364		290.601	560.227		
1	320.644	0.91 7	294.030 5	294.03055		269.626	269.626		

Mode de vibration:2

NIV	Mk	X	Mk*X	Som(Mk*X)	Som (Mk*X)^2	Mk*X^2	Som(Mk*X^2)	Som(Mk)	PART/ MASS
6	278.818	1	278.818	1281.6094	1642522.71	278.818	1064.514	1823.656	0.846
5	298.832	0.963	287.7752	1002.7914		277.128	785.696		
4	302.359	0.888	268.4948	715.01621		238.423	508.569		
3	302.359	0.779	235.5377	446.52141		183.484	270.146		
2	320.644	0.493	158.0775	210.98375		77.932	86.662		
1	320.644	0.165	52.90626	52.90626		8.729533	8.730		

Mode de vibration:3

NIV	Mk	X	Mk*X	Som(Mk*X)	Som (Mk*X)^2	Mk*X^2	Som(Mk*X^2)	Som(Mk)	PART/ MASS
6	278.818	1	278.818	729.99092	532886.749	278.818	899.698	1823.656	0.325
5	298.832	0.917	274.0289	451.17292		251.285	620.880		
4	302.359	0.752	227.374	177.14398		170.985	369.595		
3	302.359	0.520	157.2267	-50.22999		81.758	198.610		
2	320.644	-0.045	-14.429	-207.4567		0.649	116.852		
1	320.644	-0.602	-193.028	-193.0277		116.2027	116.203		

Mode de vibration:4

Niv	Mk	X	Mk*X	Som(Mk*X)	Som (Mk*X) ²	Mk*X ²	Som (Mk*X ²)	Som(Mk)	PART/ MASS
6	278.818	1	278.818	248.97758	61989.8353	278.818	1151.554	1823.656	0.030
5	298.832	0.863	257.892	-29.84042		222.561	872.736		
4	302.359	0.600	181.4154	-287.7324		108.849	650.175		
3	302.359	0.248	74.98503	-469.1478		18.596	541.326		
2	320.644	-0.540	-173.148	-544.1329		93.500	522.730		
1	320.644	-1.157	-370.985	-370.9851		429.2298	429.230		

Mode de vibration:5

NIV	Mk	X	Mk*X	Som(Mk*X)	Som (Mk*X) ²	Mk*X ²	Som (Mk*X ²)	Som(Mk)	PART/ MASS
6	278.818	1	278.818	-173.8482	30223.2064	278.818	1520.385	1823.656	0.011
5	298.832	0.791	236.3761	-452.6662		186.974	1241.567		
4	302.359	0.405	122.4554	-689.0423		49.594	1054.594		
3	302.359	-0.073	-22.0722	-811.4977		1.611	1004.999		
2	320.644	-1.009	-323.53	-789.4255		326.442	1003.388		
1	320.644	-1.453	-465.896	-465.8957		676.9465	676.946		

Mode de vibration:6

NIV	Mk	X	Mk*X	Som(Mk*X)	Som (Mk*X) ²	Mk*X ²	Som (Mk*X ²)	Som(Mk)	PART/ MASS
6	278.818	1	278.818	-449.8131	202331.82	278.818	1545.068	1823.656	0.072
5	298.832	0.676	202.0104	-728.6311		136.559	1266.250		
4	302.359	0.119	35.98072	-930.6415		4.282	1129.691		
3	302.359	-0.480	-145.132	-966.6222		69.664	1125.410		
2	320.644	-1.354	-434.152	-821.4899		587.842	1055.746		
1	320.644	-1.208	-387.338	-387.338		467.9042	467.904		

Tableau. V.5 détermination de participation des masse dans sens OX

Mode de vibration:1

NIV	Mk	X	Mk*X	Som(Mk*X)	Som (Mk*X) ²	Mk*X ²	Som(Mk*X ²)	Som(Mk)	PART/ MASS
6	278.818	1	278.818	1774.2312	3147896.48	278.818	1727.599	1823.656	0.999
5	298.832	0.997	297.9355	1495.4132		297.042	1448.781		
4	302.359	0.990	299.3354	1197.4777		296.342	1151.739		
3	302.359	0.981	296.6142	898.14232		290.979	855.397		
2	320.644	0.955	306.215	601.52814		292.435	564.419		
1	320.644	0.921	295.3131	295.31312		271.9834	271.983		

Mode de vibration:2

NIV	Mk	X	Mk*X	Som(Mk*X)	Som (Mk*X) ²	Mk*X ²	Som(Mk*X ²)	Som(Mk)	PART/ MASS
6	278.818	1	278.818	1302.8907	1697524.05	278.818	1087.202	1823.656	0.856
5	298.832	0.966	288.6717	1024.0727		278.857	808.384		
4	302.359	0.897	271.216	735.40094		243.281	529.527		
3	302.359	0.795	240.3754	464.18492		191.098	286.246		
2	320.644	0.512	164.1697	223.80951		84.055	95.148		
1	320.644	0.186	59.63978	59.639784		11.093	11.093		

Mode de vibration:3

NIV	Mk	X	Mk*X	Som(Mk*X)	Som (Mk*X) ²	Mk*X ²	Som(Mk*X ²)	Som(Mk)	PART/ MASS
6	278.818	1	278.818	748.10856	559666.413	278.818	915.624	1823.656	0.335
5	298.832	0.921	275.2243	469.29056		253.482	636.806		
4	302.359	0.766	231.607	194.06629		177.411	383.325		
3	302.359	0.545	164.7857	-37.54071		89.808	205.914		
2	320.644	-0.030	-9.61932	-202.3264		0.289	116.106		
1	320.644	-0.601	-192.707	-192.707		115.8169	115.817		

Mode de vibration:4

NIV	Mk	X	Mk*X	Som(Mk*X)	Som (Mk*X) ²	Mk*X ²	Som(Mk*X ²)	Som(Mk)	PART/ MASS
6	278.818	1	278.818	287.75266	82801.5928	278.818	1159.694	1823.656	0.039
5	298.832	0.873	260.8803	8.934659		227.749	880.876		
4	302.359	0.628	189.8815	-251.9457		119.246	653.127		
3	302.359	0.297	89.80062	-441.8271		26.671	533.881		
2	320.644	-0.507	-162.567	-531.6278		82.421	507.211		
1	320.644	-1.151	-369.061	-369.0612		424.7895	424.789		

Mode de vibration:5

NIV	Mk	X	Mk*X	Som(Mk*X)	Som (Mk*X) ²	Mk*X ²	Som(Mk*X ²)	Som(Mk)	PART/ MASS
6	278.818	1	278.818	-202.3828	40958.7973	278.818	1607.815	1823.656	0.014
5	298.832	0.793	236.9738	-481.2008		187.920	1328.997		
4	302.359	0.410	123.9672	-718.1746		50.827	1141.076		
3	302.359	-0.063	-19.0486	-842.1418		1.200	1090.250		
2	320.644	-1.058	-339.241	-823.0931		358.917	1089.050		
1	320.644	-1.509	-483.852	-483.8518		730.1324	730.132		

Mode de vibration:6

NIV	Mk	X	Mk*X	Som(Mk*X)	Som (Mk*X) ²	Mk*X ²	Som(Mk*X ²)	Som(Mk)	PART/ MASS
6	278.818	1	278.818	-468.1482	219162.723	278.818	1598.117	1823.656	0.075
5	298.832	0.677	202.3093	-746.9662		136.963	1319.299		
4	302.359	0.120	36.28308	-949.2754		4.354	1182.336		
3	302.359	-0.479	-144.83	-985.5585		69.374	1177.982		
2	320.644	-1.411	-452.429	-840.7286		638.377	1108.608		
1	320.644	-1.211	-388.3	-388.2999		470.2312	470.231		

Tableau. V.6 détermination de participation des masse dans sens OY

• **Nombre de modes à considérer** (RPA99/V2003 Article- 4.3.4)

Le nombre de modes à considérer pour les structures représentées par des modèles plans (unidimensionnel) dans deux directions d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, **ou** bien le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

• **Spectre de réponse de calcul** (RPA99/V2003 Article- 4.3.3)

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA99/V2003 formule 4.13)}$$

Exemple d'application (mode 1)

$T=5.493 \geq 3.0s$

$\implies \frac{S_a}{g} = 2.5 \times 0.935 \times \left(\frac{0.4}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{1.2}{5}\right) \left(\frac{3}{5.493}\right)^{5/3}$

$\frac{S_a}{g} = 0.016$

MODE	period	μ	Q	R	T1	T2	A	Sa/g
1	5.493	0.935	1.2	5	0.15	0.40	0.25	0.016
2	1.636	0.935	1.2	5	0.15	0.40	0.25	0.066
3	1.087	0.935	1.2	5	0.15	0.40	0.25	0.086
4	0.847	0.935	1.2	5	0.15	0.40	0.25	0.102
5	0.685	0.935	1.2	5	0.15	0.40	0.25	1.118
6	0.551	0.935	1.2	5	0.15	0.40	0.25	0.136

Tableau. V.6 détermination les Spectre de réponse sens OX

MODE	period	μ	Q	R	T1	T2	A	Sa/g
1	0.971	0.935	1.2	5	0.15	0.40	0.25	0.093
2	0.665	0.935	1.2	5	0.15	0.40	0.25	0.120
3	0.580	0.935	1.2	5	0.15	0.40	0.25	0.131
4	0.491	0.935	1.2	5	0.15	0.40	0.25	0.147
5	0.362	0.935	1.2	5	0.15	0.40	0.25	1.168
6	0.215	0.935	1.2	5	0.15	0.40	0.25	0.168

Tableau .V.7 détermination les Spectre de réponse sens OY

▪ **Détermination des efforts tranchant à la base pour chaque mode :**

D'après le guide de calcul des forces sismiques (CGS : Centre de Génie parasismique) ; on peut calculer les valeurs des efforts tranchant à la base pour chaque mode comme suit :

$$V_i = \left[\begin{array}{c} S_a \\ g \end{array} \right] W_t \bar{\alpha}_i$$

i : indice de mode

W_t : poids total de la structure.

Exemple d'application (mode 1) sens XX

$$V_1 = 0.091 \times 1823.656 \times 0.999 = 166.672 \text{ t}$$

Les résultants dans le tableau suivant:

❖ **SENS OX**

MODE	sa/g	Wt	\bar{a}	Vi
1	0.016	1823.656	0.999	29.257
2	0.066	1823.656	0.846	101.640
3	0.086	1823.656	0.325	51.209

Tableau .V.8 Effort tranchant / mode sens X-X

❖ **SENS OY**

MODE	sa/g	Wt	\bar{a}	Vi
1	0.093	1823.656	0.999	169.907
2	0.120	1823.656	0.856	187.269
3	0.131	1823.656	0.335	80.302

Tableau .V.9 Effort tranchant / mode sens Y-Y

❖ **Estimation des efforts sismiques de niveau pour chaque mode :**

On peut calculer les forces sismiques de niveau par la formule suivante (Réf. CGS) :

$$F_{ki} = \frac{V_i \cdot W_k \cdot \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n W_k \cdot \phi_{ki}}$$

i : mode considéré.

k : Niveau considéré

Mode 1 et niveau 1:

$$V_1 = 29.257t \quad \Longrightarrow \quad F_{11} = \frac{V_1 \times W_1 \times \phi_{11}}{\sum_{k=1}^n W_k \times \phi_{k1}}$$

$$\sum_{k=1}^n W_k \times \phi_{k1} = 320.644 \times 0.917 + 320.644 \times 0.952 + 302.359 \times 0.980 + 302.359 \times 0.990 + 298.832 \times 0.997 + 278.818 \times 1 = 1771.684t$$

$$F_{11} = \frac{29.257 \times 278.818 \times 0.997}{1771.684} = 4.604t$$

Résume les résultats comme suit:(résultats de EXCEL)

❖ **SENS OX**

MODE	Ni	Wk	Xi	Vi	Wk*Xi	Som(Wk*Xi)	Fki	ABS(Fki)
1	6	278.818	1	29.257	278.818	1771.625	4.604	4.604
	5	298.832	0.997	29.257	297.8605	1771.625	4.919	4.919
	4	302.359	0.990	29.257	299.343	1771.625	4.943	4.943
	3	302.359	0.980	29.257	296.2547	1771.625	4.892	4.892
	2	320.644	0.952	29.257	305.2782	1771.625	5.041	5.041
	1	320.644	0.917	29.257	294.0702	1771.625	4.856	4.856

MODE	Ni	Wk	Xi	Vi	Wk*Xi	Som(Wk*Xi)	Fki	ABS(Fki)
2	6	278.818	1	101.640	278.818	1281.609	22.112	22.112
	5	298.832	0.963	101.640	287.775	1281.609	22.822	22.822
	4	302.359	0.888	101.640	268.495	1281.609	21.293	21.293
	3	302.359	0.779	101.640	235.538	1281.609	18.680	18.680
	2	320.644	0.493	101.640	158.077	1281.609	12.537	12.537
	1	320.644	0.165	101.640	52.906	1281.609	4.196	4.196

MODE	Ni	Wk	Xi	Vi	Wk*Xi	Som(Wk*Xi)	Fki	ABS(Fki)
3	6	278.818	1	51.209	278.818	729.991	19.559	19.559
	5	298.832	0.917	51.209	274.0289	729.991	19.223	19.223
	4	302.359	0.752	51.209	227.374	729.991	15.950	15.950
	3	302.359	0.520	51.209	157.2267	729.991	11.029	11.029
	2	320.644	-0.045	51.209	-14.429	729.991	-1.012	1.012
	1	320.644	-0.602	51.209	-193.028	729.991	-13.541	13.541

Tableau .V.10 Forces sismique / mode sens X-X

❖ SENS OY

MODE	Ni	Wk	Xi	Vi	Wk*Xi	some(Wk*Xi)	Fki	ABS(Fki)
1	6	278.818	1	169.907	278.818	1774.884	26.691	26.691
	5	298.832	0.997	169.907	297.954	1774.884	28.523	28.523
	4	302.359	0.991	169.907	299.6328	1774.884	28.683	28.683
	3	302.359	0.982	169.907	296.8403	1774.884	28.416	28.416
	2	320.644	0.955	169.907	306.2223	1774.884	29.314	29.314
	1	320.644	0.921	169.907	295.4166	1774.884	28.280	28.280

MODE	Ni	Wk	Xi	Vi	Wk*Xi	Som(Wk*Xi)	Fki	ABS(Fki)
2	6	278.818	1	187.269	278.818	1303.820	40.047	40.047
	5	298.832	0.966	187.269	288.731	1303.820	41.471	41.471
	4	302.359	0.897	187.269	271.335	1303.820	38.972	38.972
	3	302.359	0.796	187.269	240.5856	1303.820	34.556	34.556
	2	320.644	0.513	187.269	164.4335	1303.820	23.618	23.618
	1	320.644	0.187	187.269	59.9171	1303.820	8.606	8.606

MODE	Ni	Wk	Xi	Vi	Wk*Xi	Som(Wk*Xi)	Fki	ABS(Fki)
3	6	278.818	1	80.302	278.818	748.618	29.908	29.908
	5	298.832	0.922	80.302	275.4687	748.618	29.549	29.549
	4	302.359	0.766	80.302	231.7262	748.618	24.856	24.856
	3	302.359	0.546	80.302	165.0864	748.618	17.708	17.708
	2	320.644	-0.030	80.302	-9.77079	748.618	-1.048	1.048
	1	320.644	-0.601	80.302	-192.71	748.618	-20.671	20.671

Tableau .V.11 Forces sismique / mode sens Y-Y

❖ **Combinaison des réponses modales :** (RPA99/V2003 Article- 4.3.5)

- a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}; (T_i \leq T_j)$ vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}) \quad (\text{RPA99/V2003 formule 4.15})$$

- b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad (\text{RPA99/V2003 formule 4.16})$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

k : nombre de modes retenus.

- c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad (\text{RPA99/V2003 formule 4.17})$$

❖ **Exemple d'application(sens XX)**

Mode 1, $T=5.493s$

Mode 2, $T=1.636s$

$$r = \frac{1.636}{5.493} = 0.298$$

$$r_{max} = \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} = \frac{10}{10 + 6} = 0.625$$

$r < r_{max}$ \implies le mode (1) et(2) sont indépendant

De même façon pour les autres modes

SENS OX

Mode i	Mode i+1	r=i+1/i	r max	Indépendanes
5.493	1.636	0.298	0.625	OUI
1.636	1.087	0.664	0.625	NON

❖ SENS OY

Mode i	Mode i+1	r=i+1/i	r max	Indépendanes
0.971	0.665	0.685	0.625	NON
0.665	0.580	0.872	0.625	NON

❖ Calcul des forces sismique par niveau :

Exemple d'application(sens xx , niveau1)

$$F_{1X} = \sqrt{(F_{11})^2 + (IF_{21}I + IF_{31}I)^2}$$

$$F_{1X} = \sqrt{(4.604)^2 + (22.112 + 19.559)^2}$$

$$F_{1X} = 41.925t$$

	IF111^2	IF211	IF311	Fsis
F6	21.201	22.112	19.559	41.925
F5	24.196	22.822	19.223	42.332
F4	24.437	21.293	15.950	37.570
F3	23.935	18.680	11.029	30.109
F2	25.416	12.537	1.012	14.456
F1	23.584	4.196	13.541	18.390
			Somme	184.783

Tableau .V.12 Forces sismique totale par niveau sens X-X

	IF111^2	IF211	IF311	Fsis
F6	712.403	40.047	29.908	74.874
F5	813.547	41.471	29.549	76.533
F4	822.741	38.972	24.856	69.977
F3	807.477	34.556	17.708	59.489
F2	859.326	23.618	1.0481	38.311
F1	799.750	8.606	20.671	40.705
			Somme	359.889

Tableau .V.13 Forces sismique totale par niveau sens Y-Y

Remarque: Les valeurs des forces sismique pur les autres niveaux, sont données ci-dessous par le programme (EXCEL)

• **Exemple d'application (sens XX)**

$$V = \sqrt{(V_1)^2 + (|V_2| + |V_3|)^2}$$

$$V_{1,X} = \sqrt{(29.257)^2 + (101.640 + 51.209)^2}$$

$$V_{1,X} = 155.624 \text{ t}$$

	V_x	V_y
V/BASE	155.624	316.958

Tableau. V14 Efforts tranchant à la base

❖ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/V2003 Art- 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$S_i V_t > 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$

Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul							
V (t)		V_t (t)		0,8.V (t)		V_t > 0.8V	
M.S.E		M.DYN		M.S.E			
Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
168.615	168.615	155.624	316.958	134.892	134.892	CV	CV

Tableau V.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

❖ **Calcul des déplacements : (RPA99/V2003 Article- 4.4.3)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_k : déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{RPA99/V2003 formule 4.20})$$

- pour évaluer les valeurs de déplacements (δ_{ek}) dus aux forces sismiques F_t , on a besoin de résoudre la forme mathématique suivante :

$$\delta_e = [K]^{-1} \cdot \{F\}$$

D'où,

$\{F\}$: vecteur des forces sismique au niveau (j)

$[K]$: matrice de rigidité du modèle étudié.

Pour calcul le déplacement on utilise le programme « **Scientifique Workplace** »

NIVEAU	δ_e	$\delta_k = \delta_e \times R$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\Delta_{adm} = (1\% h_i)$	Comparée
1	0.0263	0.1315	0.1315	0.0408	N/V
2	0.0521	0.2605	0.1290	0.0408	N/V
3	0.0703	0.3515	0.0910	0.0408	N/V
4	0.0759	0.3795	0.0280	0.0306	V
5	0.0789	0.3945	0.0150	0.0306	V
6	0.0805	0.4025	0.0080	0.0306	V

Tableau V.13. Déplacement dû aux forces sismiques sens longitudinal X-X

NIVEAU	δ_e	$\delta_k = \delta_e \times R$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\Delta_{adm} = (1\% h_i)$	Comparée
1	0.0402	0.2010	0.2010	0.0408	N/V
2	0.0754	0.3770	0.1760	0.0408	N/V
3	0.101	0.5050	0.1280	0.0408	N/V
4	0.109	0.5450	0.0400	0.0306	N/V
5	0.113	0.5650	0.0200	0.0306	V
6	0.115	0.5750	0.0100	0.0306	V

Tableau V.14. Déplacement dû aux forces sismiques sens longitudinal Y-Y

D'après les règles (RPA99/V2003Art5.10), Les déplacements calculés ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage considéré

- Justification vis a vis de l'effet P- Δ (RPA99/V2003 Article - 5.9)

Les effets du 2° ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total 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 » : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, 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 $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Exemple d'application:

On va calculer la valeur de (θ), pour le premier niveau sens OX

$P_K = 1823.656$ t

$\Delta_1 = 0.1315$ m

$h_1 = 4.08$ m

$V_1 = \sum F_i = 168.615$ t

$$\theta = \frac{1823.656 \times 0.1315}{168.615 \times 4.08} = 0.348$$

$\theta = 0.348 > 0.20$ donc structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

NIV	M	P_K	Δ_K	V_K	h_k	θ	
1	320.644	1823.656	0.1315	168.615	4.08	0.3486	redimensionnée
2	320.644	1503.012	0.129	159.799	4.08	0.2974	redimensionnée
3	302.359	1182.368	0.0910	142.165	4.08	0.1855	Il faut amplifier la force sismique
4	302.359	880.009	0.0280	117.223	3.06	0.0687	OK
5	298.832	577.65	0.0150	86.045	3.06	0.0329	OK
6	278.818	278.818	0.0080	49.065	3.06	0.0149	OK

Tableau V.15. Justification vis avis de l'effet P-Delta sens X-X

	$F_{sis}(t)$
F_6	41.925
F_5	42.332
F_4	37.570
F_3	36.967
F_2	14.456
F_1	18.390

Tableau V.16. Les forces sismiques totales amplifiées par niveau sens X-X

NIV	M	P_K	Δ_K	V_K	h_k	θ	
1	320.644	1823.656	0.2010	168.615	4.08	0.5328	redimensionnée
2	320.644	1503.012	0.1760	159.799	4.08	0.4057	redimensionnée
3	302.359	1182.368	0.1280	142.165	4.08	0.2609	redimensionnée
4	302.359	880.009	0.0400	117.223	3.06	0.0981	OK
5	298.832	577.65	0.0200	86.045	3.06	0.0439	OK
6	278.818	278.818	0.0100	49.065	3.06	0.0186	OK

Tableau V.17. Justification vis avis de l'effet P-Delta sens Y-Y

	F_{sis(t)}
F₆	74.874
F₅	76.533
F₄	69.977
F₃	70.437
F₂	38.311
F₁	40.705

Tableau V.18. Les forces sismiques totales amplifiées par niveau *sens Y-Y*

Remarque1: Les valeurs θ pour les autres niveaux, sont données dans les tableaux ci-dessous avec les résultats de programme(excel).

Remarque2: pour vérification les effort normal réduit ,la condition ne pas vérifie, alors nous suggérons de changer les dimensions des poteau.

-Répartition des efforts par étage (j) aux différents portiques:

Portiques longitudinal :

$$F_{kx}^{(i)} = F_{kx} \frac{R_{kx}^{(i)}}{R_{kx}} + F_{kx} \cdot \frac{R_{kx}^{(i)} y_k^{(i)}}{R_{k\theta}} e_{yk}$$

Portiques transversal :

$$F_{ky}^{(i)} = F_{ky} \frac{R_{ky}^{(i)}}{R_{ky}} + F_{ky} \cdot \frac{R_{ky}^{(i)} x_k^{(i)}}{R_{k\theta}} e_{xk}$$

$F_{ky} ; F_{kx}$: Effort résultant dans l'étage (k)

$R_{kx} ; R_{ky}$: Rigidité relative l'étage (k)

$R_{k\theta}$: Rigidité à la torsion de l'étage (k)

$F_{ky}^{(i)} ; F_{kx}^{(i)}$: Rigidité relative de portique (i) dans l'étage (k)

$y_k^{(i)} ; x_k^{(i)}$: Coordonnée et l'abscisse du portique (i)

$e_{xk} ; e_{yk}$: Excentricité

Répartitions des efforts :

Sens transversal OX

								translation	rotation	effort	moment de torsion
NIV	axe (i)	Rij(KN/m)	some(Rij)	Fij(T)	ey(m)	Rij(theta)	y'i(m)	F'ji(T)	F''ji(T)	Fij(T)	M(T.m)
RDC	1	89489.514	536937.08	18.390	0.885	46426094.43	-13.179	3.065	-0.413	3.065	16.275
	2	89489.514					-10.179	3.065	-0.319	3.065	
	3	89489.514					-6.579	3.065	-0.206	3.065	
	4	89489.514					-2.879	3.065	-0.090	3.065	
	5	89489.514					0.921	3.065	0.029	3.094	
	6	89489.514					4.521	3.065	0.142	3.207	
EC1	1	80959.468	485756.808	14.456	0.885	54217188.63	-15.149	2.409	-0.289	2.409	12.793
	2	80959.468					-12.149	2.409	-0.232	2.409	
	3	80959.468					-8.549	2.409	-0.163	2.409	
	4	80959.468					-4.849	2.409	-0.093	2.409	
	5	80959.468					-1.049	2.409	-0.020	2.409	

	6	80959.468					2.551	2.409	0.049	2.458	
EC2	1	80959.468	485756.808	36.967	0.885	54217188.63	-15.149	6.161	-0.740	6.161	32.716
	2	80959.468					-12.149	6.161	-0.594	6.161	
	3	80959.468					-8.549	6.161	-0.418	6.161	
	4	80959.468					-4.849	6.161	-0.237	6.161	
	5	80959.468					-1.049	6.161	-0.051	6.161	
	6	80959.468					2.551	6.161	0.125	6.286	
EC3	1	174996.935	1049981.6	37.570	0.885	131500777.6	-16.139	6.262	-0.714	6.262	33.249
	2	174996.935					-13.139	6.262	-0.581	6.262	
	3	174996.935					-9.539	6.262	-0.422	6.262	
	4	174996.935					-5.839	6.262	-0.258	6.262	
	5	174996.935					-2.039	6.262	-0.090	6.262	
	6	174996.935					1.561	6.262	0.069	6.331	
EC4	1	174996.935	1049981.6	42.332	0.885	131500777.6	-16.139	7.055	-0.805	7.055	37.463
	2	174996.935					-13.139	7.055	-0.805	7.055	
	3	174996.935					-9.539	7.055	-0.476	7.055	
	4	174996.935					-5.839	7.055	-0.291	7.055	
	5	174996.935					-2.039	7.055	-0.102	7.055	
	6	174996.935					1.561	7.055	0.078	7.133	
EC5	1	174996.935	1049981.6	41.925	0.885	131500777.6	-16.139	6.988	-0.797	6.988	37.103
	2	174996.935					-13.139	6.988	-0.649	6.988	
	3	174996.935					-9.539	6.988	-0.471	6.988	
	4	174996.935					-5.839	6.988	-0.288	6.988	
	5	174996.935					-2.039	6.988	-0.101	6.988	
	6	174996.935					1.561	6.988	0.077	7.065	

Tableau V.19.Répartition des efforts sens OX

Sens longitudinal OY

							translation	rotation	effort	moment de torsion	
NIV	axe (i)	Rij(KN/m)	some(Rij)	Fij(T)	ex(m)	Rij(theta)	x'i(m)	F'ji(T)	F''ji(T)	Fij(T)	M(T.m)
RDC	A	70212.038	351060.19	40.705	0.735	46426094.43	-4.812	8.141	-0.218	8.141	29.918
	B	70212.038					-1.212	8.141	-0.055	8.141	
	C	70212.038					2.587	8.141	0.117	8.258	
	D	70212.038					6.287	8.141	0.284	8.425	
	E	70212.038					9.887	8.141	0.447	8.588	
EC1	A	55256.167	276280.835	38.311	0.735	54217188.63	-4.186	7.662	-0.120	7.662	28.159
	B	55256.167					-0.586	7.662	-0.017	7.662	
	C	55256.167					3.214	7.662	0.092	7.754	

	D	55256.167					6.914	7.662	0.198	7.861	
	E	55256.167					10.514	7.662	0.302	7.964	
EC2	A	55256.167	276280.835	70.437	0.735	54217188.63	-4.186	14.087	-0.221	14.087	51.771
	B	55256.167					-0.586	14.087	-0.031	14.087	
	C	55256.167					3.214	14.087	0.170	14.257	
	D	55256.167					6.914	14.087	0.365	14.452	
	E	55256.167					10.514	14.087	0.555	14.642	
EC3	A	112111.705	560558.53	69.977	0.735	131500777.6	-3.929	13.995	-0.172	13.995	51.433
	B	112111.705					-0.329	13.995	-0.014	13.995	
	C	112111.705					3.471	13.995	0.152	14.148	
	D	112111.705					7.171	13.995	0.314	14.310	
	E	112111.705					10.771	13.995	0.472	14.468	
EC4	A	112111.705	560558.53	76.533	0.735	131500777.6	-3.929	15.307	-0.188	15.307	56.252
	B	112111.705					-0.329	15.307	-0.188	15.307	
	C	112111.705					3.471	15.307	0.166	15.473	
	D	112111.705					7.171	15.307	0.344	15.651	
	E	112111.705					10.771	15.307	0.517	15.823	
EC5	A	112111.705	560558.53	74.874	0.735	131500777.6	-3.929	14.975	-0.184	14.975	55.032
	B	112111.705					-0.329	14.975	-0.015	14.975	
	C	112111.705					3.471	14.975	0.163	15.138	
	D	112111.705					7.171	14.975	0.336	15.311	
	E	112111.705					10.771	14.975	0.505	15.480	

Tableau V.20. Répartition des efforts sens OY

❖ Vérifications des renversements et la stabilité de la structure:

$$C_s = \frac{M_{sta}}{M_{ren}} \geq 1.5$$

$$M_{sta} = \sum W_i \cdot b_i$$

$$M_{ren} = \sum F_i \cdot h_i$$

sens	$M_{sta}(t.m)$	$M_{ren}(t.m)$	C_s	$C_s \geq 1.5$
x-x	13403.872	629.635	21.288	cv
y-y	15842.099	1287.203	12.307	cv

Tableau V.19. Vérification de stabilité de la structure contre le renversement



CHAPITRE VI
Etude des portique

VI.1. Les combinaisons des charges:

Pour l'état limite ultime de résistance la combinaison est:

$$1.35G+1.5Q$$

Pour l'état limite de service, la combinaison est :

$$G+Q$$

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales spécifiées sont données ci-dessous.

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour des combinaison des charges sur le bas de règlement en vigueur.

a) $G + Q \pm E$

b) $0.8G \pm E$

Exception: les poteaux dans les ossatures auto stables doivent être conçu pour :

$$G + Q \pm 1.2E$$

G: charge permanent.

Q: charge d'exploitation.

E: effet de séisme.

VI.1.1. Ferrailages les portique :

Le ferrailage des poutre et des poteaux sera effectue selon le règlement BAEL91 et en vérifiant les conditions données par le RPA99V 2003.

Nous avons évaluer le ferrailage en détails avec les vérifications du portique B.

Remarque : calcul des sollicitations l'aide de logiciel Autodesk Robot structural

Analysais Professional 2012

1-Les poutres:

Niv	Sollicitations	Combinaison		
		1.35G+1.5Q	G+Q+E	G+Q
Terrasse	$T_{max}(KN)$	90.62	-	-
	$M_{Tmax}(KN.m)$	36.27	-	24.41
	$M_{a max}(KN.m)$	-	58.44	-37.43
Etage	$T_{max}(KN)$	98.42	-	-
	$M_{Tmax}(KN.m)$	30.16	-	23.26
	$M_{a max}(KN.m)$	-	90.42	-42.91

Tableau. VI.1. Sollicitations max des poutres longitudinal

2-Poteaux:

Sollicitations	Combinaison	
	0.8G-E	G+Q+1.2E
$T_{max}(KN)$	-	57.85
$N_{max}(KN)$	285.45	1254.65
$M_{a max}(KN.m)$	68.23	-

Tableau. VI.2. Sollicitations max des poteaux.

VI.1.1.1. Ferrailages des poutres:

Les poutre sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant, donc le calcul du ferrailage se fera en **flexion simple** avec fissuration peu nuisible.

Le ferrailage se fera conformément aux règles BAEL91 en respectant le RPA99

Vérifications nécessaires:**Ferrailage longitudinal:**

- Selon le BAEL91:

$$A_{CNF} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Selon le RPA 99:

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{min} = \begin{cases} 4\% \cdot b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\% \cdot b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Calcul de la section d'armatures longitudinales :

On prend l'enrobage $c=3$ cm

La poutre est calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=30$ cm et d'une hauteur utile $d=37$ cm ; soumise à la flexion simple sollicitée par un moment max:

- **Terrasse:**

$$\begin{cases} M_{t \max} = 36.27 \text{ KN.m} \\ M_{A \max} = 58.44 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 90.62 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{36.27 \times 10^3}{30(37)^2 \times 18.478} = 0.001 \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.001$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.999$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{36.27 \times 10^3}{0.999 \times 37 \times 400} = 2.45 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

-Condition de non fragilité : BAEL91(Art B.6.4)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 30 \times 37}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 < A_s \quad (\text{c.v})$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.5\% b \cdot h$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.005 \times 30 \times 37 = 5.55 \text{ cm}^2$$

-sur appui:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{58.44 \times 10^3}{30(37)^2 \times 18.478} = 0.002 \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.003$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.999$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{58.44 \times 10^3}{0.999 \times 37 \times 400} = 3.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité : BAEL91(Art B.6.4)

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 30 \times 37}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 < A_s \quad (\text{c.v})$$

$$A_{min}(RPA) = 0.5\% b \cdot h$$

$$A_{min}(RPA) = 0.005 \times 30 \times 37 = 5.55 \text{ cm}^2$$

$$A_T = A_{sup} + A_{inf} = 3T12 + 4T12 = 7.91 \text{ cm}^2 > 5.55 \text{ cm}^2 \quad (\text{c.v})$$

- **Vérification des contraintes :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Lorsque les contraintes de la compression de béton et de traction des armatures sont vérifiées, le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire.

-En travée:

Position de l'axe neutre :

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 3.39}{30} = 1.695 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 1.695 \times 37 = 125.43 \text{ cm}^2$$

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

$$y_1 = -1.695 + \sqrt{(1.695)^2 + 125.43}$$

$$y_1 = 9.63 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{30 \times (9.63)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (37 - 9.63)^2$$

$$I = 47023.127 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{24.41 \times 10^3}{47023.127} = 0.519 \text{ Mpa/cm}$$

Etat limite de compression du béton:

$$\sigma_b = KY_1 = 0.519 \times 9.63 = 4.998 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa (cv)}$$

-Sur appui:

Position de l'axe neutre:

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 4.52}{30} = 2.26 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 2.26 \times 37 = 167.24 \text{ cm}^2$$

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

$$y_1 = -2.26 + \sqrt{(2.26)^2 + 167.24}$$

$$y_1 = 10.868 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{30 \times (10.868)^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (37 - 10.868)^2$$

$$I = 59135.927 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{37.43 \times 10^3}{59135.927} = 0.633 \text{ Mpa/cm}$$

Etat limite de compression du béton:

$$\sigma_b = KY_1 = 0.633 \times 10.868 = 6.879 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa (cv)}$$

-Condition tangentielle: BAEL91(Art.5.1.1)

$$T_{u \max} = 90.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{90.62 \times 10^3}{30 \times 37 \times 100} = 0.003 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \tau_{ul} = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_{ul} = \frac{0.20 \times f_{c28}}{1.15} = \frac{0.20 \times 25}{1.15} = 4.35 \text{ Mpa} \geq 0.003 \text{ Mpa} \quad (\text{cv})$$

Armatures transversales:

- Diamètre des armatures transversales: BAEL91(Art A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l \min, \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{370}{35}, 12, \frac{300}{10} \right\} \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min \{10.57, 12, 30\} \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min 10.57 \text{ mm}$$

on ponde : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit $f_e = 235 \text{ Map}$ selon BEAL(Art A.7.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{uv} - 0.3 \times k \times f_{c28}}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$K=1$ (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ (α : l'inclinaison des asiers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.003 - 0.3 \times 1 \times 2.1}{0.9 \times (1+0)} \times 30 \times \frac{1}{235} = -0.089 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

pourcentage minimal:

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \times f_e > 0.4 \text{ Mpa} \longrightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0.4 \times 30}{235} = 0.051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max \{-0.089; 0.051\} = 0.051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

S_t : l'espacement minimal.

Espacement des cadres ou d'étriers BAEL91 (Art.5.2)

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

$$S_t = \min(0,9 \times 37; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

Selon la règle de RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)

L'espacement maximum entre les armatures transversale et détermine somme suit:

-dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \longrightarrow S_t \leq \min(10; 12.684)$$

Donc prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

Donc on prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.051 \text{ cm}^2 / \text{cm} \rightarrow A_t = 0.051 \times S_t$$

$$A_t = 0.051 \times 20 = 1.02 \text{ cm}^2 \quad (\text{selon BAEL91})$$

Selon RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversale minimales est donnée par:

$$A_t = 0.003 S_t b$$

$$A_t = 0.003 \times 30 \times 20 = 2.1 \text{ cm}^2 \quad (\text{selon RPA99})$$

$$A_t \geq \max(2,1; 1,02) \text{ cm}^2$$

on prend $A_t = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2 > 2.1 \text{ cm}^2$ (c.v)

- **Etage:**

$$\begin{cases} M_{t \max} = 30.16 \text{ KN.m} \\ M_{A \max} = 90.42 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 98.42 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{30.16 \times 10^3}{30(37)^2 \times 18.478} = 0.001 \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.001$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{30.16 \times 10^3}{1 \times 37 \times 400} = 2.038 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

-Condition de non fragilité : BAEL91(Art B.6.4)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 30 \times 37}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 < A_s \quad (\text{c.v})$$

$$A_{\min}(RPA) = 0.5\% b \cdot h$$

$$A_{min}(RPA) = 0.005 \times 30 \times 37 = 5.55 \text{ cm}^2$$

-sur appui:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{90.42 \times 10^3}{30(37)^2 \times 18.478} = 0.003 \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.004$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{90.42 \times 10^3}{0.998 \times 37 \times 400} = 6.12 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 5T14 = 7.70 \text{ cm}^2$

-Condition de non fragilité : BAEL91(Art B.6.4)

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 30 \times 37}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 < A_s \quad (\text{c.v})$$

$$A_{min}(RPA) = 0.5\%b \cdot h$$

$$A_{min}(RPA) = 0.005 \times 30 \times 37 = 5.55 \text{ cm}^2$$

$$A_T = A_{sup} + A_{inf} = 5T14 + 3T12 = 11.09 \text{ cm}^2 > 5.55 \text{ cm}^2 \quad (\text{c.v})$$

- **Vérification des contraintes :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Lorsque les contraintes de la compression de béton et de traction des armatures sont vérifiées, le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire.

En travée:

Position de l'axe neutre :

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 3.39}{30} = 1.695 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 1.695 \times 37 = 125.43 \text{ cm}^2$$

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

$$y_1 = -1.695 + \sqrt{(1.695)^2 + 125.43}$$

$$y_1 = 9.632 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{30 \times (9.632)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (37 - 9.632)^2$$

$$I = 47023.156 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{23.26 \times 10^3}{47023.156} = 0.495 \text{ Mpa/cm}$$

Etat limite de compression du béton:

$$\sigma_b = KY_1 = 0.495 \times 9.632 = 4.768 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa (cv)}$$

Sur appui:

Position de l'axe neutre:

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 7.70}{30} = 3.85 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 3.85 \times 37 = 284.9 \text{ cm}^2$$

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

$$y_1 = -3.85 + \sqrt{(3.85)^2 + 284.9}$$

$$y_1 = 13.462 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{30 \times (13.462)^3}{3} + 15 \times 7.70 \times (37 - 13.462)^2$$

$$I = 88387.894 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{42.91 \times 10^3}{88387.894} = 0.485 \text{ Mpa/cm}$$

Etat limite de compression du béton:

$$\sigma_b = KY_1 = 0.485 \times 13.462 = 6.535 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa (cv)}$$

-Condition tangentielle: BAEL91(Art.5.1.1)

$$T_{u \max} = 98.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{98.42 \times 10^3}{30 \times 37 \times 100} = 0.887 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \tau_{ul} = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_{ul} = \frac{0.20 \times f_{c28}}{1.15} = \frac{0.20 \times 25}{1.15} = 4.35 \text{ Mpa} \geq 0.887 \text{ Mpa (cv)}$$

Armatures transversales:

- Diamètre des armatures transversales: BAEL91(Art A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{l \min}, \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{370}{35}, 12, \frac{300}{10} \right\} \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min \{10.57, 12, 30\} \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min 10.57 \text{ mm}$$

on ponde : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit $f_e = 235 \text{ Mpa}$ selon BEAL(Art A.7.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{uv} - 0.3 \times k \times f_{c28}}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$K=1$ (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ (α : l'inclinaison des asiers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.887 - 0.3 \times 1 \times 2.1}{0.9 \times (1+0)} \times 30 \times \frac{1}{235} = 0.036 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

pourcentage minimal:

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \times f_e > 0.4 \text{ Mpa} \longrightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0.4 \times 30}{235} = 0.051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max \{0.036; 0.051\} = 0.051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

S_t : l'espacement minimal.

Espacement des cadres ou d'étriers BAEL91 (Art.5.2)

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40cm)$$

$$S_t = \min(0,9 \times 37; 40 cm) = 33.3 cm$$

Selon la règle de RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)

L'espacement maximum entre les armatures transversale et détermine somme suit:

-dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \longrightarrow S_t \leq \min(10; 12.684)$$

Donc prend : $S_t = 10 cm$

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t = \frac{40}{2} = 20 cm$$

Donc on prend : $S_t = 20 cm$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.051 cm^2/cm \longrightarrow A_t = 0.051 \times S_t$$

$$A_t = 0.051 \times 20 = 1.02 cm^2 \quad (\text{selon BAEL91})$$

Selon RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversale minimales est donnée par:

$$A_t = 0.003S_t b$$

$$A_t = 0.003 \times 30 \times 20 = 2.1 cm^2 \quad (\text{selon RPA99})$$

$$A_t \geq \max(2.1; 1.02) cm^2$$

$$\text{on prend } A_t = 5T8 = 2.51 cm^2 > 2.1 cm^2 \quad (\text{cv})$$

VI.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant, leur ferrailage se fera en **flexion composée** avec une fissuration peu nuisible.

Vérification nécessaires :**Ferrailage longitudinal :****Selon le BAEL91 :**

$$A_{CNF} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Selon le RPA99 :

$$A_{min} = 0.9\% \cdot b \cdot h \quad \text{en zone III}$$

$$A_{max} = \begin{cases} 3\% \cdot b \cdot h & \text{en zone courante.} \\ 6\% \cdot b \cdot h & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

- Diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).

Poteaux :

Nous avons un seul type de poteau.

Un poteau carré $(30 \times 30)cm^2$

Pour ferrailer les poteaux, choisir les poteaux les plus sollicités et on adoptera le ferrailage trouvé pour les poteaux similaires.

Le ferrailage de poteau, on considérait le cas le plus défavorable qui donne la contrainte de traction max. donnée par la combinaison suivante :

$$0.8G \pm E \quad N_{min} \longrightarrow M_{corr}$$

Pour la vérification de la contrainte max du béton comprimé on utilise la combinaison :

$$G + Q + 1.2E \quad N_{min} \longrightarrow M_{corr}$$

Exemple de calcul :

Le ferrailage de poteau symétrique dans les deux sens

On prend le poteau (D-5), on utilise la combinaison 0.8G-E

$$N_{min} = 285.45 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = 68.23 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{68.23}{285.45} = 0.24 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et N est un effort de compression.

La section est partiellement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - d') - M_A \leq (0.337 - h - 0.81d'). b. h. \sigma_{bc}$$

$$M_A = M + N\left(\frac{h}{2} - c\right)$$

On prend $c=3$ m

$$M_A = 68.23 + 285.45 \left(\frac{0.3}{2} - 0.03\right) = 33.976 \text{ KN.m}$$

$$N(d - d') - M_A = 285.45(0.27 - 0.03) - 33.976 = 34.532 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0.337 \times 0.3 - 0.81 \times 0.03) \times 0.3 \times 0.3 \times 18.478 \times 10^3 = 127.720 \text{ KN.m} \dots \dots (2)$$

$$(1) \leq (2) \quad (\text{cv})$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.856}{0.3} = 9.52$$

$$\frac{20e_1}{h} = \frac{20 \times 0.24}{0.3} = 16$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e_1}{h}\right) \longrightarrow 9.52 < 16 \quad (\text{cv})$$

$$M_G = N \cdot e_T$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après exécution) qui s'ajoute à l'excentricité résultant des efforts appliquées.

$$e_a = \max\left[2cm; \frac{l}{250}\right]$$

$$e_a = \max \left[2cm ; \frac{4.08}{250} \right]$$

$$e_a = \max[2cm ; 0.016] \rightarrow e_a = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \varphi \cdot \alpha) \quad \varphi: \text{généralement on prend } \varphi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} = 3.46 \times \frac{0.7 \times 4.08}{0.3} = 32.94 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.72$$

$$e_2 = 3 \times \frac{(2.86)^2}{0.3 \times 10^4} \times (2 + 0.72 \times 2) = 0.028m$$

$$e_T = 0.02 + 0.028 + 0.24 = 0.288m$$

$$M_G = 285.45 \times 0.288 = 82.210 KN.m$$

$$M_A = 82.210 + 285.45 \left(\frac{0.3}{2} - 0.03 \right) = 116.464 KN.m$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{116.464 \times 10^3}{18.478 \times 30 \times 27^2} = 0.288 < 0.391$$

$$A'_s = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times 0.288}}{2} = 0.826$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{116.464 \times 10^3}{400 \times 0.826 \times 27} = 13.055 cm^2$$

$$A_f = 13.055 cm^2$$

La section est partiellement comprimée $A_f = 0$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A = 13.055 - \frac{285.45 \times 10^3}{100 \times 400} = 5.92 cm^2$$

$$A_{min}(BAEL) = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 cm^2$$

$$A_{min}(RPA) = 0.9\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{min}(RPA) = 0.009 \times 30 \times 30 = 8.1 cm^2$$

$$A_{Adopté} = \max[A_{CAL}; A_{min}(RPA); A_{min}(BAEL)]$$

$$A_{Adopté} = \max[5.92; 8.1; 0.978] = 8.1 cm^2$$

$$A_{\text{Adopté}} = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Vérification :

Contrainte de cisaillement :

$$T_{\text{max}} = 57.85 \text{ KN} \quad \text{com (G+Q+1.2E)}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b.d} = \frac{57.85 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.714 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

Ferraillage transversal :

a) Diamètre des armatures :

$$\phi_t \geq \frac{\phi.l}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

soit des cadres des $\phi 8$ (RL, FeE 235)

b) Calcul de l'espacement : Selon BAEL91 (Art A.5.1.22)

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(24.3 ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA99 article 7.4.22.

La valeur maximale est fixée comme suit

En zone nodale (zone III)

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

On prend une valeur de $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante (zone III)

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi\right)$$

ϕ : diamètre minimal longitudinal du poteau

$$S_t = \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi\right)$$

$$S_t = \min\left(\frac{30}{2}; \frac{30}{2}; 10 \times 1.4\right)$$

$$S_t = 14 \text{ cm}$$

On prend la valeur de $S_t = 14 \text{ cm}$

Calcule la section des armatures transversales :

Pour la section des armatures transversales on doit avoir

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u + 0.3 f_{t28} \cdot K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad \text{BAEL 91 (Art A.5.1.23)}$$

Dans le cas de flexion compose avec des armatures droites :

$$\alpha = 90^\circ$$

$$K = 1 + 3 \cdot \frac{N_u}{B \cdot f_{c28}}$$

$$K = 1 + 3 \times \frac{285.45 \times 10^3}{(300)^2 \times 25} = 1.381$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.714 + 0.3 \times 2.1 \times 1.381}{0.9 \times (1+0)} \times 30 \times \left(\frac{1}{235}\right)$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.225 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

On doit adopter un pourcentage minimal.

Pourcentage minimale :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} f_{et} \geq 0.4 \text{ Mpa} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times 30}{235} = 0.051 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

selon BAEL $A_t = 20 \times 0.051 = 1.021 \text{ cm}^2$

La section minimale des armatures transversales données par la RPA99 (Art 7.4.2.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \frac{A_t}{b S_t} \geq 0.3\% \\ \lambda_g \geq 3 \rightarrow \frac{A_t}{b S_t} \geq 0.8\% \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq 0.3\%$$

$$\text{RPA99 : } 0.003 \times 14 \times 30 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max[A_t(\text{BAEL}); A_t(\text{RPA})]$$

$$A_{\text{adopté}} = \max[; 1.26] \text{ cm}^2$$

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

on prend $4T8=2.01 \text{ cm}^2 > \text{cm}^2$

h' : La hauteur de la zone nodale pour les poteaux

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

$$h' = \max \left\{ \frac{408}{6}; 30; 30; 60\text{cm} \right\}$$

$$h' = 68\text{cm}$$

Vérification à ELS :

D'après le BAEL91, pour une section à la compression, on doit vérifier la contrainte du béton du comprimé qui ne doit pas dépasser $\sigma_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$N=1254.65 \text{ KN}$ combinaison (G+Q+1.2E)

$$\sigma_b = \frac{N}{100(B+15A)} = \frac{1254.65 \times 10^3}{100.[(30)^2 + 15 \times 9.24]} = 12.08 \text{ Mpa}$$

Donc la section adopté à l'ELU est suffisant pour la contrainte des aciers tendus, la vérification n'est nécessaire cas la fissuration est considéré peu préjudiciable.

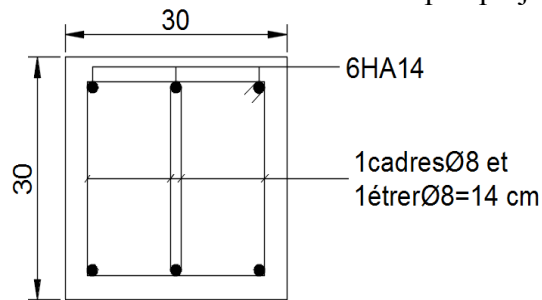


Schéma de ferrailage de poteau



CHAPITRE VII
Etude de l'infrastructure

VII.1. Etude des fondations

Les fondations sont des éléments situés du niveau de base. Elles ont pour objet de transmettre les charges totales apportées par la structure au sol.

Méthode des bielles:

-condition d'application:

La méthode ne s'applique que si :

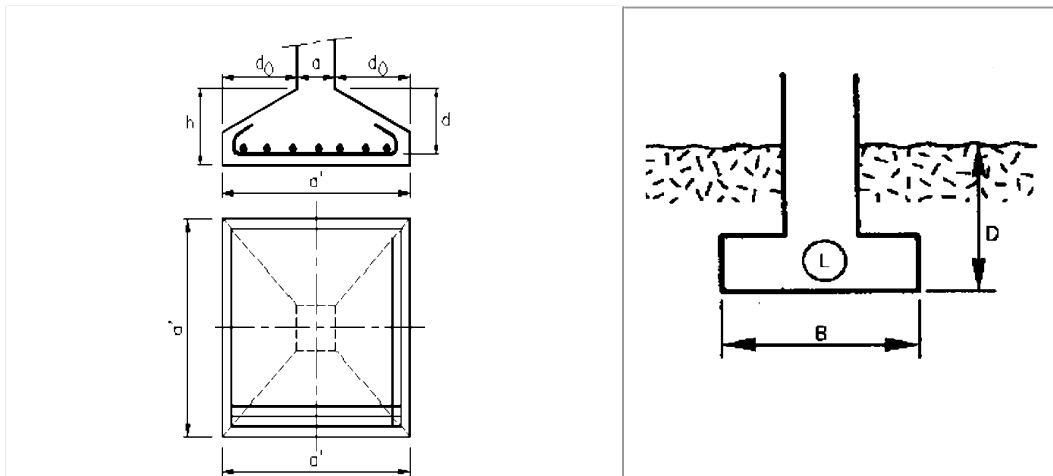
la pression sur le sol peut être considérée comme uniforme

La section de base du poteau et celle de la semelle sont homothétiques

La validité de la distribution est admise si :

la hauteur de la semelle vérifie les conditions :

$$\left. \begin{aligned} \frac{d_0}{2} \leq d \leq 2d_0 \\ \frac{A-a}{4} \leq d_b \leq A-a \\ \frac{B-a}{4} \leq d_b \leq B-b \end{aligned} \right\} \quad (I)$$



Si les conditions (I) sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérifier :

- la compression dans les semelles inclinées.
- le poinçonnement de la semelle.
- le cisaillement dans la semelle .

Si les conditions (I) ne sont pas vérifiées il faut:

- calculer la semelle comme un consol .
- vérifier le cisaillement dans la semelle .
- vérifier le poinçonnement de la semelle.

VII.2.pré dimensionnement

semelle C-3

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{30}{30} = 1 \quad \Longrightarrow \quad A=B$$

Si on suppose une valeur préliminaire $A=B=2m$, on va vérifier cette dimension

Calcule la formule de terzaghi, pour une semelle isolée

$$q_0 = \left(1 - 0.2 \frac{B}{A}\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q + \left(1 + 0.2 \frac{B}{A}\right) \cdot C \cdot N_c$$

on trouve les valeurs de $N_c; N_q; N_\gamma$, selon le D.T.U.13.2:

N_c : Coefficient de cohésion ; 25.90

N_q : Coefficient de surface ; 14.70

N_γ : coefficient de profondeur ; 16.10

C : Coefficient de cohésion .

φ :Angle de frottement interne .

$$q_0 = \left(1 - 0.2 \times \frac{2}{2}\right) \cdot \frac{1}{2} \times 18 \times 2 \times 16.10 + 26 \times 1.5 \times 14.70 + \left(1 + 0.2 \cdot \frac{2}{2}\right) \times 2 \times 25.90 = 867.3 \text{KN/m}^2$$

$$q_0 = 867.3 \text{KN/m}^2$$

Alors, la contrainte admissible du sol

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{q_0}{f_s} = \frac{867.3}{3} = 289.1 \text{ KN/m}^2 = 2.89 \text{ bar}$$

f_s : Facteur de sécurité pris égale à 3 .

vérification des dimensions proposées :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{A.B} \implies A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$A=B=\sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$A=B=\sqrt{\frac{732.85}{289}}=1.59\text{m}$$

on prend $A=B=2\text{ m}$

$$d_a \geq \frac{B-b}{4} \implies d_a \geq \frac{200-30}{4}=42.5\text{cm}$$

on prend $d_a = 45\text{cm}$

D'où

$$d_b \leq A - a \implies d_b \leq 200 - 30=170\text{cm}$$

$$\text{Donc } d_b = d_a + 1=46\text{cm}$$

$$\text{Avec un enrobage : } C = 4\text{ cm} \implies h_t = d_b + C = 46+4=50\text{cm}$$

$$h_1 = \max\left\{\frac{h_t}{2}, \frac{h_t}{3}\right\}$$

$$h_1 = \max\left\{\frac{50}{2}, \frac{50}{3}\right\} = 25\text{cm}$$

Stabilité au renversement Combinaison (0.8G + E)

$$N = 878.59\text{ KN}=87.859\text{t}$$

$$M = 107.11\text{KN.m}=10.711\text{t.m}$$

D'après le RPA99/V2003(Art10.1.5)

Qui exige de respecter la condition suivante afin d'éviter le renversement de semelle

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$N_{tot} = N + N_{semelle} + N_{sol}$$

- **Poids semelle :**

$$P_{\text{semelle}} = \gamma_{\text{béton}} [(A \cdot B \cdot h_t) - V_t + [(D - h_t) \cdot a \cdot b]]$$

$$V_t = (h_t - h_l) \left[\left(\frac{A+a}{2} \right) \times \left(\frac{B-b}{2} \right) \right] + \left[\left(\frac{A-a}{2} \right) \times \left(\frac{B+b}{2} \right) \right]$$

$$V_t = (50 - 25) \left[\left(\frac{200+30}{2} \right) \times \left(\frac{200-30}{2} \right) \right] + \left[\left(\frac{200-30}{2} \right) \times \left(\frac{200+30}{2} \right) \right]$$

$$V_t = 488750 \text{ cm}^2 = 0.4887 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{semelle}} = 2.5 [(2 \times 2 \times 0.5) - 0.488 + [(1.8 - 0.5) \cdot 0.3 \times 0.3]]$$

$$P_{\text{semelle}} = 4.073 \text{ t}$$

- **Poids du sol**

$$p_{\text{sol}} = \gamma_{\text{sol}} [V_t + (D - h_t) \cdot [A \cdot B - a \cdot b]]$$

$$p_{\text{sol}} = 2 [0.488 + (1.8 - 0.5) \cdot [2 \times 2 - 0.3 \times 0.3]] = 13.98 \text{ t}$$

$$N_{\text{tot}} = 87.85 + 0.8(4.073 + 13.98) = 102.29 \text{ t}$$

Alors:

$$e = \frac{10.71}{102.29} = 0.105 \leq \frac{B}{4} = \frac{2}{4} = 0.5 \text{ m} \quad \text{CV}$$

La semelle est stable.

- vérification de contrainte du sol (G+Q+E)

$$N = 12.25 \text{ t}$$

$$M = 0.93 \text{ t}$$

$$N_{\text{tot}} = N + N_{\text{semelle}} + N_{\text{sol}}$$

$$N_t = 12.25 + (4.073 + 13.98) = 30.303 \text{ t}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.93}{30.303} = 0.031 \text{ m}$$

$$e = 0.031 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{2}{6} = 0.333 \text{ m} \quad \text{CV}$$

Alors l'effort normal tombe à l'intérieure du noyau central de la semelle.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right); \sigma_2 = \frac{N}{A.B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_1 = \frac{30.303}{2 \times 2} \left(1 + \frac{6 \times 0.031}{2}\right) = 8.28 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{30.303}{2 \times 2} \left(1 - \frac{6 \times 0.031}{2}\right) = 6.87 \text{ t/m}^2$$

La contrainte du sol est sous forme de trapèze

- **contrainte moyen**

$$\sigma_{sol} = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 8.28 + 6.87}{4} = 7.927 \text{ t/m}^2$$

- **Vérification**

$$\sigma_{sol} \leq 1.5 \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\implies 0.792 \leq 1.5 \times 2.87 = 4.305 \text{ bar} \quad \text{CV}$$

VII.3. Ferrailage de la semelle (1.35G+1.5Q)

$$N_U = 953.20 \text{ KN} = 95.320 \text{ t}$$

$$M_U = 29.5 \text{ KN.m} = 2.95 \text{ t.m}$$

En tenant compte du poids propre du sol est semelle

$$N_{tot} = N_U + 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{tot} = 95.32 + 1.35(4.073 + 13.98) = 119.69 \text{ t}$$

$$e = \frac{M_U}{N_{tot}} = \frac{2.95}{119.69} = 0.025 \text{ m} < \frac{2}{24} = 0.083$$

En conséquence, la semelle est entièrement comprimée.

$$A_b = \frac{N'(B-b)}{8.d_a.\sigma_s}; A_a = \frac{N'(A-a)}{8.d_a.\sigma_s}$$

D'où

$$N' = N_{tot} \cdot \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \implies 119.69 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.025}{2}\right) = 124.178 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e - 400}{\gamma_s \cdot 1.15} = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$A_b = \frac{124.178(200-30)10^2}{8 \times 46 \times 347.826} = 16.49 \text{ cm}^2$$

comme les fissuration sont préjudiciables, on va majorer la section d'armatures par 10%

$$A = \begin{cases} A_u: \text{fissuration peu préjudiciable} \\ 1.10A_u: \text{fissuration préjudiciable} \\ 1.1A_u: \text{fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

$$A_b = A_a = 18.139 \text{ cm}^2$$

On prend

$$A_b = A_a = 14 \text{ HA} 14 = 21.56 \text{ cm}^2$$

- **Longueur des barres et leur mode d'encrage**

Pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'encrage on calcule la longueur de scellement

$$l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{0.6\psi_s^2} = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\psi_s = 1.6 (\text{barre HA})$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 14 \text{ mm}$$

$$l_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 0.6 \times (1.6)^2 \times 2.1} = 43.403 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{8} < l_s < \frac{B}{4} \iff 25 < 43.403 < 50$$

- **Escarpeement St:**

$$S_t = \frac{B - 2(5 + \phi/2)}{(N-1)}$$

N: nombre des barres

On prend l'enrobage latéral = 5 cm

$$S_t = \frac{200 - 2(5 + 0.7)}{(14-1)} = 14.50 \text{ cm}$$

Remarque : le ferrailage est représenté dans l'annexe

VII.2 Les longrines

VII.2.1 Introduction:

Les longrines sont des éléments l'infrastructure reposants sur le sol pour éviter le déplacement horizontal de la fondation.

Elle transforme l'effort normal provenant par les charges et sur charges en un effort de traction.

VII.2.2 pré dimensionnement :

pour un sol de fondation de catégorie (s_2) , les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ selon RPA99/V2003(Art 10.1.1)

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

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

$$F = \frac{1176.88}{12} = 98.073 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

N : effort en normale à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site fonction de la zone sismique.

Dans notre cas: $\alpha = 12$ (zone III ; site s_2) RPA 99/V2003(Art 10.1.1 tableau 10.1)

VII.2.3. Ferrailage :

a) à l'état limite ultime:

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{12\sigma_s}$$

On a : $N_u = 117.688 \text{ t}$ (descente des charges)

$$\text{Alors : } A_u \geq \frac{117.688 \times 10^{-2}}{348 \times 12} = 2.818 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.818 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = 2.818 \text{ cm}^2$$

b) condition de non fragilité:

$$A \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Alors } A \geq \frac{30 \times 35 \times 2.1}{400} = 5.512 \text{ cm}^2$$

$$\implies A \geq 5.512 \text{ cm}^2$$

c) à l'état limite de service:

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] = 202 \text{ Mpa}$$

$$\text{avec } N_{ser} = 84.677 \text{ t}$$

$$\text{Alors : } A_{ser} \geq \frac{84.677 \times 10^{-2}}{202 \times 12} = 3.49 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.49 \text{ cm}^2$$

d) section minimale donnée par la RPA99/V2003

$$A_t \geq 0.6\% B$$

$$\text{Alors: } A_t \geq 0.006 \times (30 \times 35) \implies A_t = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$A = \max[A_u; A_{ser}; A_{RPA}; A_{BAEL}]$$

$$A = \max[2.818; 3.49; 7.35] = 7.35 \text{ cm}^2$$

$$A = 6.3 \text{ cm}^2$$

On adopte: A=6HA14=9.24 cm²

e) Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

f) L'espacement:

$$S_t = \min [20 \text{ cm}; 15 \phi_t]$$

$$S_t = \min [20 \text{ cm}; 21]$$

$$\text{On adopter: } S_t = 15 \text{ cm}$$

Conclusion

Dans ce mémoire, nous avons étudié une structure auto-stable d'une installation commerciale et d'habitable (R + 5) en utilisant différentes méthodes de calcul et d'investigation, bien sûr en utilisant des bases en béton armé (BAEL 91) et règlement sismique algérien (RPA99 V2003) qui travaillent sur l'aspect sécuritaire et économique au moment de la construction, nous avons développé dans notre mémoire un plan d'action ciblé avec le choix des méthodes de compte les plus satisfaisantes pour le type de travail.

Au cours de l'achèvement de ce mémoire, nous avons acquis de nouvelles compétences sur les méthodes de calcul et d'étude où nous avons établi ce que nous avons appris au cours des dernières années, et nous concluons avec notre étude l'importance d'un bon suivi de l'étude sismique, d'une bonne conception de la structure d'origine et d'un bon examen des caractéristiques du sol portant l'installation.

Enfin, nous remercions Dieu, qui a réussi à accomplir ce modeste travail, et nous espérons qu'il sera au niveau requis et constituera une référence valable pour les paiements ultérieurs.

Bibliographies

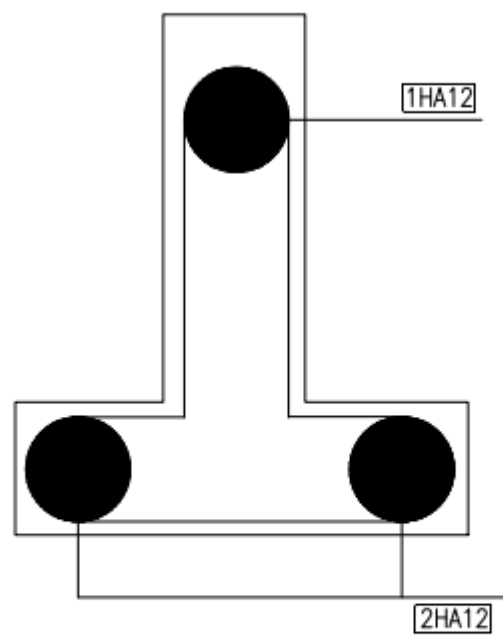
Règlements:

- ❖ Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/version2003**).
- ❖ Documentation Technique Réglementaire (**DTR B.C.2.2**).
- ❖ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé (**B.A.E.L.91**)

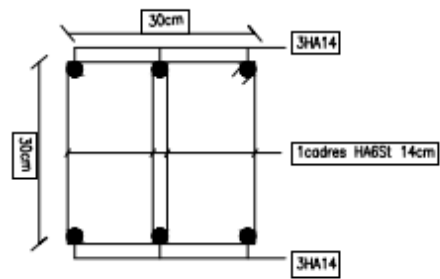
Cours:

- ❖ Béton Armé (master 1et 2)
- ❖ Dynamique des structures
- ❖ Thèse de fin d'étude d'anciens étudiants

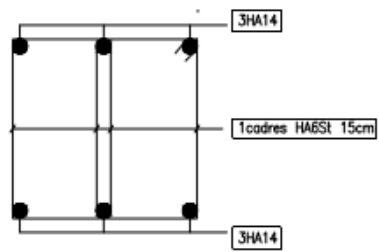
ANNEXES



Schema de ferrailage des poutrelle



Schema de ferrailage de poteau



Schema de ferrailage de longrine

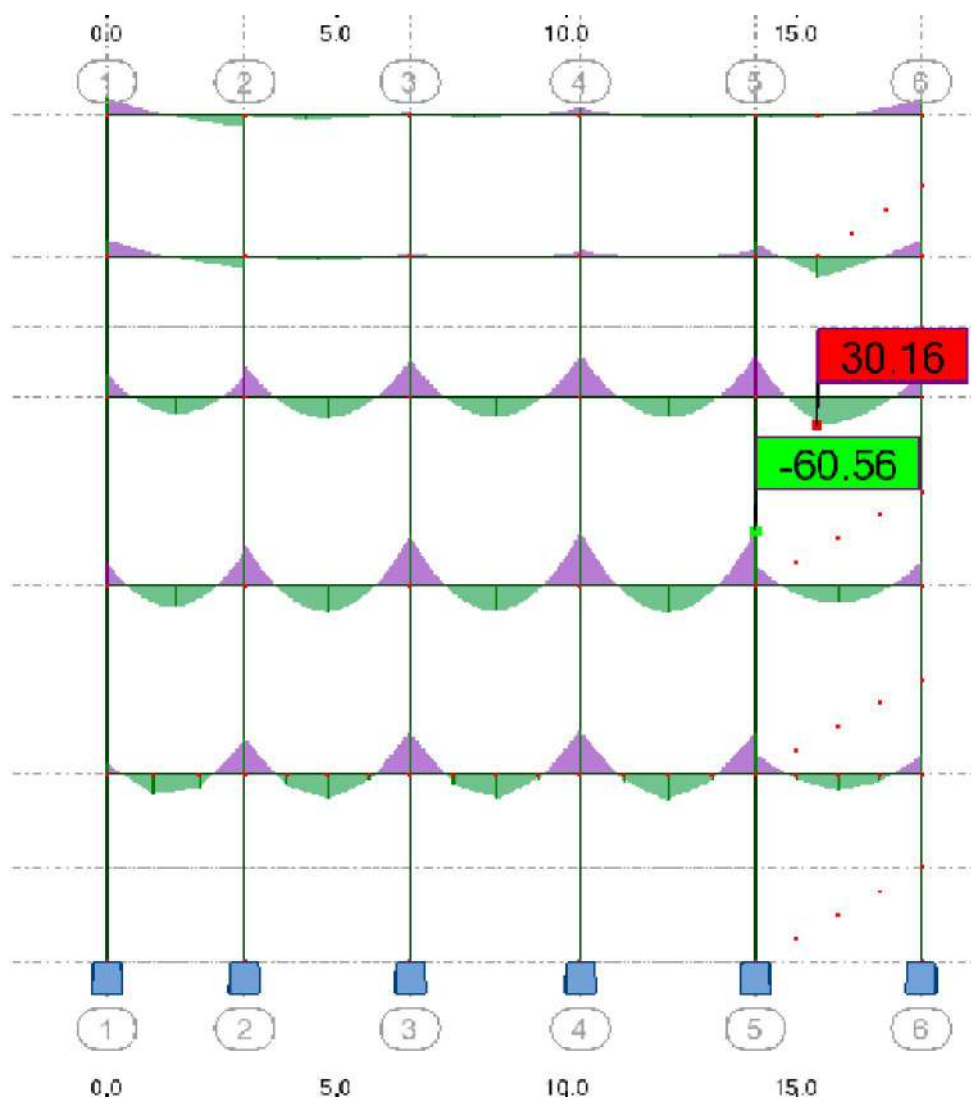


Schéma des sollicitations max des poutres longitudinal ELU

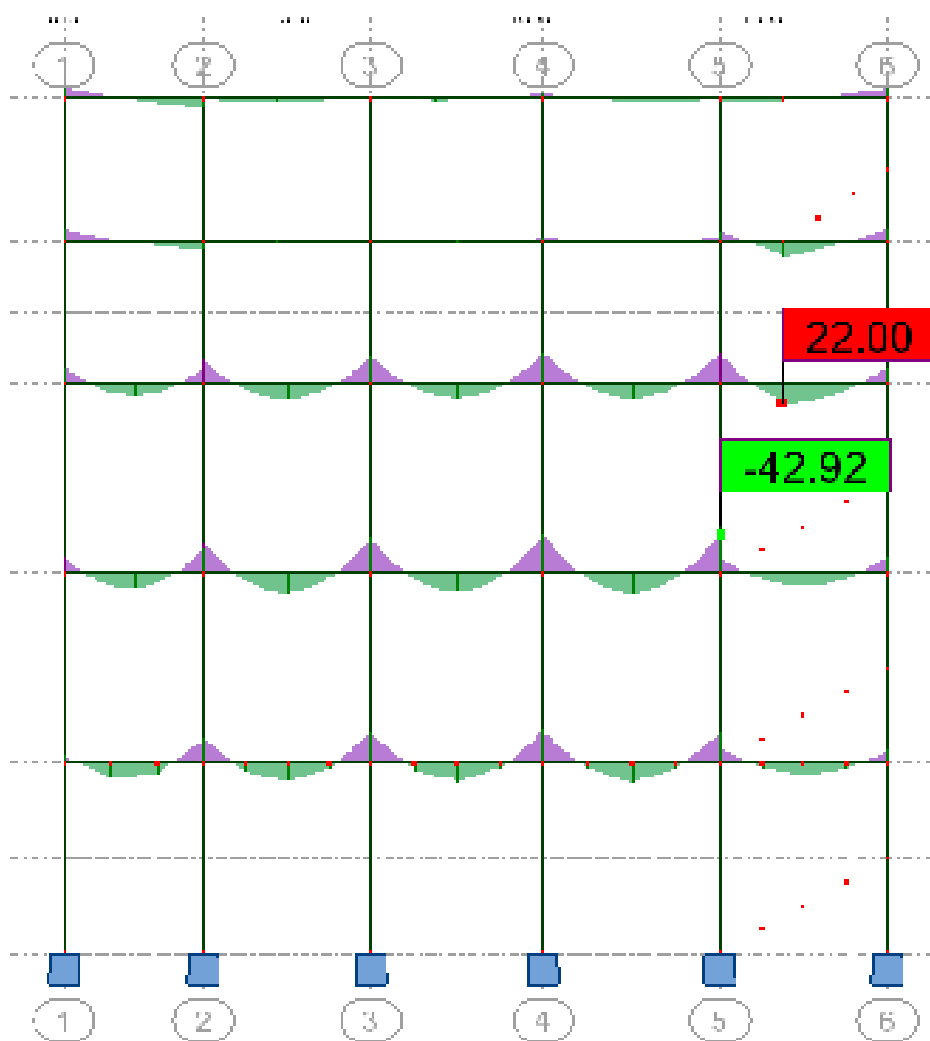


Schéma des sollicitations max des poutres longitudinal ELS

