

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

**Etude d'un bâtiment R+8+SS
à usage d'habitation**

Dirigé par :

Mme A.CHIKH

Présenté par :

KRAMI. Abdelmalek

Promotion Juin 2011

Ecole Nationale Polytechnique.
10, Avenue Hassen Badi. BP 182.El-Harrach. 16200. Alger (Algérie)

DEDICACE

À mes chers parents

À mes frères et ma sœur

À toute la famille KRAMI et KIOUS sans exception

À tous mes amis de L'ENP et BOURAOUI

À tous ceux qui me connaissent de près ou de loin

Je dédie chaleureusement ce travail

Abdel Malek

REMERCIEMENT

Je remercie avant tout ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la foi, la volonté et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Mes sincères remerciements à mon promotrice Madame A.CHIKH, pour m'avoir conseillé, dirigé pendant la réalisation de ce travail.

Mes remerciements vont aussi aux messieurs les membres du jury d'avoir pris le temps et le soin de lire ce rapport.

Je remercie également tout le personnel de BETAR, GHARDAIA, et plus essentiellement Monsieur RACHEDI Mokhtar.

Mes remerciements vont également à tous les enseignants qui ont participé à notre formation et l'aide qu'ils nous ont fournie pendant la période d'étude.

Je remercie enfin tous mes amis et cousins ainsi que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة ذات طابق تحت الأرض، طابق أرضي وثمانية طوابق ذات استخدام سكني و الواقعة في الجزائر العاصمة المصنفة ضمن المناطق ذات النشاط الزلزالي القوي. وقد تم التصميم وفقا للقوانين والمعايير المطبقة في الجزائر (RPA99version2003, CBA93, BAEL91). مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة و عارضات + جدران). الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج SAP2000.

كلمات مفتاحية

خرسانة مسلحة، تدعيم مختلط، دراسة ديناميكية، أعمدة، عارضات، جدران.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R+8+sous-sol) qui devrait être implantée à Alger qui est classée comme une zone à forte sismicité. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, CBA93, BAEL91). La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles). L'étude dynamique a été faite sur le logiciel SAP2000.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, poteaux, poutres, voiles.

Abstract

This work aims the analysis of a reinforced concrete structure with (R+8+S/S), which will be implanted in Algiers witch classed as a high seismic zone. The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA99version2003, CBA93, and BAEL91). The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame, shells). The dynamic analysis has been done by the use of SAP2000.

Key words

Reinforced concrete, mixed brace system, dynamic analysis, columns, beams, shells.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I.1.	INTRODUCTION	PAGE1
I.2.	DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	PAGE1
I.3.	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	PAGE2
I.4.	ELEMENTS DE L'OUVRAGE	PAGE3
I.5.	DONNEE DU SITE	PAGE3

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX, DEFINITION DES ACTIONS ET SOLLICITATIONS

II.1.	CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX	PAGE4
II.1.1.	INTRODUCTION	PAGE4
II.1.2.	BETON	PAGE4
II.1.3.	ACIERS	PAGE6
II.2.	ACTIONS ET SOLLICITATION	PAGE8
II.2.1.	ACTIONS	PAGE8
II.2.2.	SOLLICITATIONS	PAGE8

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTES DE CHARGES

III.1.	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	PAGE9
III.1.1.	INTRODUCTION	PAGE9
III.1.2.	CHARGES PERMANENTES	PAGE9
III.1.3.	CHARGES D'EXPLOITATION	PAGE11
III.2.	PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	PAGE11
III.3.	DESCENTES DE CHARGES	PAGE17

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

IV.1.	INTRODUCTION	PAGE25
IV.2.	CALCUL DE L'ACROTERE	PAGE25
IV.3.	CALCUL DES BALCONS	PAGE30
IV.4.	CALCUL DES PLANCHERS	PAGE32
IV.5.	CALCUL DES ESCALIERS	PAGE46

CHAPITRE V : CARACTERISTIQUE DE LA STRUCTURE

V.1.	DETERMINATION DU POIDS DE LA STRUCTURE	PAGE59
V.2.	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE	PAGE63
V.2.1.	CENTRE DE MASSE	PAGE63
V.2.2.	CENTRE DE TORSION	PAGE65
V.2.3.	RECAPITULATIF	PAGE67

CHAPITRE VI : ETUDE DYNAMIQUE

VI.1.	INTRODUCTION	PAGE68
VI.2.	MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE	PAGE68
VI.3.	PRESENTATION DE METHODE DE CALCUL	PAGE70
VI.4.	METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	PAGE71
VI.4.1.	CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES	PAGE71
VI.4.2.	CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE	PAGE72
VI.5.	METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE	PAGE73
VI.5.1.	MODES A CONSIDERER	PAGE74
VI.5.2.	SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL	PAGE74
VI.5.3.	RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE PAR SAP2000	PAGE76
VI.5.3.1.	Périodes et facteurs de participation modale	PAGE76
VI.5.3.2.	Vérification de la force sismique résultante	PAGE76
VI.5.3.3.	Déformation de la structure	PAGE77

CHAPITRE VII : FERRAILLGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII.1.	INTRODUCTION	PAGE78
VII.2.	FERRAILLAGE DES POTEAUX	PAGE78
VII.3.	FERRAILLAGE DES POUTRES	PAGE88
VII.4.	FERRAILLAGE DES VOILES	PAGE93

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASRTUCTURE

VIII.1.	INTRODUCTION	PAGE103
VIII.2.	ETUDE DU RADIER	PAGE103
VIII.2.1.	PREDIMENSIONNEMENT	PAGE103
VIII.2.2.	DETERMINATION DES EFFORTS	PAGE104
VIII.2.3.	DETERMINATION DE LA SURFACE NECESSAIRE DU RADIER	PAGE105
VIII.2.4.	COMBINAISON D'ACTION	PAGE105
VIII.2.5.	VERIFICATIONS	PAGE105
VIII.3.	FERRAILLAGE DU RADIER	PAGE108
VIII.4.	FERRAILLAGE DES NERVURES	PAGE110

CHAPITRE IX : CONCLUSION GENERALE

IX.	CONCLUSION	PAGE113
-----	------------------	---------

Références bibliographiques

Annexes

LISTE DES FIGURES

- FIGURE I.1.** Plan de R.D.C
- FIGURE I.2.** Plan de 1ere à 8eme étage
- FIGURE III.1.** Plancher type terrasse
- FIGURE III.2.** Plancher étage courant
- FIGURE III.3.** Balcon
- FIGURE III.4.** Section de plancher(en Té)
- FIGURE III.5.** Coupe de voile en élévation
- FIGURE III.6.** Coupe de voile en plan
- FIGURE III.7.** Dimensions d'une poutrelle en Té
- FIGURE IV.1.** Coupe verticale de l'acrotère
- FIGURE IV.2.** Schémas statiques
- FIGURE IV.3.** Dimensions de la section pour le calcul du ferrailage
- FIGURE IV.4.** Notion de noyau centrale
- FIGURE IV.5.** Schéma de ferrailage de l'acrotère
- FIGURE IV.6.** Présentation du ferrailage
- FIGURE IV.7.** Type de poutrelle (plancher étage courant)
- FIGURE IV.8.** Dimension de la poutrelle (étage courant)
- FIGURE IV.9.** Section des armatures (étage courant)
- FIGURE IV.10.** Section des armatures (étage courant)
- FIGURE IV.11.** Type de poutrelle (plancher terrasse)
- FIGURE IV.12.** Dimension de la poutrelle (Plancher terrasse)
- FIGURE IV.13.** Section des armatures en travée (Plancher terrasse)
- FIGURE IV.14.** Section des armatures sur appui (Plancher terrasse)
- FIGURE IV.15.** Répartition des armatures
- FIGURE IV.16.** Représentation du ferrailage
- FIGURE IV.17.** Coupe au voisinage de l'appui
- FIGURE IV.18.** Coupe à mi travée
- FIGURE IV.19.** Dimensions des escaliers (Partie(1))
- FIGURE IV.20.** Modèle de calcul d'escalier (partie (1))
- FIGURE IV.21.** Dimensions des escaliers (Partie(2))
- FIGURE IV.22.** Modèle de calcul d'escalier (partie (2))
- FIGURE IV.23.** Poutre palière
- FIGURE IV.24.** Section rectangulaire de la section de la poutre palière
- FIGURE IV.25.** Ferrailage de la partie (1) et(3) de l'escalier
-

FIGURE IV.26.	Poutre palière de la partie (1)
FIGURE IV.27.	Ferraillage de la partie (2) de l'escalier
FIGURE IV.28.	Poutre palière de la partie (2)
FIGURE V.1.	Schéma des coordonnées du centre de gravité
FIGURE V.2.	Voile pleine
FIGURE V.3.	Voile avec une seule file d'ouverture
FIGURE V.4.	Schéma des coordonnées du centre d'excentricité
FIGURE VI.1.	Modèle en 3D (voile avec portique)
FIGURE VI.2.	Disposition des voiles
FIGURE VI.3.	Schéma des sens des efforts sismiques
FIGURE VI.4.	Spectre de réponse de calcul.
FIGURE VII.1.	Dimensions du poteau
FIGURE VII.2.	Dimension du poteau (ELS)
FIGURE VII.3.	Ferraillage des poteaux
FIGURE VII.4.	Dimensions de la poutre
FIGURE VII.5.	Ferraillage des poutres
FIGURE VII.6.	Diagramme des contraintes
FIGURE VII.7.	Schéma statique du voile
FIGURE VII.8.	Ferraillage des voiles
FIGURE VIII.1.	Schéma des efforts appliqués à la structure
FIGURE VIII.2.	Schéma de transmission des charges
FIGURE VIII.3.	Schéma des chargements d'une dalle
FIGURE VIII.4.	Configuration des panneaux de dalles du radier avec nervures
FIGURE VIII.5.	Les moments de flexion de la poutre
FIGURE VIII.6.	Ferraillage du radier (sens x-x et y-y)

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1.	Caractéristiques des aciers utilisés
Tableau III.1.	Charge permanente de plancher terrasse
Tableau III.2.	Charge permanente de plancher d'étage courant
Tableau III.3.	Charge permanente de balcon
Tableau III.4.	Les surcharges d'exploitation
Tableau III.5.	Les surfaces revenant à chaque poteau
Tableau III.6.	Le poids propre des poutres
Tableau III.7.	Le poids propre des planchers
Tableau III.8.	Coefficients de dégression des charges
Tableau III.9.	Les charges permanentes et d'exploitation sous le poteau A1
Tableau III.10.	Vérification des sections pour le poteau A1
Tableau III.11.	Les charges permanentes et d'exploitation sous le poteau B1
Tableau III.12.	Vérification des sections pour le poteau B1
Tableau III.13.	Les charges permanentes et d'exploitation sous le poteau B2
Tableau III.14.	Vérification des sections pour le poteau B2
Tableau III.15.	Les charges permanentes et d'exploitation sous le poteau B3
Tableau III.16.	Vérification des sections pour le poteau B3
Tableau III.17.	Les charges permanentes et d'exploitation sous le poteau C3
Tableau III.18.	Vérification des sections pour le poteau C3
Tableau IV.1.	Les charges appliquées dues aux plancher à corps creux.
Tableau IV.2.	Le moment isostatique et l'effort tranchant pour les différentes travées (étage courant)
Tableau IV.3.	Récapitulation du ferrailage (étage courant) : $A_s = \max (A_s, A_{\min}, A'_{\min})$
Tableau IV.4.	Le moment isostatique et l'effort tranchant pour les différentes travées (Plancher terrasse)
Tableau IV.5.	Récapitulation Du Ferrailage (Plancher terrasse) : $A = \max (A_s, A_{\min}, A'_{\min})$
Tableau IV.6.	Charge permanente et charge d'exploitation due à l'escalier
Tableau IV.7.	Combinaison de charges (escalier)
Tableau IV.8.	Récapitulation du ferrailage (Partie(1)): $A = \max (A_s, A_{\min}, A'_{\min})$
Tableau IV.9.	Récapitulation du ferrailage (Partie (2)) : $A = \max (A_s, A_{\min}, A'_{\min})$
Tableau IV.10.	Les charges appliquées dues au consol à l'E.L.U
Tableau IV.11.	Les charges appliquées dues au consol à l'E.L.S
Tableau IV.12.	Le moment fléchissant et l'effort tranchant à l'E.L.U et à l'E.L.S
Tableau IV.13.	Résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière

Tableau V.1.	Récapitulatif des poids des poutres par étage
Tableau V.2.	Récapitulatif des poids des poteaux par étage
Tableau V.3.	Récapitulatif des poids des voiles par étage
Tableau V.4.	Récapitulatif des poids du balcon par étage
Tableau V.5.	Récapitulatif des poids du plancher par étage
Tableau V.6.	Récapitulatif des poids de chaque étage
Tableau V.7.	Récapitulatif de centre de masse de chaque étage
Tableau V.8.	Récapitulatif de centre de torsion de chaque étage
Tableau V.9.	Excentricité théorique de chaque étage
Tableau VI.1.	Valeurs de spectre de réponse de calcul
Tableau VI.2.	Proportion de participation modale des masses
Tableau VI.3.	Vérification des efforts tranchants à la base.
Tableau VI.4.	L'allure de la déformée de la structure dans les trois premiers modes de vibrations
Tableau VII.1.	Combinaisons réglementaires
Tableau VII.2.	Efforts internes à l'ELU (Situation durable)
Tableau VII.3.	Efforts internes sous $G + Q \pm E$
Tableau VII.4.	Efforts internes sous $0.8G \pm E$
Tableau VII.5.	Ferraillage obtenu par N_{max} et M_{corr}
Tableau VII.6.	Ferraillage obtenu par M_{max} et N_{corr}
Tableau VII.7.	Ferraillage obtenu par N_{min} et M_{corr}
Tableau VII.8.	Choix des barres
Tableau VII.9.	Vérification à l'ELS
Tableau VII.10.	Ferraillage longitudinal des poutres
Tableau VII.11.	Vérification des contraintes à l'ELS
Tableau VII.12.	Vérification au cisaillement des poutres
Tableau VII.13.	Ferraillage transversal des poutres
Tableau VII.14.	Ferraillage des voiles pleins (type 1)
Tableau VII.15.	Ferraillage des voiles pleins (type 2)
Tableau VIII.1.	Moment isostatique maximum dans les différents panneaux
Tableau VIII.2.	Moment isostatique et l'effort tranchant dans les différents panneaux
Tableau VIII.3.	Le ferraillage des différents panneaux

Introduction générale

I.1. INTRODUCTION

Bâtir a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations majeurs. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à cette activité.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de manière à ce qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût :

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions, les chocs ou autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôle adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

I.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en R+8 étages plus un Sous-Sol.

Notre bâtiment est régulier en plan et en élévation, il comporte :

- Un sous – sol (parking)
- RDC et 8étages à usage d'habitation.

Cet ouvrage, sera implanté à Staouali Wilaya d'ALGER classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 addenda 2003) comme une zone de forte sismicité (Zone III).

I.3.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

On va étudier un bâtiment constitué de :

- Une surface d'emprise de 510,40 [m²]
- Longueur totale du Bâtiment 26.80 m
- Largeur du Bâtiment..... 20.20 m
- Hauteur total..... 30,07 m
- Hauteur du RDC et des étages courants 3,24 m

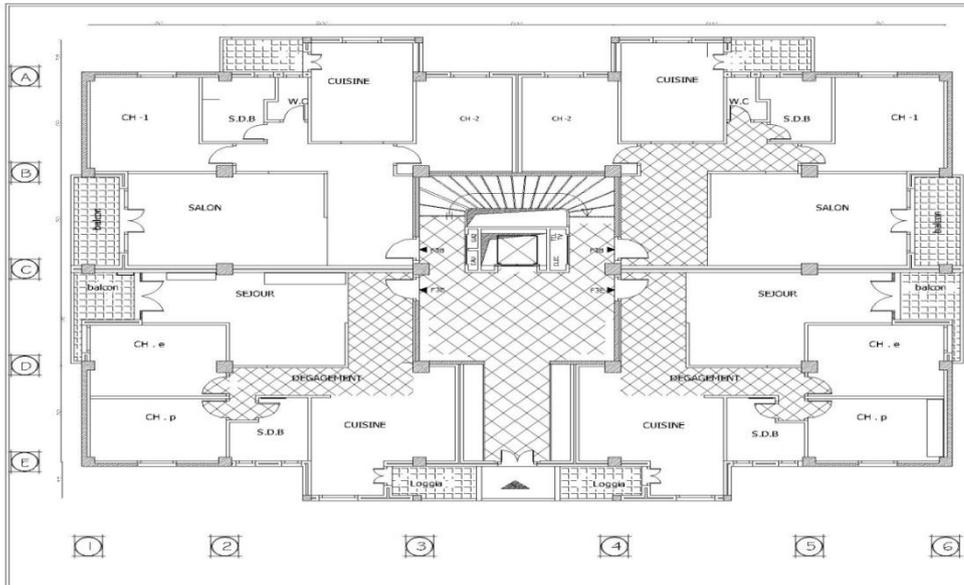


Figure I.1. Plan de R.D.C

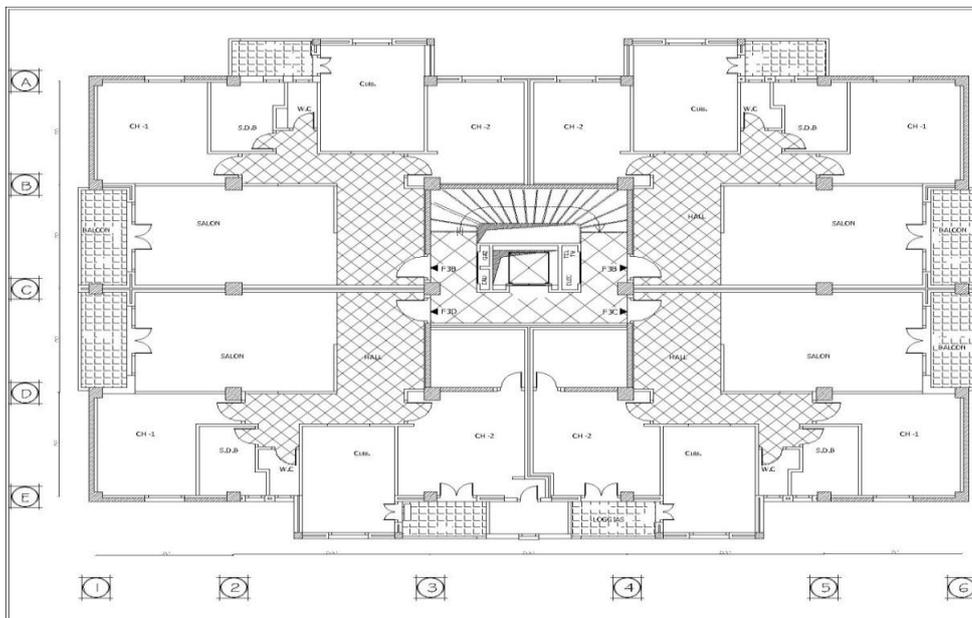


Figure I.2. Plan de 1ère à 8ème étage

I.4.ELEMENTS DE L'OUVRAGE

I.4.1.PLANCHERS

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I.4.2.MAÇONNERIE

I.4.2.1.Murs extérieurs

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

I.4.2.2.Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.3. ESCALIER

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers constituent de double quartier tournant avec une volée intermédiaire et les marches sont balancées.

I.4.4.REVETEMENTS

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

I.5.DONNEE DU SITE

- Le bâtiment est implanté dans la wilaya d'Alger, zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de forte sismicité (Zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site ferme (S2).
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.

Caractéristiques des matériaux, définition des actions et sollicitations

II.1.CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

II.1.1. INTRODUCTION

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire aux exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 à savoir :

II.1.2.BETON

II.1.2.1.Resistance caractéristique à la compression

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{Cj} = \left[\frac{j}{4,76 + 0,83.j} \right] \times f_{C28} \quad \text{pour } f_{C28} \leq 40 \text{ MPA.} \\ f_{Cj} = \left[\frac{j}{1,4 + 0,95.j} \right] \times f_{C28} \quad \text{pour } f_{C28} \geq 40 \text{ MPA.} \\ \text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{Cj} = 1,10 \times f_{C28}. \end{array} \right.$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25$ MPA.

II.1.2.2.Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL91)

Conventionnellement elle est défini de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \quad \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

II.1.2.3.Contraintes limites

II.1.2.3.1.Contrainte limite à la compression (Art 4 -3 .41 BAEL91)

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{MPa}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité ;

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

II.1.2.3.2. Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91)

$$\begin{aligned} \tau_u &= \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) && \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u &= \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) && \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{aligned}$$

II.1.2.3.3. Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= 0,60. f_{c28} \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= 15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

II.1.2.4. Module d'élasticité

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

II.1.2.4.1. Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPA ; avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$
$$\Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

II.1.2.4.2. Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$\begin{aligned} E_{vj} &= 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ ; avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \Rightarrow E_{vj} &= 10819 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

II.1.2.4.3. Module d'élasticité transversale

$$G = E / 2 (1+\nu) \text{ MPa ; avec } \nu : \text{Coefficient de poisson}$$

II.1.2.4.4. Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91)

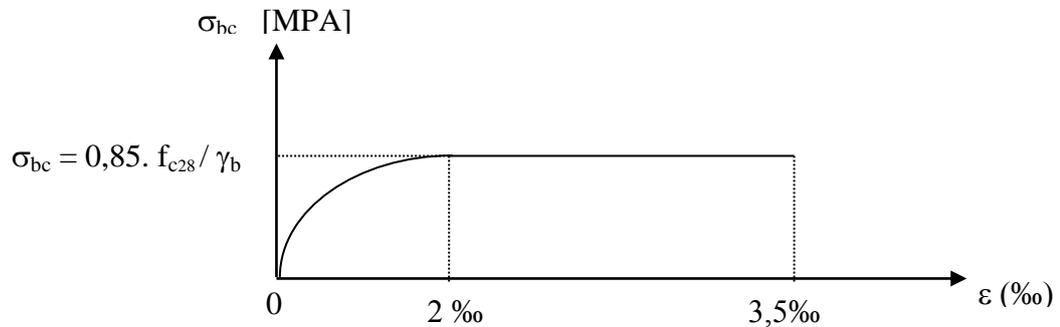
C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$$\begin{aligned} -\nu &= 0,2 && \text{l'état limite de service} \\ -\nu &= 0 && \text{l'état limite ultime} \end{aligned}$$

II.1.2.5. Diagramme contraintes déformations

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

L'état limite ultime : On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous :



II.1.3. ACIERS

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau II.1. Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8	1,3	1

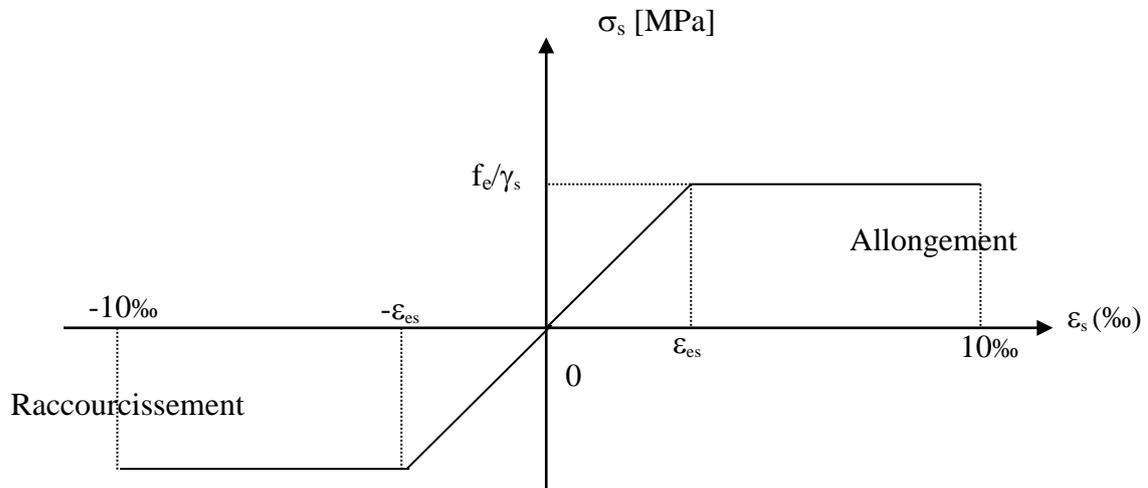
II.1.3.1. Module d'élasticité longitudinal

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

II.1.3.2. Diagramme contrainte déformation de calcul

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :



II.1.3.3. Limite D'élasticité

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

II.1.3.4. Contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

II.1.3.4.1. Fissuration peu nuisible (BAEL9 / Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

II.1.3.4.2. Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \quad \text{MPa}$$

II.1.3.4.3. Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \quad \text{en MPa}$$

II.1.3.5. Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II.2. ACTIONS ET SOLLICITATIONS

II.2.1. ACTIONS

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).
- E : Charges sismiques.

II.2.2. SOLLICITATIONS

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

II.2.2.1. Sollicitations de calcul

- *A l'état limite ultime ELU* : La combinaison utilisée dans notre étude :
$$N_u = 1,35.G + 1,5.Q.$$
- *A l'état Limite de Service ELS* : La combinaison utilisée dans notre étude
$$N_s = G + Q$$

II.2.2.2. Sollicitations sismiques

Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le RPA 99 Version 2003:

- $G + Q \pm E.$
- $0,8G \pm E$
- $G + Q \pm 1,2E$: Pour le cas des poteaux dans les ossatures auto stables.

Prédimensionnement des éléments et descentes de charges

III.1. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

III.1.1. INTRODUCTION

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

III.1.1.1. Charges permanentes

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

III.1.1.2. Charges d'exploitation

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale".

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

III.1.2. CHARGES PERMANENTES

III.1.2.1. Plancher terrasse inaccessible

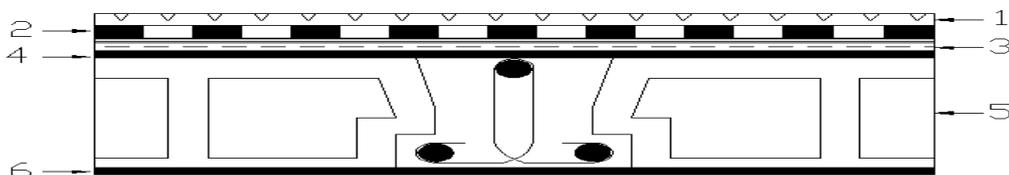


Figure III.1. Plancher type terrasse

Tableau III.1. Charge permanente de plancher terrasse

<i>Les couches</i>	<i>Epaisseurs[m]</i>	<i>Poids.V[N/m3]</i>	<i>Charge[N/m2]</i>
1. Gravieron de protection	0.05	17000	850
2. Etanchéité multicouche	0.02	6000	120
3. Forme de pente	0.1	22000	2200
4. Isolation thermique en liège	0.04	4000	160
5 .Plancher corps creux	0.16+0.04	--	2800
6. Enduit de plâtre	0.02	10000	200
Total		G=	6330

III.1.2.2.Plancher Etages Courants

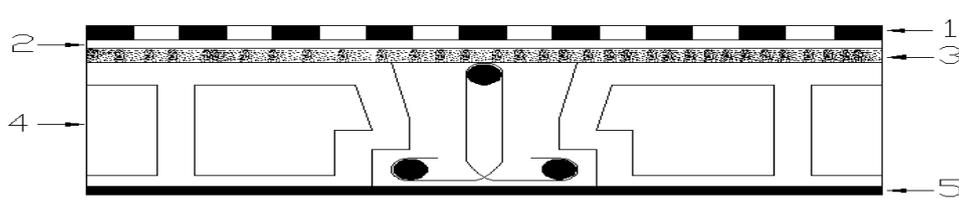


Figure III.2. Plancher étage courant

Tableau III.2.Charge permanente de plancher d'étage courant

<i>Les couches</i>	<i>Epaisseurs[m]</i>	<i>Poids.V [N/m3]</i>	<i>Charges [N/m2]</i>
1. Revêtement en carrelage	0.02	22000	440
2. Mortier de pose	0.02	20000	400
3. Couche de sable	0.02	18000	360
4. Plancher corps creux	0.16+0.04	--	2800
5. Enduit de plâtre	0.02	10000	200
6. Maçonnerie en brique creuse	0.1	9000	900
Total		G=	5100

III.1.2.3.Balcon

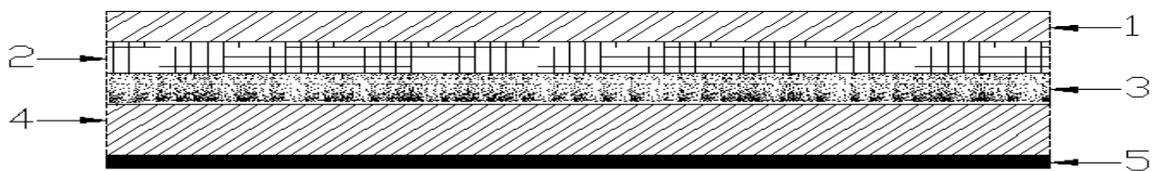


Figure III.3. Balcon

Tableau III.3.Charge permanente de balcon

Les couches	Epaisseurs[m]	Poids.V [N/m3]	Charges [N/m2]
1. Revêtement en carrelage	0.02	22000	440
2. Mortier de pose	0.02	20000	400
3. Couche de sable	0.02	18000	360
4 .Dalle pleine	0.16	--	4000
5. Enduit de ciment	0.02	20000	400
Total		G=	5600

III.1.3.CHARGE D'EXPLOITATION

Tableau III.4. Les surcharges d'exploitation

	Plancher terrasse	Plancher étages courants	Balcons	Escalier
Surcharges[KN/m ²]	1.00	1.50	3.50	2.50

III.2.PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Le prédimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA99/version2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

III.2.1.PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur du plancher sera déduite comme suit :

III.2.1.1.Résistance au feu

- e =7cm pour une heure de coupe de feu.
- e =11cm pour deux heures de coupe de feu.
- e =17,5 cm pour un coupe de feu de quatre heures.

On admet :

e = 16 cm

III.2.1.2.Résistance à la flexion

Dalles reposant sur deux appuis : $L_x/35 < e < L_x/30$

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 < e < L_x/40$.

L_x : est la petite portée de panneau le plus sollicité. Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à : $L_x = 3,8\text{m}$

Donc on a : $7,6 \text{ cm} \leq e \leq 9,5 \text{ cm}$; on prend : **e = 9 cm**

III.2.1.3.Condition de flèche

e : est conditionnée par : $L/25 < e < L/20 \Rightarrow 15,2 < e < 19$ (L = 3,8m).

On prend : **e = 16 cm**

III.2.1.4.Isolation phonique

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de **e = 16 cm**

❖ **Conclusion:**

$e = \max \{16, 16, 9, 16, 16\}$ (cm) alors : $e = (16 + 4)$ cm

Donc : **e = 20 cm**

D'où, on adopte un type de planchers (16+4) cm.

- table de compression : 4cm
- corps creux : 16cm
- h_t : hauteur total

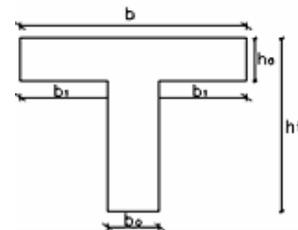


Figure III.4. Section de plancher(en Té)

❖ **Remarque :** Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons; nous adopterons une épaisseur de : **e = 16 cm**

III.2.2. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

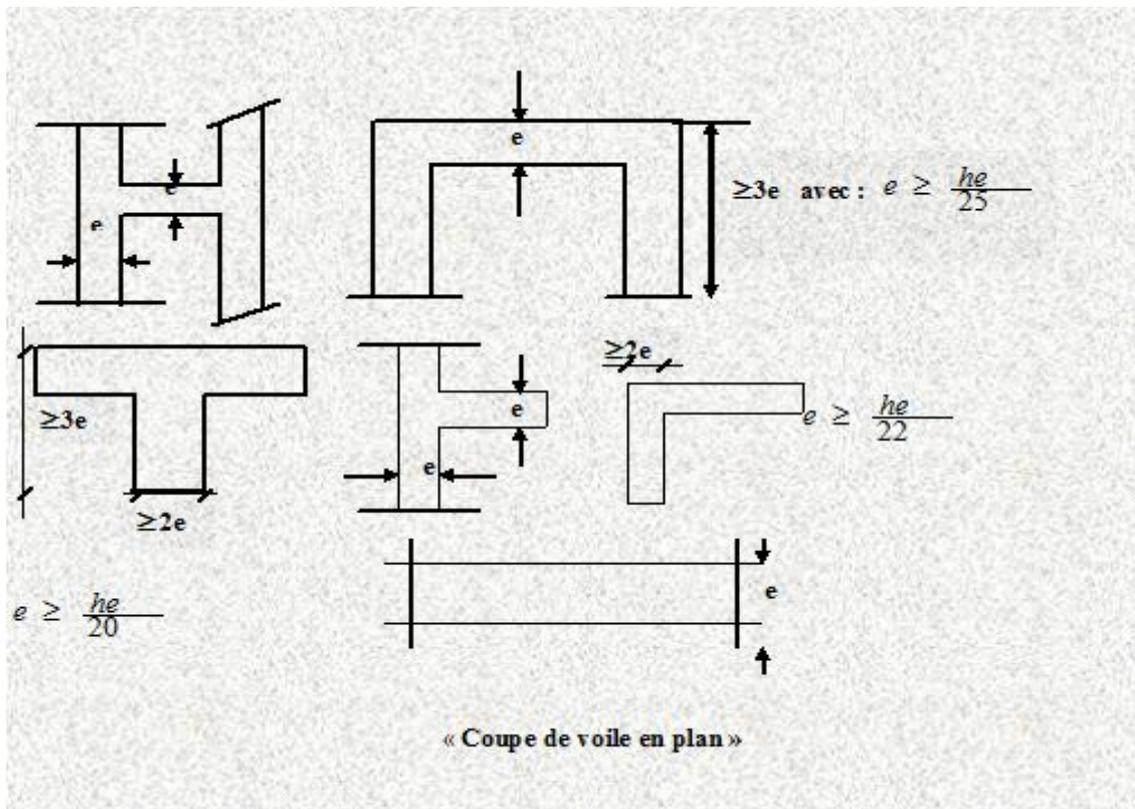
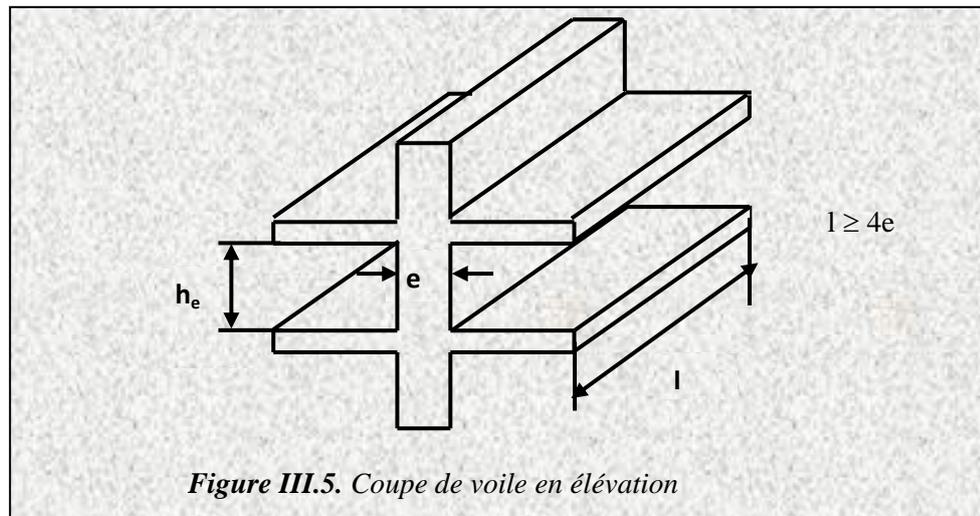


Figure III.6. Coupe de voile en plan

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de L'RPA99/version2003 :

- L'épaisseur minimale (e_{\min}) est de 15 cm.
- A partir de la hauteur d'étage $h_e = 324$ cm et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \begin{cases} \frac{h_e}{25} \\ \frac{h_e}{22} \\ \frac{h_e}{20} \end{cases} \quad \Leftrightarrow \quad e \geq \begin{cases} \frac{324}{25} \\ \frac{324}{22} \\ \frac{324}{20} \end{cases} \quad \Leftrightarrow \quad e \geq \begin{cases} 12.96 \\ 14.73 \\ 16.2 \end{cases}$$

$$e \geq \max \left(e_{\min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) \quad \Leftrightarrow \quad e \geq \max (15, 12.96, 14.73, 16.2) = 16,2 \text{ cm.}$$

On optera des voiles d'épaisseur : e = 20 cm

III.2.3. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES

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

$L = 600$ cm; $L_n = 65$ cm; $h_0 = 4$ cm; $b_0 = 12$ cm.

$b_1 = \min (L/10 ; (L_n - b_0)/2) = \min (60 ; 26.5)$.

$b_1 = 26.5$ cm.

L_n : distance entre-axes des nervures.

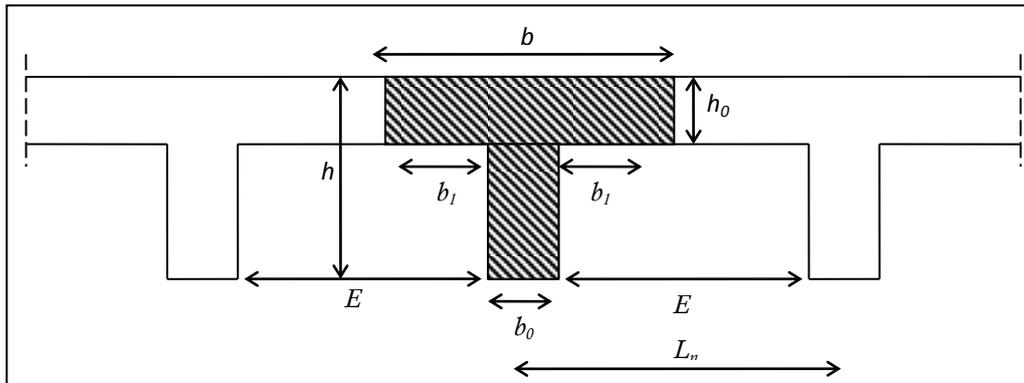


Figure III.7. Dimensions d'une poutrelle en T

III.2.4. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

III .2.4.1. Poutres longitudinales (Principales)

- ❖ D'après les règles de (B.A.E.L91) :

$$h_1 = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad \text{avec } L_{\max} : \text{la plus grande portée} = 560 \text{ cm.}$$

$$h_1 = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) * 560 \quad \text{donc } h_1 = (37.33 \div 56)$$

On prend $h_1 = 45$ cm.

$$b_1 = (0.3 \div 0.4) h_1 = (0.3 \div 0.4) * 45 = (13,5 \div 18) \text{ cm}$$

On prend $b_1 = 30 \text{ cm}$.

❖ D'après les règles de (R.P.A.2003) :

$$b_1 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{donc } b_1 = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{cv})$$

$$h_1 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{donc } h_1 = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{cv})$$

$$\frac{h_1}{b_1} \leq 4.0 \quad \text{donc } \frac{40}{30} = 1.5 < 4.0 \dots\dots\dots(\text{cv})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend la section des poutres longitudinales (principales) $(30 \times 45) \text{ cm}$.

III.2.4.2.Poutres transversales (Secondaires)

❖ D'après les règles de (B.A.E.L91) :

$$h_1 = (1/15 \div 1/10) L_{\max} \quad \text{avec } L_{\max} : \text{la plus grande portée} = 560 \text{ cm.}$$

$$h_1 = (1/15 \div 1/10) * 560 \quad \text{donc } h_1 = (37.33 \div 56)$$

On prend $h_1 = 40 \text{ cm}$.

$$b_1 = (0.3 \div 0.4) h_1 = (0.3 \div 0.4) * 40 = (12 \div 16) \text{ cm}$$

On prend $b_1 = 30 \text{ cm}$.

❖ D'après les règles de (R.P.A.2003..... page 51) :

$$b_1 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{donc } b_1 = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{cv})$$

$$h_1 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{donc } h_1 = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{cv})$$

$$\frac{h_1}{b_1} \leq 4.0 \quad \text{donc } \frac{40}{30} = 1.33 < 4.0 \dots\dots\dots(\text{cv})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend la section des poutres transversales (secondaires) $(30 \times 40) \text{ cm}$.

III.2.5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments porteurs, leurs fonctions principales sont reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

❖ D'après les règles de (RPA2003)

Pour zone III :

- $\text{Min}(b_2, h_2) \geq 30 \text{ cm}$.
- $\text{Min}(b_2, h_2) \geq h_e/20$.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_2}{h_2} < 4$

$h_e = 324$ cm.

On prend $h_2 = b_1 = 50$ cm donc :

Min (b_2, h_2) = 50 cm \geq 30cm (cv).

Min (b_2, h_2) = 50 cm \geq $h_e/20 = 16,2$ (cv)

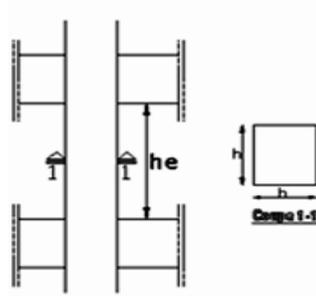


Figure III.7. Dimensions d'un poteau

Dans notre projet on va utiliser des poteaux dégradés dans les niveaux suivantes :

- SS → E 2 : Poteaux : { (50×50) cm, 40×40) cm }
- E 3 → E 5 : Poteaux (40×40) cm
- E 6 → Terrasse : Poteaux (30×30) cm

La section sera adoptée après avoir fait la descente de charge pour les poteaux.

Les poteaux sont pré dimensionnés sous charges verticales uniquement, soit N_u l'effort normal ultime appliqué au poteau le plus sollicité.

L'effort normal maximal obtenu par la descente de charges doit vérifier l'inégalité suivante :

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

N_u : Effort normal maximal à l'ELU calculé, en utilisant la règle de dégression verticale.

B_r : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2cm

$\gamma_s = 1,15$: Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité du béton

F_{c28} Et F_e : Résistance caractéristiques du béton et de l'acier

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise à 0,1% de la section réelle du poteau

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\text{Avec } \lambda = \frac{L_{\text{flambement}}}{i} = \frac{L_{\text{flambement}} \times \sqrt{12}}{b}$$

III.3.DESCENTES DE CHARGES

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface d'influence.

III.3.1. CALCUL DES SURFACES REVENANT A CHAQUE POTEAU

Pour le poteau (B-1) :

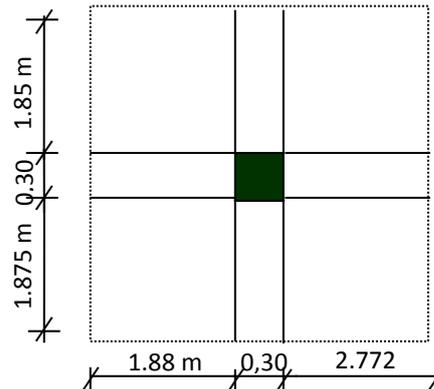


Figure III.7. La surface revenant au poteau (B-1)

Tableau III.5. Les surfaces revenant à chaque poteau

<i>La position des poteaux</i>	<i>Surface revenant à chaque poteau [m²]</i>
A1, A6, E1, E6	4,41
A2, A5, E2, E5	10,71
A3, A4, E3, E4	17,25
B1, B6, C2, C6, D2, D6	8,82
B2, B5, C2, C5, D2, D5	21,42
B3, B4, D3, D4	18,90
C3, C4	12,60

Donc les poteaux B2, B5, C2, C5, D2 et D5 sont les plus sollicités avec une surface de 22,31 m² revenant à chaque poteau.

On choisit pour la vérification un poteau d'angle (A1), un poteau de rive (B1), un poteau intermédiaire le plus chargé (B2), un poteau centrale (B3) et un autre poteau centrale (C3).

III.3.2.POIDS PROPRE DES POUTRES

Tableau III.6. Le poids propre des poutres

<i>Selon la surface revenant au poteau</i>	A1	B1	B2	B3	C3
La longueur des poutres longitudinales [m]	2,1	2,1	5,1	6	3
Poids des Poutres [kN]	11,8125	17,325	26,325	29,025	20,025

III.3.3. POIDS DES PLANCHERS

Tableau III.7.Le poids propre des planchers

<i>Le poteau i</i>	<i>A1</i>	<i>B1</i>	<i>B2</i>	<i>B3</i>	<i>C3</i>
<i>La surface revenant au poteau i [m2]</i>	4,41	8,82	21,42	18,9	12,6
<i>Poids des plancher terrasse [kN]</i>	27,91	55,83	135,58	119,63	79,75
<i>Poids des plancher étage courante [kN]</i>	22,49	44,98	109,24	96,39	64,26

III.3.4. POIDS PROPRE DES POTEAUX

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, en fur et à mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

III.3.5. SURCHARGES D'EXPLOITATION

Tableau III.8.Coefficients de dégression des charges

<i>Niveau</i>	<i>Dégression</i>	<i>Q cumulée kN/m2</i>
<i>Sous la terrasse</i>	Q_0	1.00
<i>Sous le 8eme étage</i>	$Q_0 + Q$	2.50
<i>Sous le 7eme étage</i>	$Q_0 + 0.9Q + 0.8Q$	3.55
<i>Sous le 6eme étage</i>	$Q_0 + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q$	4.60
<i>Sous le 5eme étage</i>	$Q_0 + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q$	5.50
<i>Sous le 4eme étage</i>	$Q_0 + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q$	6.25
<i>Sous le 3eme étage</i>	$Q_0 + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q$	6.25
<i>Sous le 2eme étage</i>	$Q_0 + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q$	6.25
<i>Sous le 1eme étage</i>	$Q_0 + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q$	6.25
<i>Sous le RDC</i>	$Q_0 + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q$	6.25

❖ **Pour le Poteau A1**

Tableau III.9. Les charges permanentes et d'exploitation sous le poteau A1

Niveaux	Charges Permanentes [kN]					Charges d'exploitation			
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumul	La surface [m ²]	Q [kN/m ²]	Q [kN]	Q Cumul [kN]
9	27,91	11,81	0	39,72	39,72	4,41	1	4,41	4,41
8	22,49	11,81	7,29	41,59	81,32	4,41	2,5	11,02	15,43
7	22,49	11,81	7,29	41,59	122,9	4,41	3,55	15,65	31,09
6	22,49	11,81	7,29	41,59	164,50	4,41	4,6	20,28	51,376
5	22,49	11,81	12,96	47,26	211,77	4,41	5,5	24,25	75,631
4	22,49	11,81	12,96	47,26	259,03	4,41	6,25	27,56	103,19
3	22,49	11,81	12,96	47,26	306,29	4,41	6,25	27,56	130,75
2	22,49	11,81	12,96	47,26	353,56	4,41	6,25	27,56	158,31
1	22,49	11,81	12,96	47,26	400,82	4,41	6,25	27,56	185,881
0	22,491	11,81	15,64	49,94	450,77	4,41	6,25	27,56	213,444

Tableau III.10. Vérification des sections pour le poteau A1

Niveaux	Efforts normaux [kN]	Sections [cm ²]		1,1Nu [kN]	Br[m ²]	As [m ²]	λ	A	$\bar{N}u$ [kN]
	Nu= Gc+Qc	$S \geq \frac{N}{6bc}$	Section adoptée						
9	44,13	29,42	30×30	48,55	0,0784	0,09	26,18	0,76	1133,73
8	96,75	64,50	30×30	106,43	0,0784	0,09	26,18	0,76	1133,73
7	154,00	102,67	30×30	169,40	0,0784	0,09	26,18	0,76	1133,73
6	215,88	143,92	30×30	237,47	0,0784	0,09	26,18	0,76	1133,73
5	287,40	191,60	40×40	316,14	0,1444	0,16	19,64	0,79	2182,78
4	362,22	241,48	40×40	398,45	0,1444	0,16	19,64	0,79	2182,78
3	437,05	291,37	40×40	480,76	0,1444	0,16	19,64	0,79	2182,78
2	511,88	341,25	40×40	563,06	0,1444	0,16	19,64	0,79	2182,78
1	586,70	391,13	40×40	645,37	0,1444	0,16	19,64	0,79	2182,78
0	664,21	442,81	40×40	730,63	0,1444	0,16	19,64	0,79	2182,78

❖ **Pour le Poteau B1**

Tableau III.11. Les charges permanentes et d'exploitation sous le poteau B1

Niveaux	Charges Permanentes [kN]					Charges d'exploitation			
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumul	La surface [m ²]	Q [kN/m ²]	Q [kN]	Q Cumul [kN]
9	55,83	17,32	0	73,15	73,15	8,82	1	8,82	8,82
8	44,98	17,32	7,29	69,59	142,75	8,82	2,5	22,05	30,87
7	44,98	17,32	7,29	69,59	212,34	8,82	3,55	31,31	62,18
6	44,98	17,32	7,29	69,59	281,94	8,82	4,6	40,57	102,75
5	44,98	17,32	12,96	75,26	357,21	8,82	5,5	48,51	151,26
4	44,98	17,32	12,96	75,26	432,48	8,82	6,25	55,12	206,38
3	44,98	17,32	12,96	75,26	507,74	8,82	6,25	55,12	261,51
2	44,98	17,32	12,96	75,26	583,01	8,82	6,25	55,12	316,63
1	44,98	17,32	12,96	75,26	658,28	8,82	6,25	55,12	371,76
0	44,98	17,32	15,64	77,94	736,22	8,82	6,25	55,125	426,888

Tableau III.12. Vérification des sections pour le poteau B1

Niveaux	Efforts normaux [kN]	Sections [cm ²]		1,1Nu [kN]	Br [m ²]	As [m ²]	λ	α	$\bar{N}u$ [kN]
	Nu = Gc + Qc	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée						
9	81,97	54,65	30×30	90,17	0,078	0,09	26,18	0,76	1133,73
8	173,62	115,74	30×30	190,98	0,078	0,09	26,18	0,76	1133,73
7	274,53	183,02	30×30	301,98	0,078	0,09	26,18	0,76	1133,73
6	384,69	256,46	30×30	423,16	0,078	0,09	26,18	0,76	1133,73
5	508,47	338,98	40×40	559,32	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
4	638,86	425,91	40×40	702,75	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
3	769,26	512,84	40×40	846,18	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
2	899,65	599,76	40×40	989,61	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
1	1030,04	686,69	40×40	1133,04	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
0	1163,117	775,41	40×40	1279,42	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78

❖ **Pour le Poteau B2**

Tableau III.13. Les charges permanentes et d'exploitation sous le poteau B2

Niveaux	Charges Permanentes [kN]					Charges d'exploitation			
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumul	La surface [m ²]	Q [kN/m ²]	Q [kN]	Q Cumul [kN]
9	135,58	26,32	0	161,91	161,91	21,42	1	21,42	21,42
8	109,24	26,32	7,29	142,85	304,76	21,42	2,5	53,55	74,97
7	109,24	26,32	7,29	142,85	447,62	21,42	3,55	76,041	151,01
6	109,24	26,32	12,96	148,52	596,15	21,42	4,6	98,53	249,54
5	109,24	26,32	12,96	148,52	744,67	21,42	5,5	117,81	367,35
4	109,24	26,32	12,96	148,52	893,20	21,42	6,25	133,87	501,22
3	109,24	26,32	20,25	155,81	1049,01	21,42	6,25	133,87	635,10
2	109,24	26,32	20,25	155,81	1204,83	21,42	6,25	133,87	768,97
1	109,24	26,32	20,25	155,81	1360,65	21,42	6,25	133,87	902,85
0	109,242	26,324	24,43	160,00	1520,65	21,42	6,25	133,875	1036,725

Tableau III.14. Vérification des sections pour le poteau B2

Niveaux	Efforts normaux [kN]	Sections [cm ²]		1,1Nu [kN]	Br[m ²]	As [m ²]	λ	α	$\bar{N}u$ [kN]
	Nu= Gc+Qc	$S \geq \frac{N}{6bc}$	Section adoptée						
9	183,33	122,22	30×30	201,66	0,078	0,09	26,18	0,76	1133,73
8	379,73	253,15	30×30	417,71	0,078	0,09	26,18	0,76	1133,73
7	598,63	399,09	30×30	658,49	0,078	0,09	26,18	0,76	1133,73
6	845,69	563,79	40×40	930,26	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
5	1112,03	741,35	40×40	1223,23	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
4	1394,43	929,62	40×40	1533,87	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
3	1684,12	1122,74	50×50	1852,53	0,23	0,25	15,71	0,81	3557,18
2	1973,81	1315,87	50×50	2171,19	0,23	0,25	15,71	0,81	3557,18
1	2263,50	1509,00	50×50	2489,85	0,23	0,25	15,71	0,81	3557,18
0	2557,382	1704,921	50×50	2813,12	0,23	0,25	15,71	0,81	3557,18

❖ **Pour le Poteau B3**

Tableau III.15. Les charges permanentes et d'exploitation sous le poteau B3

Niveaux	Charges Permanentes [kN]					Charges d'exploitation			
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumul	La surface [m ²]	Q [kN/m ²]	Q [kN]	Q Cumul [kN]
9	119,63	29,025	0	148,66	148,66	18,9	1	18,9	18,9
8	96,39	29,025	7,29	132,70	281,36	18,9	2,5	47,25	66,15
7	96,39	29,025	7,29	132,70	414,07	18,9	3,55	67,09	133,24
6	96,39	29,025	12,96	138,37	552,44	18,9	4,6	86,94	220,18
5	96,39	29,025	12,96	138,37	690,82	18,9	5,5	103,95	324,13
4	96,39	29,025	12,96	138,37	829,19	18,9	6,25	118,12	442,26
3	96,39	29,025	20,25	145,66	974,86	18,9	6,25	118,12	560,38
2	96,39	29,025	20,25	145,66	1120,57	18,9	6,25	118,12	678,51
1	96,39	29,025	20,25	145,66	1266,19	18,9	6,25	118,12	796,63
0	96,39	29,025	24,4375	149,8525	1416,045	18,9	6,25	118,125	914,76

Tableau III.16. Vérification des sections pour le poteau B3

Niveaux	Efforts normaux [kN]	Sections [cm ²]		1,1Nu [kN]	Br[m ²]	As [m ²]	λ	α	$\bar{N}u$ [kN]
	Nu= Gc+Qc	$S \geq \frac{N}{6bc}$	Section adoptée						
9	167,56	111,70	30×30	184,31	0,078	0,09	26,18	0,76	1133,73
8	347,51	231,67	30×30	382,26	0,078	0,09	26,18	0,76	1133,73
7	547,31	364,87	30×30	602,04	0,078	0,09	26,18	0,76	1133,73
6	772,63	515,08	40×40	849,89	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
5	1014,95	676,63	40×40	1116,45	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
4	1271,45	847,63	40×40	1398,60	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
3	1535,24	1023,49	50×50	1688,77	0,23	0,25	15,71	0,81	3557,18
2	1799,03	1199,35	50×50	1978,94	0,23	0,25	15,71	0,81	3557,18
1	2062,82	1375,21	50×50	2269,11	0,23	0,25	15,71	0,81	3557,18
0	2330,805	1553,87	50×50	2563,885	0,23	0,25	15,71	0,81	3557,18

❖ **Pour le Poteau C3**

Tableau III.17. Les charges permanentes et d'exploitation sous le poteau C3

Niveaux	Charges Permanentes [kN]					Charges d'exploitation			
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumul	La surface [m2]	Q [kN/m2]	Q [kN]	Q Cumul [kN]
9	79,75	20,025	0	99,78	99,78	12,6	1	12,6	12,6
8	64,26	20,025	7,29	91,57	191,35	12,6	2,5	31,5	44,1
7	64,26	20,025	7,29	91,57	282,93	12,6	3,55	44,73	88,83
6	64,26	20,025	12,96	97,24	380,17	12,6	4,6	57,96	146,79
5	64,26	20,025	12,96	97,24	477,42	12,6	5,5	69,3	216,09
4	64,26	20,025	12,96	97,24	574,66	12,6	6,25	78,75	294,84
3	64,26	20,025	20,25	104,53	679,20	12,6	6,25	78,75	373,59
2	64,26	20,025	20,25	104,53	783,73	12,6	6,25	78,75	452,34
1	64,26	20,025	20,25	104,53	888,27	12,6	6,25	78,75	531,09
0	64,26	20,025	24,43	108,72	996,99	12,6	6,25	78,75	609,84

Tableau III.18. Vérification des sections pour le poteau C3

Niveaux	Efforts normaux [kN]	Sections [cm ²]		1,1Nu [kN]	Br[m2]	As [m2]	λ	α	$\bar{N}u$ [kN]
	Nu= Gc+Qc	$S \geq \frac{N}{6bc}$	Section adoptée						
9	112,38	74,92	30×30	123,62	0,078	0,09	26,18	0,76	1133,73
8	135,67	90,45	30×30	149,24	0,078	0,09	26,18	0,76	1133,73
7	180,40	120,27	30×30	198,44	0,078	0,09	26,18	0,76	1133,73
6	244,03	162,69	40×40	268,43	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
5	313,33	208,89	40×40	344,66	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
4	392,08	261,39	40×40	431,29	0,14	0,16	19,64	0,79	2182,78
3	478,12	318,75	50×50	525,93	0,23	0,25	15,71	0,81	3557,18
2	556,87	371,25	50×50	612,56	0,23	0,25	15,71	0,81	3557,18
1	635,62	423,75	50×50	699,18	0,23	0,25	15,71	0,81	3557,18
0	1606,836	1071,224	50×50	1767,519	0,23	0,25	15,713	0,81	3557,18

Cette condition est vérifiée pour l'ensemble des niveaux et pour tous les poteaux caractéristiques :

$$N_u \leq \overline{N_u}$$

❖ **Conclusion :**

- Dans notre projet, on variera la section des poteaux dans les niveaux suivants :
 - S.Sol → E 2 : Poteaux : { (50×50) cm, (40×40) cm }
 - E 3 → E 5 : Poteaux (40×40) cm.
 - E 6 → E 8 : Poteaux (30×30) cm.
- Pour les poutres :
 - Poutres longitudinales : (45×30) cm
 - Poutres transversales : (40×30) cm
- Pour les voiles : e = 20cm
- Pour les planchers : e = 20 cm

Ferrailage des éléments

IV.1.INTRODUCTION

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments suivants :

- L'acrotère ;
- Les dalles pleines des balcons ;
- Les planchers à corps creux (poutrelle et table de compression)
- Les escaliers.

IV.2.CALCUL DE L'ACROTÈRE

IV.2.1.INTRODUCTION

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenances.

Il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

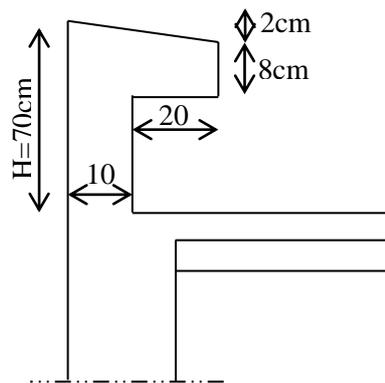


Figure IV.1. Coupe verticale de l'acrotère

IV.2.2. SCHEMAS STATIQUES

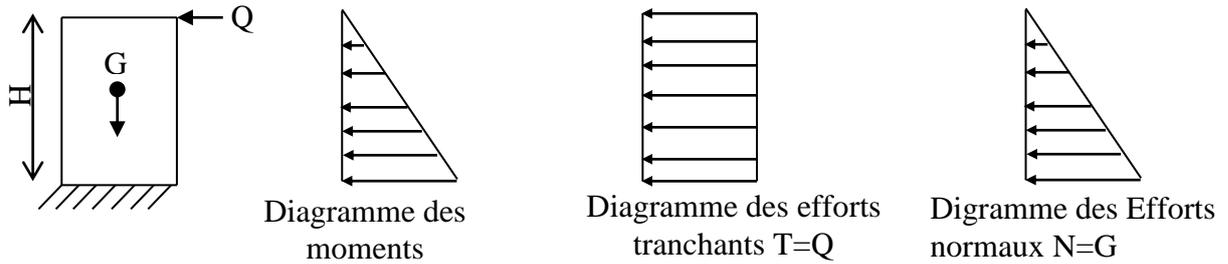


Figure IV.2. Schémas statiques

IV.2.3. CALCUL DES EFFORTS

Effort normal dû au poids propre : $G = \rho \cdot S$

$$G = 2,175 \text{ kN/m}^2$$

ρ : Masse volumique du béton ; S : Section longitudinale de l'acrotère.

Effort horizontal dû à la main courante : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

Effort normal : $N = 2,175 \text{ kN/m}$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : $M = Q \times H = 0,7 \text{ kN.m}$.

IV.2.4. COMBINAISONS DE CHARGES

➤ **ELU** : La combinaison est $1,35 G + 1,50 Q$:

Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,175 = 2,936 \text{ kN/ml}$.

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,7 = 1,05 \text{ kN.m}$.

➤ **ELS** : La combinaison est $G + Q$:

Effort normal de compression : $N_s = G = 2,175 \text{ kN/ml}$.

Moment de renversement : $M_s = 0,7 \text{ kN.m}$.

IV.2.5. FERRAILAGE

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$

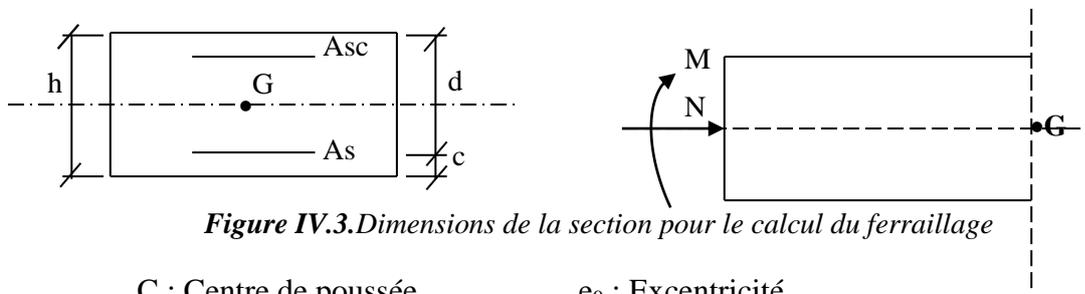


Figure IV.3. Dimensions de la section pour le calcul du ferrailage

C : Centre de poussée , e_0 : Excentricité

IV.2.5.1. Calcul de l'excentricité

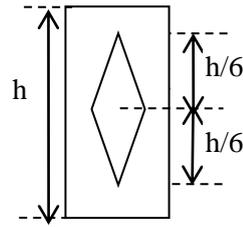
$$e_0 = M_u / N_u$$

$$e_0 = 1,05 / 2,936$$

$$e_0 = 0,3576 \text{ m ;}$$

$$e_0 = 35,76 \text{ cm ;}$$

$$h/6 = 1/6 = 0,167 \text{ m}$$



$$h / 2 - c = 10 / 2 - 2 = 3 \text{ cm}$$

Figure IV.4. Notion de noyau centrale

$$\Rightarrow e_0 = 35,76 > h/2 - c = 3 \text{ cm} \quad \text{et} \quad e_0 = 35,76 > h/6 = 0,167 \text{ m}$$

- ❖ D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

- ✓ L'élançement mécanique est :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h} = 2 \times 0,7 \times \frac{\sqrt{12}}{0,1}$$

$$\lambda = 48,497 = 48,5$$

($l_f = 2 \times l_0 = 2 \times h$) cas d'une console ;

l_f : Longueur ou hauteur de flambement ;

l_0 : Longueur ou hauteur libre.

$$i_{\min} \text{ (Rayon de giration minimal)} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} = \sqrt{\left(\frac{h^4}{12}\right)/h^2} = \frac{h}{\sqrt{12}} ;$$

- ✓ Vérification de l'élançement mécanique :

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,3576}{0,1} = 3,576 ;$$

$$\lambda \leq \max \left[50; \min \left(60 \times \frac{e_0}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$\lambda \leq 100$$

- ❖ L'élançement est donc vérifié d'où le calcul sera fait en flexion composée sans tenir compte du flambement.

- ✓ L'excentricité additionnelle (e_a) : $e_a \geq \max(2 \text{ cm}; l[\text{cm}]/250)$ ($l = 70 \text{ cm}$)
- $$e_a = 2 \text{ cm}$$

- ✓ Coefficient de majoration (γ_n) : $\left(\frac{e_0}{h} \geq 1\right) \Rightarrow \gamma_n = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \times \left(\frac{h}{e_0}\right)$
- $$\gamma_n = 1,109 = 1,11 ;$$

- ✓ Sollicitations majorées par rapport au C.D.G du béton de la section du béton :

On pose:

$$N_u^* = \gamma_n \times N_u = 3,26 \text{ kN/ml}$$

$$M_u^* = N_u^* \times (e_a + e_0) = 1,23 \text{ kN.m}$$

- ✓ Sollicitations par rapport aux aciers tendus :

$$M_{u/A}^* = M_u^* + N_u^* \times e_{as} = M_u^* + N_u^* \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 1,33 \text{ kN.m}$$

Tel que: e_{as} : Distance entre la fibre neutre et le centre de gravité des aciers tendus ;
 $M_{u/A}^*$: Moment des forces extérieures par rapport aux aciers tendus.

IV.2.5.2.Calcul du ferrailage à ELU

On pose :

- h : La hauteur total de la section ;
- b : La largeur de la section ;
- d : La hauteur utile ;
- d' : Distance entre centre de gravité des armatures comprimées et l'arête comprimée de la section ;
- A_{sc} : Les armatures comprimées ;
- A_s : Les armatures tendues ;
- α : Angle d'une armature avec fibre moyenne ;
- u : Coefficient de frottement ;
- y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée ;
- I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe neutre ;

On a: $h = 10$ cm; $b = 1$ m; $d = 8$ cm; $d' = 2$ cm; $f_{bu} = 14,20$ MPa.

$$\mu = \frac{M_{u/A}^*}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,0146 .$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) \Rightarrow \alpha = 0,018$$

$$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$A_s = \frac{M_{u/A}^*}{d(1 - 0,4 \times \alpha) \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,48 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s/ml} = 0,48 \text{ cm}^2.$$

IV.2.5.3.Calcul à ELS

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_0 = 0,322 \text{ m} > h/2 - c = 3 \text{ cm} \quad \text{et} \quad e_0 = 0,322 \text{ m} > h/6 = 0,167 \text{ m} \dots \text{S.P.C.}$$

$$M_{ser}^* = M_{ser} + N_{ser} \times e_{as} = 0,765 \text{ KN.m.}$$

Donc: $M_{ser/A}^* = 0,765 \text{ kN.m.}$

➤ **Limitation des contraintes**

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa};$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{3}{2} \times f_e; 110 \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa.}$$

➤ **Section d'acier**

$$\mu = \frac{M_{ser/A}^*}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = 8,417 \cdot 10^{-3} .$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) \Rightarrow \alpha = 0,0105$$

$$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$A_s = \frac{M_{ser/A}^*}{d(1 - 0,4 \times \alpha) \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,27 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s/ml} = 0,27 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.966 \text{cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq A_s.$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée.

Donc on prendra : $\sup (A_{\min}; A_{\text{ser}}; A_u) \Rightarrow A_{s/ml} = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2.$

$A_{s/ml} = 4\text{HA}8$ avec un espacement : $e = 25 \text{ cm} ;$

Armatures de repartitions : $A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_{r/ml} = 4\text{HA}6$ avec $e = 20\text{cm}.$

IV.2.5.4.Vérification des contraintes

On a : $M_{\text{ser}/A}^* = 0,765 \text{ kN.m}$ et $A_{s/ml} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2 ;$

➤ **Position de la fibre neutre**

$$by^2 + 30(A_s + A_{sc})y - 30(dA_s + A_{sc}) = 0 \dots\dots(1)$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15[A_s(d - y)^2 + A_{sc}(y - d)^2] \dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (1), on trouve : $y = 0.019 \text{m} ;$

En remplaçant dans (2), on trouve : $I = 0.135 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$

➤ **Coefficient angulaire des contraintes**

$$K = \frac{M_{\text{ser}/A}^*}{I} = 56.65$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky = 1.07 \text{ MPa} ;$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_s = nK(d - y) = 51.83 \text{ MPa}.$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \text{ Avec } \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifier.}$$

IV.2.5.5.Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ Avec } V_u = 1.5Q$$

Cette contrainte doit être inférieure à la contrainte limite de cisaillement donnée par :

$$\tau_{\text{adm}} = \min[0.15f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.75 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.1875 \text{ MPa}.$$

❖ Le béton seul peut reprendre l'effort tranchant

IV.2.5.6.Composante horizontale de la force sismique

D'après R.P.A99 art 6.2.3 pages 56, concernant le calcul des forces horizontales F_p agissant sur les éléments non structuraux elle est calculée suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Le ferrailage obtenu sous l'action des surcharges d'exploitation et des charges permanentes est suffisant lorsque la condition suivante est remplie :

$$F_p \leq 1.5Q$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) page 37.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre (0.3 et 0.8) voir tableau (6.1) R.P.A99 page 56.

W_p : Poids de l'élément considère propre (acrotère).

Salon R.P.A99 ; le tableau (4.1) avec (zone III ; groupes d'usage 2) on a : $A = 0.25$;

Salon R.P.A99 ; le tableau (6.1) on a : $C_p = 0.8$;

Donc : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2,175 = 1.74 \text{ kN/ml}$.

D'où : $F_p > Q \Rightarrow F = 1.5Q = 1.5 \text{ kN/ml}$.

- ❖ Donc on adopte la section d'armatures minimale (condition de non fragilité) des deux côtes, avec des armatures de répartition d'une section au moins égale à un quart des armatures principales.

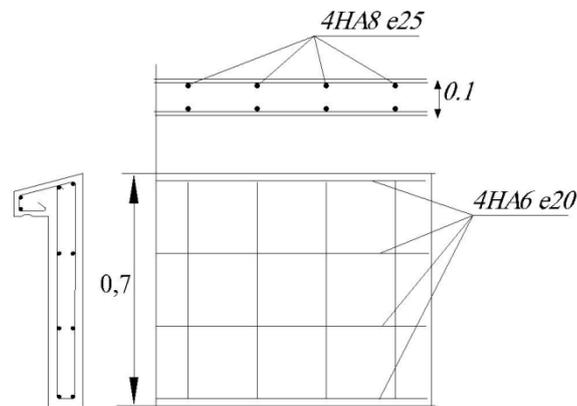


Figure IV.5. Schema de ferrailage de l'acrotère

IV.3. CALCUL DES BALCONS

IV.3.1. INTRODUCTION

Le balcon est une dalle pleine étudiée comme une console encastree soumise à la flexion simple. Dans le calcul on prend une bonde de 1 mètre linéaire.

L'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a: } L = 1.5 \text{ m}$$

$$10 \leq e \leq 14.5$$

On prend : $e = 13 \text{ cm}$.

Avec des considérations pratiques (expérience), on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas pratique, donc nous avons opté pour une épaisseur $e = 16 \text{ cm}$.

IV.3.2. COMBINAISONS DE CHARGES

Pour 1ml on a : $G=5.6\text{kN/m}$ et $Q = 3.50\text{kN/m}$;

$$E.L.U : \begin{cases} P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.81\text{kN/m} \\ M_u = \frac{P_u \times L^2}{2} = 14.41\text{kN.m} \end{cases}$$

$$E.L.S : \begin{cases} P_{ser} = G + Q = 9.1\text{kN/m} \\ M_{ser} = \frac{P_{ser} \times L^2}{2} = 10.24\text{kN.m} \end{cases}$$

IV.3.3. CALCUL DES SECTIONS D'ACIERS

Le balcon est calculé comme une console sollicitée en flexion simple.

On a: $h = 16 \text{ cm}$; $b = 1\text{m}$; $d = 13 \text{ cm}$; $d' = 3 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,06 .$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0775 .$$

$$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc}=0 .$$

$$A_s = \frac{M_u}{d(1-0,4 \times \alpha) \frac{f_e}{\gamma_s}} = 3.3 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{s/ml} = 3.3\text{cm}^2 .$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.57\text{cm}^2 \Rightarrow A_s \geq A_{\min} .$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

$A_{s/ml} = 6\text{HA}12$ avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$;

Armature de repartiions : $A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_{r/ml} = 5\text{HA}10$ avec $e = 25 \text{ cm}$.

Remarque :

Le ferrailage du balcon sera constitué de deux nappes d'armatures pour faciliter le montage, le maintenir en place pendant le coulage, accroître l'efficacité aux effets du retrait et de la température et tenir compte des variations des sollicitations dues aux actions sismiques.

Alors la section d'acier trouvée précédemment sera appliquée pour les deux nappes.

IV.3.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES

On a : $M_{ser} = 10.24\text{KN.m}$ et $A_{s/ml} = 6\text{HA}12 = 6.79\text{cm}^2$;

➤ **Position de la fibre neutre**

$$by^2 + 30(A_s + A_{sc})y - 30(dA_s + d'A_{sc}) = 0 \dots\dots(1)$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15[A_s(d-y)^2 + A_{sc}(y-d)^2] \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (1), on trouve : $y = 0.042\text{m}$;

En remplaçant dans (2), on trouve : $I = 1.035 \times 10^{-4} \text{ m}^4$.

➤ Coefficient angulaire des contraintes

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 98.94$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky = 4.16 \text{ MPa}$;

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ Avec } \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_s = nK(d-y) = 130.6 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \text{ Avec } \overline{\sigma}_{bc} = 201.6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

IV.3.4.1. Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ Avec } V_u = 12.81 \text{ kN.m}$$

Cette contrainte doit être inférieure à la contrainte limite de cisaillement donnée par :

$$\tau_{adm} = \min[0.15f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.75 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.81 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.0985 \text{ MPa.}$$

❖ Étant donné que $\tau_u \leq \tau_{adm}$ il est inutile d'utiliser les armatures transversales.

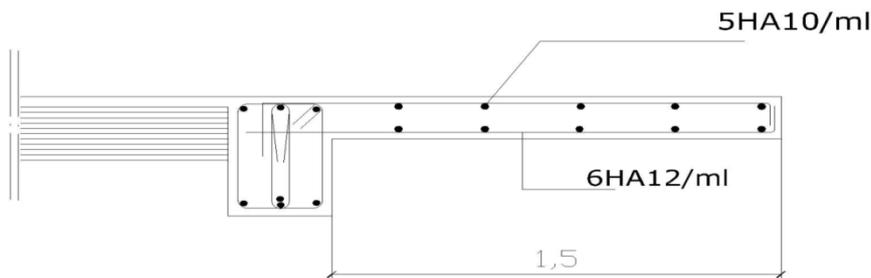


Figure IV.6. Présentation du ferrailage

IV.4. CALCUL DES PLANCHERS

IV.4.1. INTRODUCTION

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et la largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils ont pour rôle :

- La transmission des charges et sur charges vers les éléments porteurs.
- De plateforme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit pour l'étage sous-jacent.
- D'écran permettant le confort de l'habitation.
- Dans notre projet, on a utilisé : les Planchers à corps creux.

IV.4.2.JUSTIFICATION DU CHOIX DES PLANCHERS A CORPS CREUX

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers. Plus léger que la dalle pleine.
- Plus économique que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique.

IV.4.3. CALCUL DES PLANCHERS A CORPS CREUX

Tableau IV.1.Les charges appliquées dues aux plancher à corps creux.

<i>Plancher</i>	<i>Surface revenant à la poutrelle(m)</i>	<i>Charges permanentes</i>	<i>Charges d'exploitation</i>
<i>Etage courante [kN/m]</i>	0.65	3.315	0.975
<i>Terrasse [kN/m]</i>	0.65	4.115	0.65

IV.4.3.1.Méthode de calcul

D'après les règles B.A.E.L.91, on va utiliser la méthode forfaitaire si les conditions d'application sont remplies, les conditions d'applications de cette méthode sont les suivantes :

- ✓ La valeur nominale de la charge d'exploitation (avant application de tout coefficient de majoration) est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou' de 5000 N/m²
- ✓ Les moments d'inerties sont les même dans les différentes travées.
- ✓ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- ✓ La fissuration considérée est non préjudiciable

IV.4.3.2.Plancher étage courante

IV.4.3.2.1.Combinaisons d'action

E.L.U $P_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 5.938 \text{ kN/ml}$

E.L.S $P_{ser} = G + Q = 4.29 \text{ kN/ml}$

IV.4.3.2.2.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1. $Q=0.975 \text{ KN/ml} < 2 \times 3.315=6.63 \text{ KN/ml}$ (cv).
2. Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées (cv).
3. On a $4.2/4.2=1$ donc cette condition $(0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25)$ est vérifiée.
4. La fissuration est peu nuisible puisque les planchers sont protégés.

❖ Toutes les conditions sont vérifiées, donc cette méthode est applicable.

IV.4.3.2.3. Evaluation des moments

On a: $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{0.975+3.315} = 0.227;$
 $1+0.3\alpha = 1.068; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.634; \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.534.$

➤ **Moment sur appui**

A et E appuis de rive $M_a = M_e = 0;$
 B et D appuis voisins des appuis de rive $M_b = M_d = 0.5M_0;$
 C appui intermédiaire $M_c = 0.4M_0 ;$

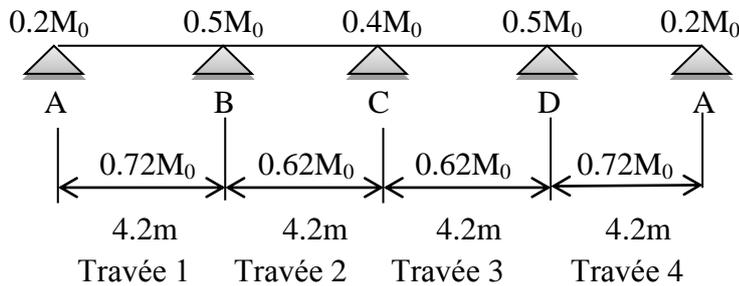


Figure IV.7. Type de poutrelle (plancher étage courant)

➤ **Moment en travée**

Pour les travées 1 et 4:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 1.068M_0 - \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2}$$

Donc $M_t \geq 0.718M_0;$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 1.05M_0 - \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2}$$

Donc $M_t \geq 0.7M_0;$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

Donc $M_t \geq 0.634M_0;$

❖ Alors, on prend $M_t = 0.72M_0 ;$

Pour les travées 2 et 3:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 1.068M_0 - \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2}$$

Donc $M_t \geq 0.618M_0;$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 1.05M_0 - \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2}$$

Donc $M_t \geq 0.6M_0;$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

Donc $M_t \geq 0.534M_0;$

❖ Alors, on prend $M_t = 0.62M_0 ;$

A L'E. L. U

- *Le moment isostatique* : $L=4.2m \Rightarrow M_0 = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{5.938 \times 4.2^2}{8} = 13.093 \text{ kN.m}$;
- *l'effort tranchant* : $T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{P_u L}{2}$; $T_e = T_w - P_u L$.

A L'E. L.S

- *Le moment isostatique* : $L=4.2m \Rightarrow M_0 = \frac{P_{ser} L^2}{8} = \frac{4.29 \times 4.2^2}{8} = 9.459 \text{ kN.m}$;
- *L'effort tranchant* : $T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{P_u L}{2}$; $T_e = T_w - P_u L$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Le moment isostatique et l'effort tranchant pour les différentes travées (étage courant)

<i>Travée</i>	<i>1(A-B)</i>	<i>2(B-C)</i>	<i>3(C-D)</i>	<i>4(D-E)</i>
<i>L[m]</i>	4.2	4.2	4.2	4.2
<i>P_u [kN/ml]</i>	5.938	5.938	5.938	5.938
<i>M_u^w [kN.m]</i>	-2.618	-6.547	-5.237	-6.547
<i>M_u^e [kN.m]</i>	-6.547	-5.237	-6.547	-2.618
<i>M_u^t [kN.m]</i>	9.427	8.117	8.117	9.427
<i>T_u^w [kN/ml]</i>	11.534	12.782	12.158	13.405
<i>T_u^e [kN/ml]</i>	-13.405	-12.158	-12.782	-11.534
<i>P_{ser} [kN/ml]</i>	4.29	4.29	4.29	4.29
<i>M_{ser}^w [kN.m]</i>	-1.892	-4.73	-3.783	-4.73
<i>M_{ser}^e [kN.m]</i>	-4.73	-3.783	-4.73	-1.892
<i>M_{ser}^t [kN.m]</i>	6.810	5.865	5.865	6.810

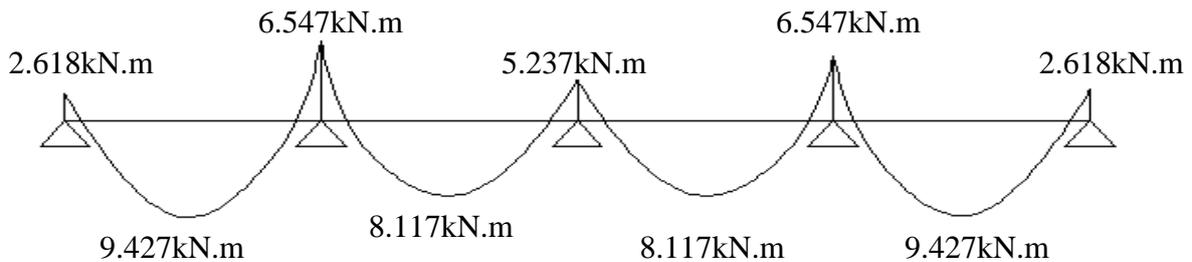


Diagramme de moment à l'E.L.U

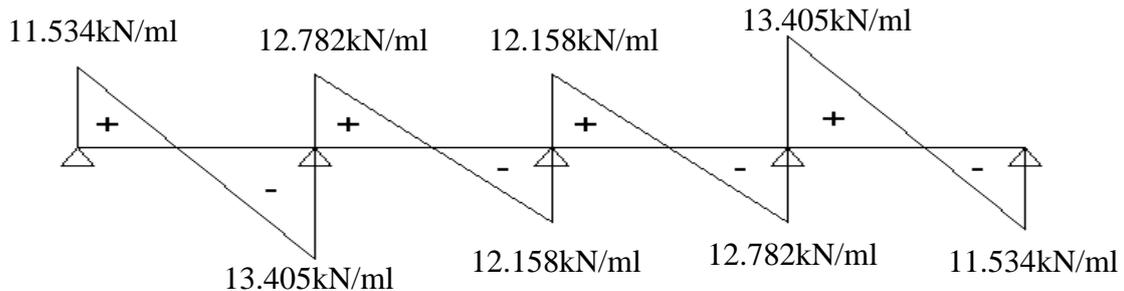


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

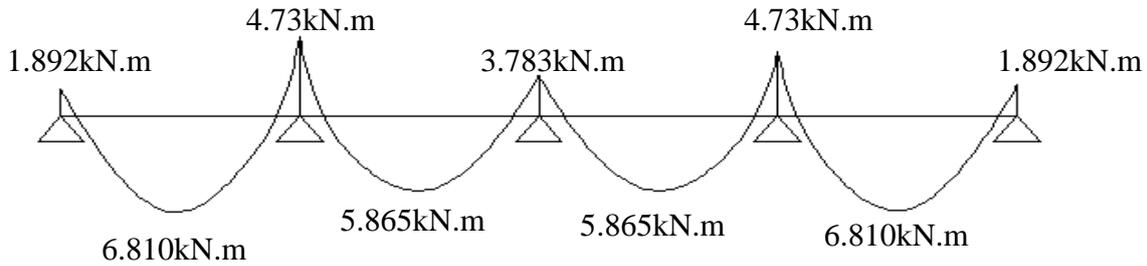


Diagramme de moment à l'E.L.S

IV.4.3.2.4. Calcul du ferrailage

On a : $h=20\text{ cm}$; $h_0=4\text{ cm}$; $b=65\text{ cm}$; $b_0=12\text{ cm}$; $d=17\text{ cm}$ et $d'=3\text{ cm}$.

$$A \text{ l'E.L.U} \begin{cases} M_{app}^{max} = -6.547\text{ kN.m} \\ M_t^{max} = 9.427\text{ kN.m} \\ T^{max} = 13.405\text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$A \text{ l'E.L.S} \begin{cases} M_{app}^{max} = -4.73\text{ kN.m} \\ M_t^{max} = 6.810\text{ kN.m} \end{cases}$$

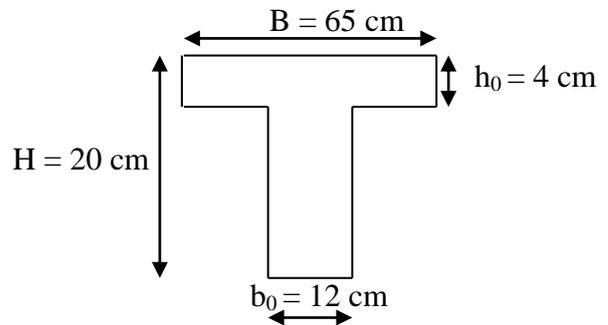


Figure IV.8. Dimension de la poutelle (étage courant)

A. Armatures longitudinales

➤ En Travée

Le moment fléchissant (M_{table}) équilibré par la table est :

$$M_{table} = b h_0 \sigma_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14.2 \times (17 - 4/2) = 55380 \text{ N.m} = 55.38 \text{ kN.m};$$

$$M_t^{max} = 9.427 \text{ kN.m} < M_{table} = 55.38 \text{ kN.m};$$

- ❖ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b .

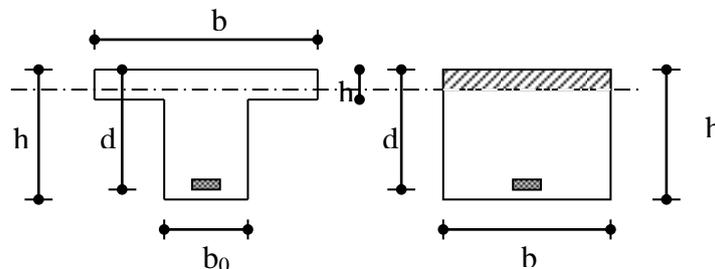


Figure IV.9. Section des armatures en travée (étage courant)

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.427 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.187 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\text{Donc } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.045 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.982;$$

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{d \beta \sigma_s} = \frac{9.427 \times 10^{-3}}{0.17 \times 0.982 \times \frac{400}{1.15}} = 1.623 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ et } A_{sc} = 0.$$

➤ **Sur appui**

Le moment sur appui est négatif ($M_{\text{app}}^{\max} = -6.547 \text{ kN.m} < 0$), donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$.

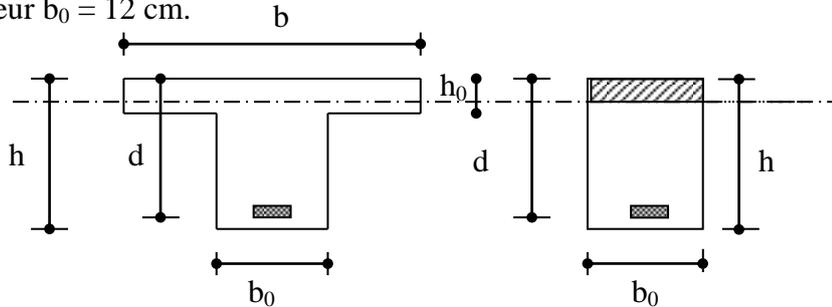


Figure IV.10. Section des armatures sur appui (étage courant)

$$\mu = \frac{M_{\text{app}}^{\max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{6.547 \times 10^3}{0.12 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.133 < \mu_1 = 0.187 \dots \text{Pivot A.}$$

Donc $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.179 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.928$;

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{d \beta \sigma_s} = \frac{6.547 \times 10^3}{0.17 \times 0.945 \times \frac{400}{1.15}} = 1.193 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ et } A_{sc} = 0.$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée : $A_{\min} = 1.334 \text{ cm}^2$;

Sur appui : $A_{\min} = 0.2463 \text{ cm}^2$;

❖ Dans les deux cas, la condition de non fragilité est vérifiée.

✓ **Pourcentage minimal**

$$A'_{\min} \geq 0.001bh \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée: } A'_{\min} \geq 1.3 \text{ cm}^2 \\ \text{Sur appui: } A'_{\min} \geq 0.25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Vérification à l'E.L.S**

D'après le BAEL83 (page 262) :

La fissuration est peut nuisible \Rightarrow Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.427}{6.810} = 1.384 \Rightarrow \bar{\alpha} = 0.442.$$

$$\alpha = 0.045 \leq \bar{\alpha} = 0.442 \dots \dots \dots \text{ (cv)}$$

Sur appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.547}{4.73} = 1.384 \Rightarrow \bar{\alpha} = 0.442.$$

$$\alpha = 0.179 \leq \bar{\alpha} = 0.442 \dots \dots \dots \text{ (cv)}$$

Donc, on obtient le tableau suivant :

Tableau IV.3.Récapitulation du ferrailage (étage courant) : $A_s = \max(A_s, A_{\min}, A'_{\min})$

Elément	$A_s [cm^2]$	$A_{\min} [cm^2]$	$A'_{\min} [cm^2]$	$A_{s\max} [cm^2]$	$A_{s\text{adoptée}} [cm^2]$
Appui	1.193	0.246	0.25	1.193	2HA12=2.26
Travée	1.623	1.334	1.3	1.623	3HA12=3.39

B. Armatures transversales

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le BAEL91(A.5.1.21) Page 51, la contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ avec :

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U = $T^{\max} = 13.405 \text{ kN/ml}$

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{13.405 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.17} = 0.657 \text{ MPa}$$

- ❖ Les armatures d'âme sont droites (perpendiculaire à la fibre moyenne, $\alpha=90^\circ$) donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

Fissuration peu nuisible BAEL91 (A.5.1, 211)[Page 53] :

$$\tau_{u\max} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\}$$

$$\tau_{u\max} = \min \{ 3.33 \text{MPa}, 5 \text{MPa} \}$$

$$\tau_{u\max} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.657 \text{ MPa} \leq \tau_{u\max} = 3.33 \text{MPa} ;$$

✓ Dimension des armatures transversales ϕ_t [BAEL91 (A.7.2,2) Page 87]

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}, \text{ tel que :}$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

h : Hauteur totale de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; 12; \frac{120}{10} \right\} \xrightarrow{\text{donc}} \phi_t \leq \{6; 12; 12\} \xrightarrow{\text{alors}} \phi_t \leq 6 \text{ mm} ;$$

- ❖ On adopte $2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$.

✓ Espacement des cadres [BAEL91 (A.5.1, 22) page 53 et (A.5.1, 23) page 55]

$$S_{t1} \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{cm} \} = 15.3 \text{ cm} ;$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = \frac{0.56 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 0.47 \text{m} = 47 \text{cm} ;$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 f_e (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ) A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28K})} = \frac{0.9 \times 400 \times (1+0) \times 0.56 \times 10^{-4}}{0.12 \times 1.15 \times (1.011 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 0.383 \text{m} = 38.3 \text{cm} ;$$

$$\text{Soit : } S_t \leq \min \{ S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3} \} = \min \{ 15.3 ; 47 ; 38.3 \} \Rightarrow S_t = 15 \text{cm}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

[BAEL91 (A.5.1, 313) Page 57]

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times 0.9 \times d \times f_{c28}}{2 \times \gamma_b} = \frac{0.8 \times 12 \times 0.9 \times 17 \times 100 \times 25}{2 \times 1.5} = 122400N;$$

$$V_u = 13405N \leq 122400N \dots\dots\dots (cv)$$

➤ Au droit d'appui simple, la section « A » des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{0.013405}{400} = 0.385 \cdot 10^{-4}$$

$$A = 6.28 \text{ cm}^2 \geq 0.385 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (cv)$$

IV.4.3.3. Plancher terrasse

IV.4.3.3.1. Combinaisons d'action

E.L.U $P_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 6.53 \text{ kN/ml}$

E.L.S $P_{ser} = G + Q = 4.765 \text{ kN/ml}$

IV.4.3.3.2. Evaluation des moments

On a: $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.65}{0.65+4.115} = 0.136;$

$1+0.3\alpha = 1.041;$ $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.620;$ $\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.520;$

➤ **Moment sur appui**

A et E appuis de rive $M_a = M_e = 0;$
 B et D appuis voisins des appuis de rive $M_b = M_d = 0.5M_0;$
 C appui intermédiaire $M_c = 0.4M_0;$

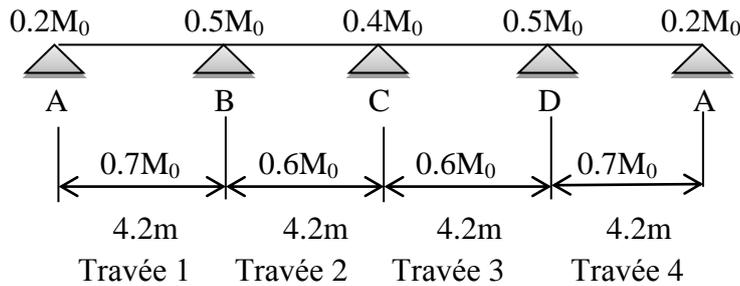


Figure IV.11. Type de poutrelle (plancher terrasse)

➤ **Moment en travée**

Pour les travées 1 et 4:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 1.041M_0 - \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2}$$

Donc $M_t \geq 0.691M_0;$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 1.05M_0 - \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2}$$

Donc $M_t \geq 0.7M_0;$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

Donc $M_t \geq 0.62M_0$;

❖ Alors, on prend $M_t = 0.7M_0$;

Pour les travées 2et3:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 1.041M_0 - \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2}$$

Donc $M_t \geq 0.591M_0$;

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 1.05M_0 - \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2}$$

Donc $M_t \geq 0.6M_0$;

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}M_0$$

Donc $M_t \geq 0.52M_0$;

❖ Alors, on prend $M_t = 0.6M_0$;

A L'E.L.U

➤ Le moment isostatique : $L=4.2m \Rightarrow M_0 = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{6.530 \times 4.2^2}{8} = 14.4kN.m$;

➤ L'effort tranchant $T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{P_u L}{2}$; $T_e = T_w - P_u L$.

A L'E.L.S

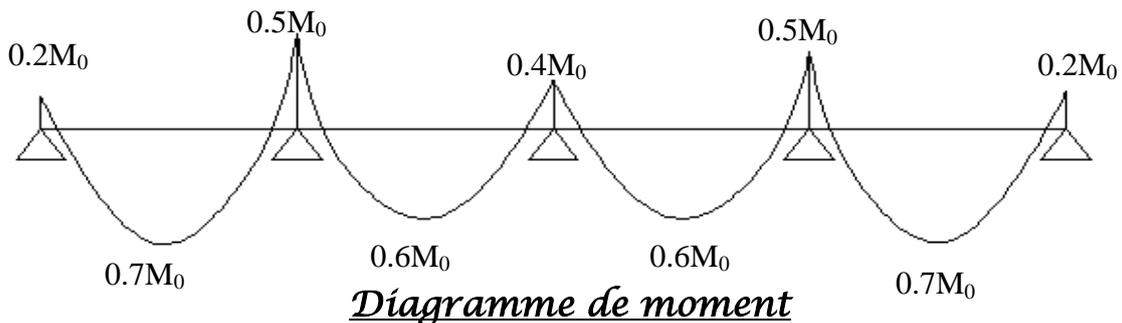
➤ Le moment isostatique : $L= 4.2m \Rightarrow M_0 = \frac{P_{ser} L^2}{8} = \frac{4.765 \times 4.2^2}{8} = 10.506kN.m$;

➤ L'effort tranchant $T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{P_u L}{2}$; $T_e = T_w - P_u L$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4.Le moment isostatique et l'effort tranchant pour les différentes travées (Plancher terrasse)

Travée	1(A-B)	2(B-C)	3(C-D)	4(D-E)
L[m]	4.2	4.2	4.2	4.2
P_u [kN/ml]	6.530	6.530	6.530	6.530
M_u^w [kN.m]	-2.88	-7.2	-5.76	-7.2
M_u^e [kN.m]	-7.2	-5.76	-7.2	-2.88
M_u^t [kN.m]	10.08	8.64	8.64	10.08
T_u^w [kN/ml]	12.684	14.055	13.370	14.742
T_u^e [kN/ml]	-14.742	-13.370	-14.055	-12.684
P_{ser} [kN/ml]	4.765	4.765	4.765	4.765
M_{ser}^w [kN.m]	-2.101	-4.202	-6.464	-5.253
M_{ser}^e [kN.m]	-5.253	-6.464	-4.202	-2.101
M_{ser}^t [kN.m]	7.354	6.303	6.303	7.354



IV.4.3.2.4. Calcul du ferrailage

On a : $h=20\text{ cm}$; $h_0=4\text{ cm}$; $b=65\text{ cm}$; $b_0=12\text{ cm}$; $d=17\text{ cm}$ et $d'=3\text{ cm}$.

$$A' E.L.U \begin{cases} M_{app}^{max} = -7.2\text{ kN.m} \\ M_t^{max} = 10.08\text{ kN.m} \\ T^{max} = 14.055\text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$A' E.L.S \begin{cases} M_{app}^{max} = -6.464\text{ kN.m} \\ M_t^{max} = 7.354\text{ kN.m} \end{cases}$$

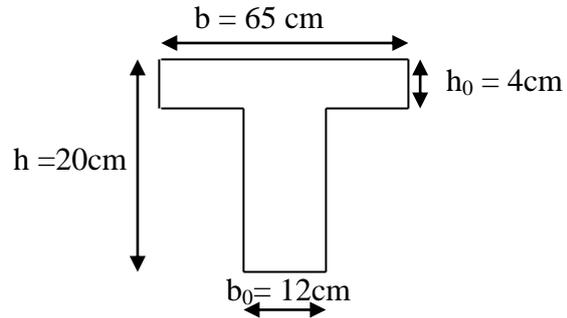


Figure IV.12. Dimension de la poutrelle (Plancher terrasse)

A. Armatures longitudinales

➤ En Travée

Le moment fléchissant (M_{table}) équilibré par la table est :

$$M_{table} = b h_0 \sigma_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14.2 \times (17 - 4/2) = 55380 \text{ N.m} = 55.38 \text{ kN.m};$$

$$M_t^{max} = 10.08 \text{ kN.m} < M_{table} = 55.38 \text{ kN.m};$$

- ❖ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b .

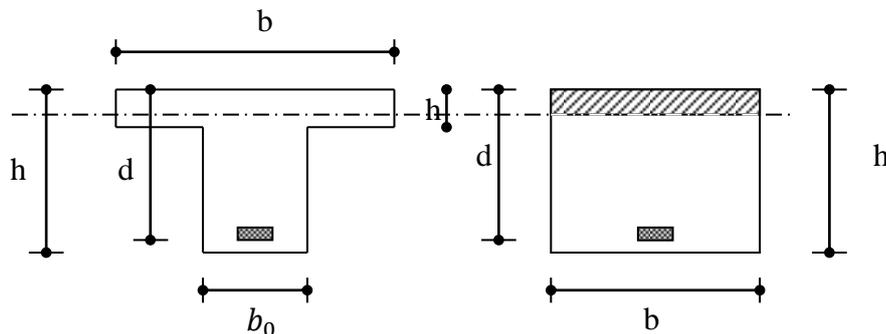


Figure IV.13. Section des armatures en travée (Plancher terrasse)

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.08 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.187 \dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\text{Donc } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.048 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.981;$$

$$A_s = \frac{M_t^{max}}{d \beta \sigma_s} = \frac{10.08 \times 10^{-3}}{0.17 \times 0.981 \times \frac{400}{1.15}} = 1.738 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ et } A_{sc}$$

➤ Sur appui

$$\mu = \frac{M_{app}^{max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{7.2 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.146 < 0.187 \dots\dots \text{Pivot A.}$$

$$\text{Donc } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.199 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.921;$$

$$A_s = \frac{M_t^{max}}{d \beta \sigma_s} = \frac{7.2 \times 10^{-3}}{0.17 \times 0.921 \times \frac{400}{1.15}} = 1.322 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ et } A_{sc} = 0.$$

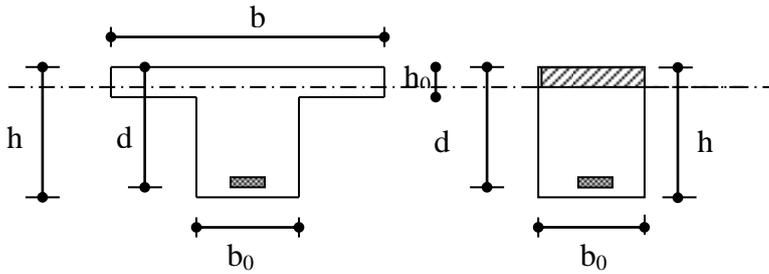


Figure IV.14. Section des armatures sur appui (Plancher terrasse)

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée : $A_{\min} = 1.334 \text{ cm}^2$;

Sur appui : $A_{\min} = 0.2463 \text{ cm}^2$;

❖ Dans les deux cas, la condition de non fragilité est vérifiée.

✓ **Pourcentage minimal**

$$A'_{\min} \geq 0.001bh \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée: } A'_{\min} \geq 1.3 \text{ cm}^2 \\ \text{Sur appui : } A'_{\min} \geq 0.25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Vérification à l'E.L.S**

D'après le BAEL83 (page 262) :

La fissuration est peut nuisible \Rightarrow Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.08}{7.354} = 1.370 \Rightarrow \bar{\alpha} = 0.435.$$

$$\alpha = 0.048 \leq \bar{\alpha} = 0.435 \dots\dots\dots (\text{cv})$$

Sur appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.2}{6.464} = 1.114 \Rightarrow \bar{\alpha} = 0.307.$$

$$\alpha = 0.199 \leq \bar{\alpha} = 0.307 \dots\dots\dots (\text{cv})$$

Donc, on obtient le tableau suivant :

Tableau IV.5. Récapitulation du ferrailage (Plancher terrasse) : $A = \max (A_s, A_{\min}, A'_{\min})$

Elément	$A_s [\text{cm}^2]$	$A_{\min} [\text{cm}^2]$	$A'_{\min} [\text{cm}^2]$	$A_{s\max} [\text{cm}^2]$	$A_{s\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$
Appui	1.322	0.246	0.25	1.322	2HA12=2.26
Travée	1.738	1.334	1.3	1.738	3HA12=3.39

B. Armatures transversales

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

D'après le BAEL91 (A.5.1,21 Page 51, la contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ avec :

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U = $T^{\max} = 14.055 \text{ kN/ml}$

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{14.055 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.17} = 0.689 \text{ MPa}$$

- ❖ Les armatures d'âme sont droites (perpendiculaire à la fibre moyenne, $\alpha=90^\circ$) donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

Fissuration peu nuisible BAEL91 (A.5.1, 211)[Page 53] :

$$\tau_{u\max} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\}$$

$$\tau_{u\max} = \min \{ 3.33 \text{MPa}, 5 \text{MPa} \}$$

$$\tau_{u\max} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.689 \text{ MPa} \leq \tau_{u\max} = 3.33 \text{MPa} ;$$

✓ **Dimension des armatures transversales ϕ_t** [BAEL91 (A.7.2,2) Page 87]

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right\}, \text{ tel que :}$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_1 : Diamètre des armatures longitudinales.

h : Hauteur totale de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; 12; \frac{120}{10} \right\} \xrightarrow{\text{donc}} \phi_t \leq \{6; 12; 12\} \xrightarrow{\text{alors}} \phi_t \leq 6 \text{ mm} ;$$

- ❖ On adopte $2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$.

✓ **Espacement des cadres** [BAEL91 (A.5.1, 22) page 53 et (A.5.1, 23) page 55]

$$S_{t1} \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{cm} \} = 15.3 \text{ cm} ;$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = \frac{0.56 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 0.47 \text{ m} = 47 \text{ cm} ;$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 f_e (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ) A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28K})} = \frac{0.9 \times 400 \times (1+0) \times 0.56 \times 10^{-4}}{0.12 \times 1.15 \times (0.689 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 2.476 \text{ m} = 2476 \text{ cm} ;$$

Soit :

$$S_t \leq \min \{ S_{t1}; S_{t2}; S_{t3} \} = \min \{ 15.3; 47; 2476 \} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**
[BAEL91(A.5.1, 313)Page 57]

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times 0.9 \times d \times f_{c28}}{2 \times \gamma_b} = \frac{0.8 \times 12 \times 0.9 \times 17 \times 100 \times 25}{2 \times 1.5} = 122400 \text{ N} ;$$

$$V_u = 14.055 \text{ N} \leq 122400 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{cv})$$

- Au droit d'appui simple, la section « A_s » des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 1,15 \cdot \frac{0,014055}{400} = 0,404 \cdot 10^{-4}$$

$$A = 6.28 \text{ cm}^2 \geq 0,404 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{cv})$$

IV.4.3.3.Dalle mince (Table de compression)

D'après le BAEL91 (B.6.8, 423)(page 171) :

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm .

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

Treillis Soudé TLE520 → $f_e = 520 \text{ MPa}$.

IV.4.3.3.1.Sections des armatures perpendiculaires aux nervures

Les sections des armatures perpendiculaires aux nervures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

L'écartement « L » entre axes des nervures égale à 65cm donc :

On a : $L_n = 65\text{cm}$, et comme : $50 < L_n < 80$, alors :

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2 ; \quad \text{On adopte } A_{\perp} = 5\emptyset 5 = 0.98\text{cm}^2$$

Espacement

$$n : \text{ nombres des barres} : S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}.$$

IV.4.3.3.2.Armatures parallèles aux nervures

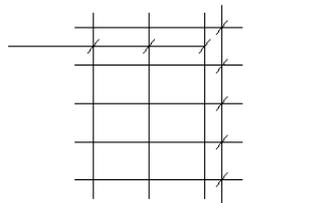
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49\text{cm}^2 ; \text{ on adopte } : A_{//} = 3\emptyset 5 = 0.59\text{cm}^2.$$

Espacement

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33.33\text{cm} \Rightarrow S_t = 30\text{cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (200×300) mm²

$$A_{\perp} = 3\emptyset 5; e = 30 \text{ cm}$$



$$A_{\perp} = 5\emptyset 5; e = 20 \text{ cm}$$

Figure IV.15. Répartition des armatures

IV.4.3.4.Représentation du ferrailage

Pour les deux types de planchers, on a la même représentation du ferrailage.

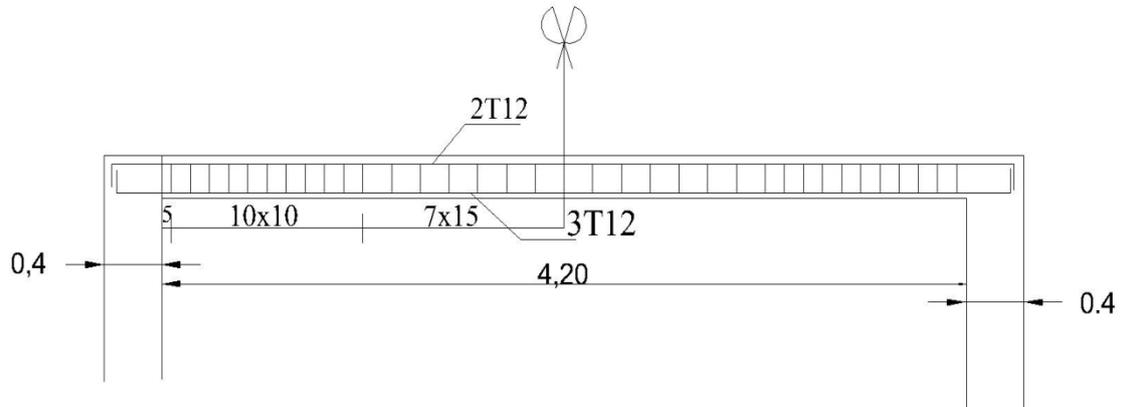
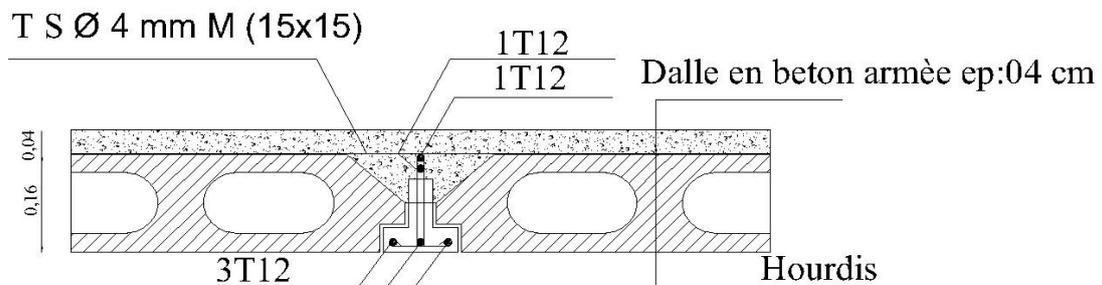
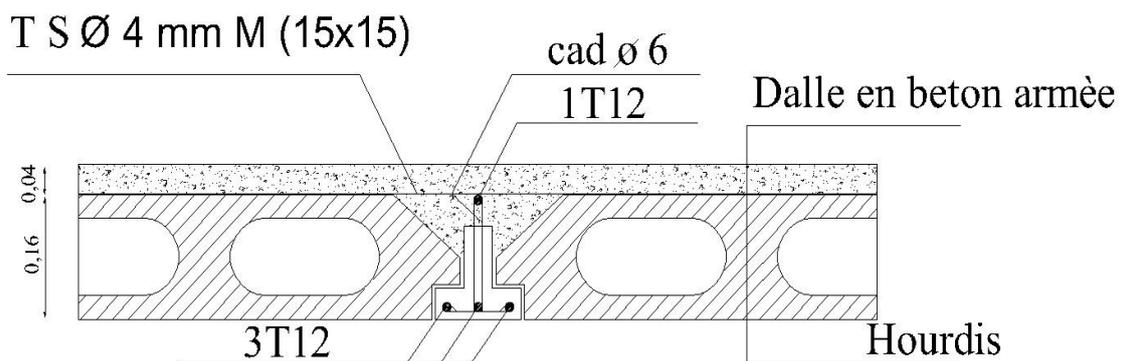


Figure IV.16. Représentation du ferrailage



Sur Appui

Figure IV.17. Coupe au voisinage de l'appui



A mi Travée

Figure IV.18. Coupe à mi travée

IV.5.CALCUL DES ESCALIERS

IV.5.1.DEFINITION

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins, et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

L'escalier de note bâtiment est en béton armé coulé sur place.

IV.5.2. PREDIMENSIONNEMENT

Pour dimensionner les marches on utilise la formule de « *BLONDEL* » :

$$55 \leq 2h + g \leq 65$$

g: Giron ou largeur de la marche ;

h: Hauteur de la contre marche ;

En se fixant la hauteur des contre marches $h = 17 \text{ cm}$; on trouve le nombre de contre marches correspondant : $n = 324 / 17 = 19$.

Ce qui va nous donner un giron de $g = 30 \text{ cm}$.

Les dimensions choisies vérifient la double inégalité de *Blondel* :

$$55 \leq 2h + g = 64 \leq 65$$

❖ $h = 17\text{cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.

IV.5.2.1.Détermination de l'épaisseur de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse (e_p) varie selon les portées et les charges.

$$6\text{cm} \leq e_p \leq 16\text{cm}$$

La paillasse est une dalle inclinée simplement appuyée, elle doit satisfaire les conditions de:

- Résistance : $\frac{1}{30} \leq e_p \leq \frac{1}{20}$ avec l : la portée
- Contrainte maximale de compression qui se développe dans la paillasse.

$$\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma}_b$$

On prend $e_p = 16\text{cm}$.

IV.5.3. DETERMINATION DU FERRAILAGE DES ESCALIERS

IV.5.3.1. Détermination des sollicitations

Dans notre projet, l'escalier est subdivisé en 03 parties, deux parties identiques (1) et (3) et la partie (2).

On a : pour les parties (1) et (3) : $\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{68}{190} = 0.358 \Rightarrow \alpha = 19.7^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.94$.

pour la partie (2) : $\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{222}{600} = 0.37 \Rightarrow \alpha = 20.3^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.9378$.

Soit les deux tableaux suivants :

Tableau IV.6. Charge permanente et charge d'exploitation de l'escalier

	<i>Les couches</i>	<i>Epaisseurs [m]</i>	<i>Poids.V [N/m3]</i>	<i>Charge [N/m2]</i>	
Volée (partie1 et2)	1. Carrelage	0,02	22000	440	
	2. Mortier de pose	0,02	20000	400	
	3. Poids des marches	0.17/2	25000	2125	
	4. Paillasse	Partie1	0.1699	25000	4248.67
		Partie2	0.1706	25000	4264.9
	5. Enduit plâtre	0.12	10000	1200	
	Total			$G_{partie1} =$	8413.67
		$G_{partie2} =$	8929.9		
Surcharges d'exploitation			$Q =$	2500	
Palier	1. Carrelage	0,02	22000	440	
	2. Mortier de pose	0,02	20000	400	
	3. Lit de sable	0,02	18000	360	
	4. Dalle pleine en BA	0,15	25000	3750	
	5. Enduit plâtre	0,02	10000	200	
	Total			$G =$	5150
	Surcharges d'exploitation			$Q =$	2500

Le calcul se fait on supposant que l'escalier travail comme une poutre d'une section $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$.

Donc, on a :

$$\begin{aligned}
 \text{➤ Volée : } & \begin{cases} G_1 = 1 \times 8.413 = 8.413 \text{ kN/ml} \\ G_2 = 1 \times 8.93 = 8.93 \text{ kN/ml} \\ Q = 1 \times 2.5 = 2.5 \text{ kN/ml} \end{cases} \\
 \text{➤ Palier : } & \begin{cases} G = 1 \times 5.15 = 5.15 \text{ kN/ml} \\ Q = 1 \times 2.5 = 2.5 \text{ kN/ml} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Tableau IV.7. Combinaison de charges (escalier)

	<i>Volée [KN/ml]</i>	<i>Palier [KN/ml]</i>
E.L.U	$P_{v1u} = 1.35G + 1.5Q = 15.107$	$P_{pu} = 1.35G + 1.5Q = 10.703$
	$P_{v2u} = 1.35G + 1.5Q = 15.806$	
E.L.S	$P_{v1ser} = G + Q = 10.913$	$P_{pser} = G + Q = 7.65$
	$P_{v2ser} = G + Q = 11.43$	

IV.5.3.2. CALCUL DU FERRAILLAGE

IV.5.3.2.1. Calcul de la partie (1)

➤ *Etat limite ultime*

Charge équivalente

$$P_{eq} = \frac{P_p L_p + P_v L_v}{L_p + L_v} = \frac{15.107 \times 1.9 + 10.703 \times 2.3}{1.9 + 2.3}$$

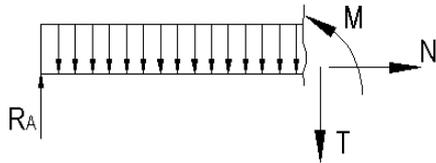
$$P_{eq} = 12.7 \text{ kN/ml.}$$

Calcul des réactions

$$R_a = R_b = 0.5 P_{eq} L = 26.66 \text{ kN.}$$

Calcul des moments : $0 \leq x \leq 4.2 \text{ m}$

$$\sum F_{/x} = 0 \Rightarrow N = 0;$$



$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow T_x = R_a - P_{eq} x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_0 = 26.66 \text{ kN} \\ x = 4.2 \Rightarrow T_0 = -26.66 \text{ kN} \end{cases}$$

$$T_x = 0 \Rightarrow x = 2.1 \text{ m};$$

$$M_x = -P_{eq} \frac{x^2}{2} + R_a x ;$$

$$M_0 = M_{x=2.1\text{m}} = P_{eq} \frac{L^2}{8} = 28 \text{ kN.m.}$$

$$M_a = M_b = 0.3 M_0 = 8.4 \text{ kN.m} \text{ et } M_t = 0.85 M_0 = 23.8 \text{ kN.m.}$$

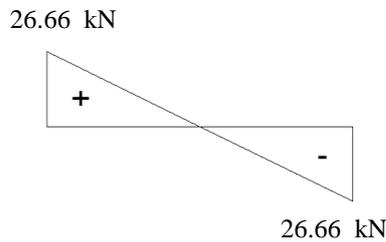


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

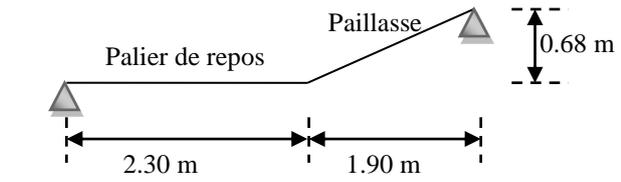


Figure IV.19. Dimensions des escaliers (Partie 1)

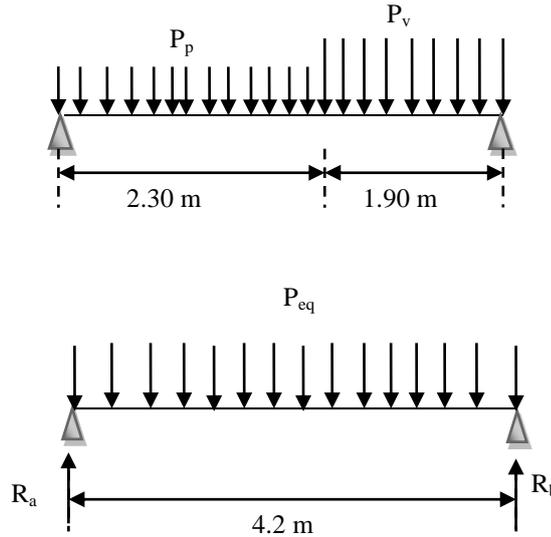


Figure IV.20. Modèle de calcul d'escalier (partie 1)

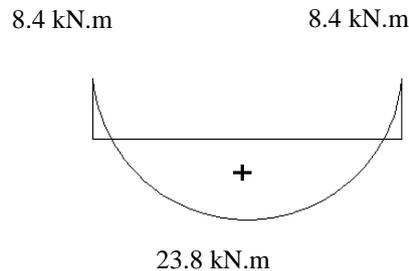


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

➤ **Etat limite de service**

De même méthode qu'à l'E.L.U, on obtient les diagrammes suivants :



Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

2.1.1. Armatures longitudinales

E.L.U : 1. En travée

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{23.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14^2 \times 14.2} = 0.085 < 0.187 \quad \dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\text{Donc } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.111 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.955;$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d \beta \sigma_s} = \frac{23.2 \times 10^{-3}}{0.14 \times 0.955 \times \frac{400}{1.15}} = 5.12 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ et } A_{sc} = 0.$$

2. Sur appuis

$$\mu = \frac{M_u^{app}}{bd^2f_{bu}} = \frac{8.3 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14^2 \times 14.2} = 0.03 < 0.187 \quad \dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\text{Donc } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.038 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9846;$$

$$A_s = \frac{M_u^{app}}{d \beta \sigma_s} = \frac{8.3 \times 10^{-3}}{0.14 \times 0.984 \times \frac{400}{1.15}} = 1.73 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ et } A_{sc} = 0.$$

2.1.2. Vérification

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 ;$$

❖ La condition de non fragilité est vérifiée.

✓ **Pourcentage minimal**

$$A'_{min} \geq 0.001bh = 1.4 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.8. Récapitulation du ferrailage (Partie(1)) : $A = \max(A_s, A_{min}, A'_{min})$

<i>Elément</i>	$A_s [cm^2]$	$A_{min} [cm^2]$	$A'_{min} [cm^2]$	$A_{smax} [cm^2]$	$A_{sadoptée} [cm^2]$
<i>Appui</i>	1.73	1.69	1.4	1.73	7HA12=7.91
<i>Travée</i>	5.12	1.69	1.4	5.12	7HA12=7.91

✓ **Position de la fibre neutre**

$$by^2 + 30(A_s + A_{sc})y - 30(dA_s \times d A_{sc}) = 0 \dots\dots(1)$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15[A_s(d - y)^2 + A_{sc}(y - d)^2] \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (1), on trouve : $y = 4.69 \text{ cm}$.

En remplaçant dans (2), on trouve : $I = 1.37 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

➤ **Coefficient angulaire des contraintes**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \Rightarrow \begin{cases} K_t = 43.9 \\ K_{app} = 124.5 \end{cases}$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky = \begin{cases} \sigma_{bct} = 2.06 \text{ MPa} ; \\ \sigma_{bcapp} = 5.85 \text{ MPa} ; \end{cases}$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_s = nK(d-y) = \begin{cases} \sigma_{st} = 61.3 \text{ MPa} ; \\ \sigma_{sapp} = 173.7 \text{ MPa} ; \end{cases}$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

✓ **Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec} \quad V_u = 26.66 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.19 \text{ MPa} ;$$

Cette contrainte doit être inférieure à la contrainte limite de cisaillement donnée par :

$$\tau_{adm} = \min[0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa.}$$

❖ Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

✓ **Vérification des flèches**

La justification sera faite vis-à-vis de E.L.S sous M_{G+Q} [d'après BAEL B.6.5.2 (commentaires)] :

On pose :

- ρ : Rapport de la section des armatures de limite d'élasticité à celle du béton.
- λ_i : Elancement instantané.
- λ_v : Elancement de long terme.
- I_{fi} : Moment d'inertie instantané.
- I_{fv} : Moment d'inertie de long terme.
- E_i : Module de déformation instantané.
- E_v : Module de déformation différée.
- f_{gi} : Flèche instantané.
- f_{gv} : Flèche différée.

On a: $\rho = \frac{A_s}{b \times d} \Rightarrow \rho = 4.03 \times 10^{-3} m^2 \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2+3 \times \frac{b_0}{b})} = 5.63$

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 2.25$

$\sigma_s = \frac{M_{G+Q}}{I} \times 15 \times (d - y) = 85.5 \text{ MPa}$

$u = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = -0.0056$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \times u} = 0.000327 \text{ m}^4 \\ I_{fv} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_v \times u} = 0.000327 \text{ m}^4 \\ E_i = 11000 f_{cj}^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa} \\ E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa} \\ f_{gi} = \frac{M_{G+Q} \times l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.00286 \text{ cm} \\ f_{gv} = \frac{M_{G+Q} \times l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,008 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La flèche admissible est égale $f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.84 \text{ cm}$

Donc, la flèche est inférieure à la flèche admissible \implies la condition est vérifiée.

2.1.3. Calcul des armatures de répartition

En travée :

$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prend $A_r = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

Sur appuis :

$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prend $A_r = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

2.1.4. Espacement entre les armatures :

2.1.4.1. Armatures longitudinales :

En travée : $S_t = \frac{100}{7} = 15 \text{ cm};$

Sur appuis : $S_t = \frac{100}{7} = 15 \text{ cm};$

V.5.3.2.2. Calcul de la partie (2)

Calcul des réactions

$R_a = R_b = 0.5 P_v L = 47.418 \text{ kN} .$

Calcul des moments : $0 \leq x \leq 6 \text{ m}$

$\sum F_{/x} = 0 \Rightarrow N = 0;$

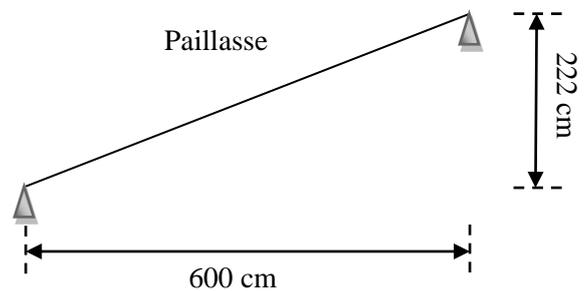


Figure IV.21. Dimensions des escaliers (Partie(2))

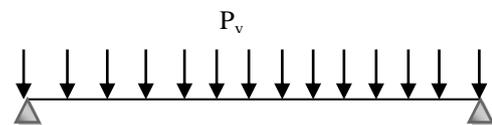
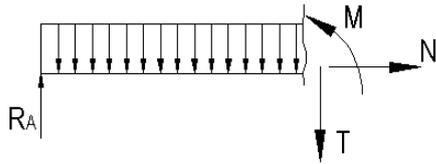


Figure IV.22. Modèle de calcul d'escalier (partie (2))



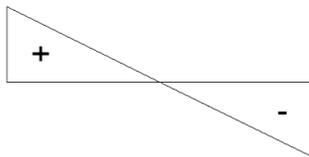
$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow T_x = R_a - P_v x \Rightarrow \begin{cases} x = 0\text{m} \Rightarrow T_0 = 47.418\text{kN} \\ x = 6\text{m} \Rightarrow T_0 = -47.418\text{kN} \end{cases}$$

$$T_x = 0 \Rightarrow x = 3\text{ m};$$

$$M_x = -P_v \frac{x^2}{2} + R_a x; \text{ donc : } M_0 = M_{x=3\text{m}} = P_v \frac{L^2}{8} = 71.127\text{ kN.m} .$$

$$M_a = M_b = 0.3 M_0 = 21.33\text{ kN.m} \text{ et } M_t = 0.85 M_0 = 60.46\text{ kN}$$

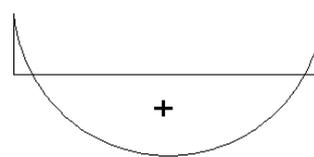
47.418kN



47.418kN

Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

21.33 kN.m

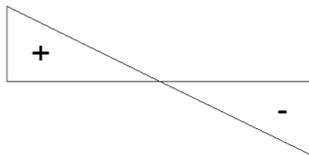


60.46 kN.m

Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

E.L.S. De même méthode qu'à l'E.L.U, on obtient les diagrammes suivants :

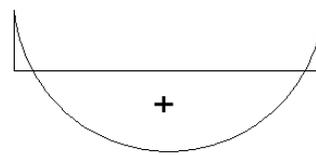
34.29 kN



34.29 kN

Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

15.43 kN.m



43.72 kN.m

Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

2.2.1. Armatures longitudinales

E.L.U: 1. En travée

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{60.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14^2 \times 14.2} = 0.217 .$$

$$\text{Comme } 0.187 < \mu = 0.217 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot B et } A_{sc} = 0$$

$$\text{Donc } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.309 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.876;$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d \beta \sigma_s} = \frac{60.46 \times 10^{-3}}{0.14 \times 0.876 \times \frac{400}{1.15}} = 14.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ et } A_{sc} = 0.$$

2. Sur appuis

$$\mu = \frac{M_u^{app}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14^2 \times 14.2} = 0.076 < 0.187 \quad \dots\dots \text{Pivot A}$$

Donc $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.099 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96;$

$$A_s = \frac{M_u^{app}}{d \beta \sigma_s} = \frac{21.33 \times 10^{-3}}{0.14 \times 0.96 \times \frac{400}{1.15}} = 4.56 \times 10^{-4} m^2 \text{ et } A_{sc} = 0.$$

2.2.2. Vérification

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 ;$$

❖ La condition de non fragilité est vérifiée.

✓ **Pourcentage minimal**

$$A'_{min} \geq 0.001bh = 1.4 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.9. Récapitulation du ferrailage (Partie (2)) : $A = \max(A_s, A_{min}, A'_{min})$

Elément	$A_s [cm^2]$	$A_{min} [cm^2]$	$A'_{min} [cm^2]$	$A_{smax} [cm^2]$	$A_{sadoptée} [cm^2]$
Appui	4.56	1.69	1.4	4.56	10HA14=15.38
Travée	14.17	1.69	1.4	14.17	10HA14=15.38

✓ **Position de la fibre neutre**

$$by^2 + 30(A_s + A_{sc})y - 30(dA_s + d'A_{sc}) = 0 \quad \dots\dots (1)$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15[A_s(d-y)^2 + A_{sc}(y-d)^2] \quad \dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (1), on trouve $y = 6.05 \text{ cm};$

En remplaçant dans (2), on trouve : $I = 2.19 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

➤ **Coefficient angulaire des contraintes**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \begin{cases} K_t = 70.25 \\ K_{app} = 199.06 \end{cases}$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky = \begin{cases} \sigma_{bct} = 4.25 \text{ MPa}; \\ \sigma_{bcapp} = 12.05 \text{ MPa}; \end{cases}$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{vérifier.}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_s = nK(d-y) = \begin{cases} \sigma_{st} = 83.73 \text{ MPa}; \\ \sigma_{sapp} = 237.2 \text{ MPa}; \end{cases}$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{vérifier.}$$

✓ **Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ Avec } V_u = 47.418 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.338 \text{ MPa} ;$$

Cette contrainte doit être inférieure à la contrainte limite de cisaillement donnée par :

$$\tau_{adm} = \min[0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.338 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa.}$$

❖ Donc, on n'a pas besoin des armatures transversales.

✓ **Vérification des flèches**

La justification sera faite vis-à-vis de E.L.S sous M_{G+Q} [d'après BAEL B.6.5.2 (commentaires)] :

$$\text{On a: } \rho = \frac{A_s}{b \times d} \Rightarrow \rho = 11.3 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2+3 \times \frac{b_0}{b})} = 2 \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.83$$

$$\sigma_s = \frac{M_{G+Q}}{I} \times 15 \times (d - y) = 230.4 \text{ MPa} \Rightarrow u = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 0.706$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \times u} = 0.000102 \text{ m}^4 \\ I_{fv} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_v \times u} = 0.000157 \text{ m}^4 \\ E_i = 11000 f_{cj}^{1/3} = 32164.2 \\ E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \\ f_{gi} = \frac{M_{G+Q} \times l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.048 \text{ cm} \\ f_{gv} = \frac{M_{G+Q} \times l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,093 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La flèche admissible est égale $f_{adm} = 0.005 + \frac{l}{1000} = 0.605 \text{ cm}$

Donc, la flèche est inférieure à la flèche admissible \implies la condition est vérifiée.

2.2.3. Calcul des armatures de répartition

En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = 3.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prend $A_r = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$.

Sur appuis : $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prend $A_r = 6\text{HA}10 = 1.69 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$.

2.2.4. Espacement entre les armatures :

2.2.4.1. Armatures longitudinales :

En travée : $S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} ;$

Sur appuis : $S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} ;$

IV.5.3.2.3.Ferraillage de la poutre palière

3.1. Vis -à-vis à la flexion

On a 4 poutres palières identiques (30x40), deux à deux, deux pour la première et la troisième partie qui sont identiques, et deux pour la deuxième partie.

La différence entre les deux poutres palières est dans la charge répartie R_a .

On a : $P_{eq} = G + R_{ar}$ tel que $R_{ar} = R_a / 1.4m$

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 1.56 \text{ kN/ml}$$

Donc, on a les tableaux suivant :

Tableau IV.10. Les charges appliquées dues au consol à l'E.L.U

	L[m]	R_a [kN]	R_{ar} [kN/ml]	P_{eq} [kN/ml]
Partie1	1.4	26.66	16,19	20,24
Partie2	1.4	47.418	33,87	37,92

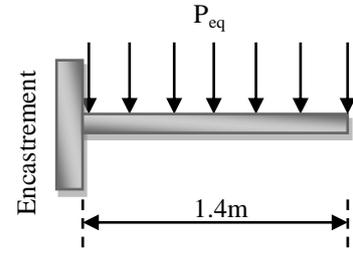


Figure IV.23.Poutre palière

Tableau IV.11. Les charges appliquées dues au consol à l'E.L.S

	L[m]	R_a [kN]	R_{ar} [kN/ml]	P_{eq} [kN/ml]
Partie1	1,4	19,16	13,69	16,69
Partie2	1,4	34,29	24,49	27,49

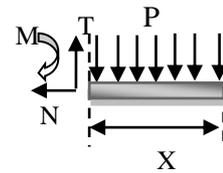


Tableau IV.12. Le moment fléchissant et l'effort tranchant à l'E.L.U et à l'E.L.S

	E.L.U			
	$T_u = P_{eq} \times x$ [kN.m]		$M_u = P_{eq} \times x^2 / 2$ [kN.m]	
	x = 0 m	x = 1.4m	x = 0 m	x = 1.4m
Partie1	0	28,33	0	19,831
Partie2	0	53,088	0	37,1616
	E.L.S			
	$T_{ser} = P_{eq} \times x$ [kN.m]		$M_{ser} = P_{eq} \times x^2 / 2$ [kN.m]	
	x = 0 m	x = 1.4m	x = 0 m	x = 1.4m
Partie1	0	23,36	0	16,352
Partie2	0	38,49	0	26,943

Tableau IV.13. Résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière

E.L.U	Partie 1	Pivot	μ	α	A_s [cm ²]	A_{min} [cm ²]	A'_{min} [cm ²]	$A_{sadoptée}$ [cm ²]
		A	0,0359	0,0457	1.61	1.3	1.08	3T12=3.39
E.L.S	Partie 1	Pivot	μ	α	A_s [cm ²]	A_{min} [cm ²]	A'_{min} [cm ²]	$A_{sadoptée}$ [cm ²]
		A	0,067	0,0872	3.07	1.3	1.08	3T12=3.39
E.L.S	Partie 1	Axe neutre [cm]	$I[m^4]$	K	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]
		9.36	0.00047	34.77	3.35	15	142.75	400
	Partie 2	Axe neutre [cm]	$I[m^4]$	K	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]
		9.36	0.00047	57.3	5.51	15	235.62	400

✓ **Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ Avec } V_u = \begin{cases} V_{u1} = 28,33\text{kN} ; \\ V_{u2} = 53,088\text{kN} ; \end{cases} \Rightarrow \tau_u = \begin{cases} V_{u1} = 0.26\text{MPa} ; \\ V_{u2} = 0.48\text{MPa} ; \end{cases}$$

Cette contrainte doit être inférieure a la contrainte limite de cisaillement donnée par :

$$\tau_{adm} = \min[0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.33\text{MPa}.$$

- ❖ Donc, pour les deux cas, cette condition est vérifiée. Alors, on n'a pas besoins des armatures transversales.

3.1. Vis -à-vis à la torsion

$$e = b/6 = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (0.3-0.05) (0.4-0.05) = 0.0875 \text{ cm}^2.$$

$$\beta = 2[(0.3-0.05) + (0.4-0.05)] = 1.2 \text{ cm}.$$

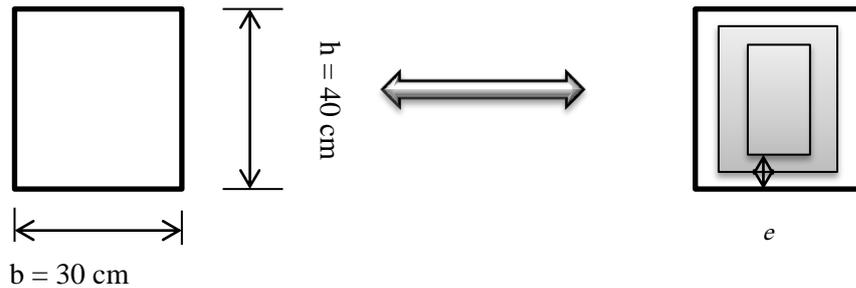


Figure IV.24. Section rectangulaire de la section de la poutre palière

Armatures longitudinales

$$M_t = \begin{cases} M_{t1/ml}(\text{partie1}) = \frac{23.8}{1.4} = 17\text{kN.m} \\ M_{t2/ml}(\text{partie2}) = \frac{43.72}{1.4} = 31.23\text{kN.m} \end{cases}$$

$$\frac{A_l f_e}{U_{Ys}} = \frac{M_t}{2\Omega} \Rightarrow A_l = \frac{M_t U_{Ys}}{2\Omega f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{l1}(\text{partie1}) = 3.35\text{cm}^2 \\ A_{l2}(\text{partie2}) = 6.16\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc : on adopte $\begin{cases} A_{11} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{t1} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2, \text{ avec } St = 15 \text{ cm.} \\ A_{12} = 6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{t2} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2, \text{ avec } St = 15 \text{ cm.} \end{cases}$

❖ Les sections adoptées reprenant l'effet de flexion et de torsion sont la somme de A_{flexion} et A_{torsion} .

$$\begin{cases} A_{11}(\text{partie1}) = 3HA12 + 3HA12 = 6.79 \text{ cm}^2 = 6HA12 \\ A_{12}(\text{partie2}) = 6HA12 + 3HA12 = 10.18 \text{ cm}^2 = 4HA14 + 4HA12 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{t1}(\text{partie1}) = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2, \text{ avec } St = 15 \text{ cm.} \\ A_{t2}(\text{partie2}) = 4HA10 = 3.14, \text{ avec } St = 15 \text{ cm.} \end{cases}$$

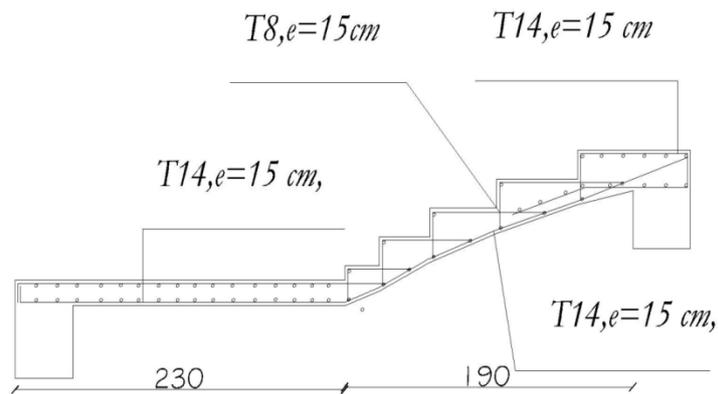


Figure IV.25. Ferrailage de la partie (1) et(3) de l'escalier

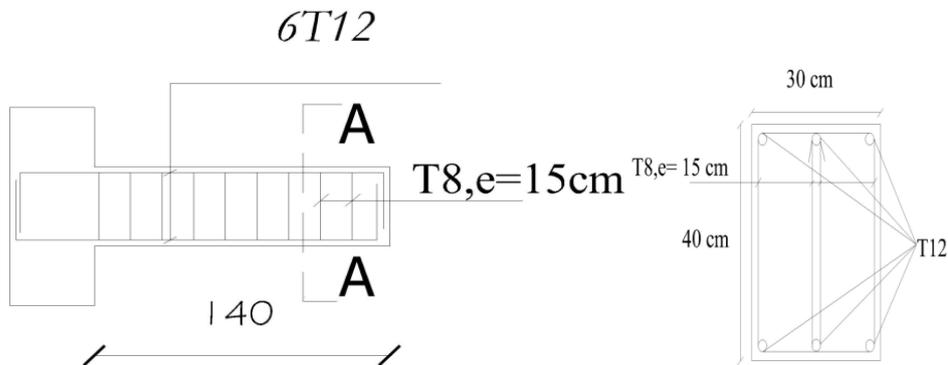


Figure IV.26. Poutre palière de la partie (1)

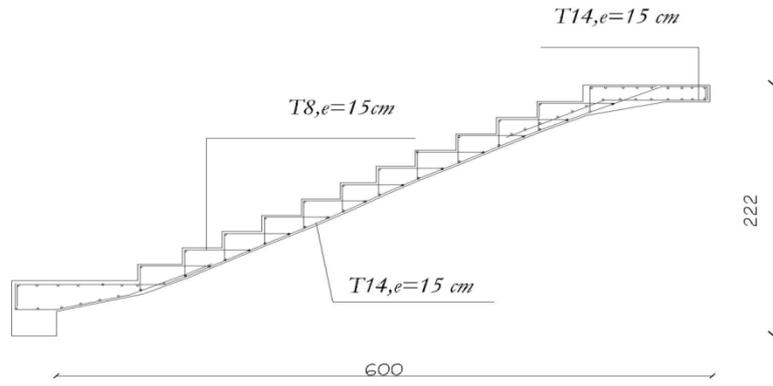


Figure IV.27. Ferrailage de la partie (2) de l'escalier

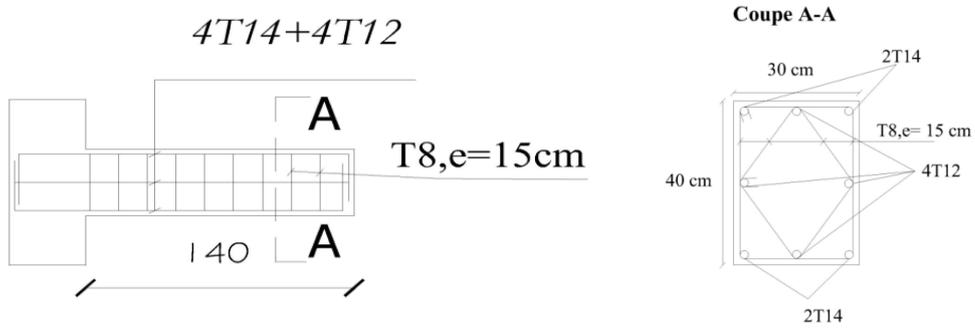


Figure IV.28. Poutre palière de la partie (2)

Caractéristiques de la structure (géométrique et mécanique)

V.1.DETERMINATION DU POIDS DE LA STRUCTURE

V.1.1.POIDS DES POUTRES

Le poids d'une poutre est égal à: $P = l \times S \times \rho_b$; avec :

$S = a \times b$: La section de la poutre.
 l : La portée de la poutre.
 ρ_b : Le poids volumique du béton.

Tableau V.1. Récapitulatif des poids des poutres par étage

Nombre d'étage	Section [m2]	Portée [m]	ρ_b [t/m3]	Nombre des poutres	Poids [t]
<i>Sous-Sol</i>	0,3x0,4	6	2,5	9	16,2
	0,3x0,4	4,2	2,5	6	7,56
	0,3x0,35	4,2	2,5	12	13,23
<i>RDC</i>	0,3x0,4	6	2,5	12	21,6
	0,3x0,4	4,2	2,5	6	7,56
	0,3x0,35	4,2	2,5	16	17,64
	0,25x0,3	3,45	2,5	4	2,59
	0,25x0,25	1,6	2,5	4	1
<i>1ere étage</i>	0,3x0,4	6	2,5	12	21,6
	0,3x0,4	4,2	2,5	6	7,56
	0,3x0,35	4,2	2,5	16	17,64
	0,25x0,3	3	2,5	4	2,25
	0,25x0,25	1,6	2,5	2	0,5
<i>2eme à 8eme étages</i>	0,3x0,4	6	2,5	12	21,6
	0,3x0,4	4,2	2,5	6	7,56
	0,3x0,35	4,2	2,5	16	17,64
	0,25x0,3	3,45	2,5	2	1,3
	0,25x0,3	3	2,5	4	2,25
	0,25x0,25	1,6	2,5	2	0,5

V.1.2. POIDS DES POTEAUX

Dans notre projet, les sections des poteaux utilisés sont : (50x50) cm, (40x40) cm, (30x30) cm et (25x25) cm pour les balcons.

On détermine le poids des poteaux par étage, La structure comporte 30 poteaux dans le sous-sol et 38 poteaux par étage, et le poids d'un poteau est égal au produit du volume du poteau et du poids volumique du béton.

On a: {

- $P = a \times b \times h_i \times \rho_b$: Le poids du poteau.
- $S = a \times b$: La section du poteau.
- h_i : La hauteur du poteau.
- ρ_b : Le poids volumique du béton.

Tableau V.2. Récapitulatif des poids des poteaux par étage

<i>Nombre d'étage</i>	<i>Section [m2]</i>	<i>h [m]</i>	<i>ρ_b[t/m3]</i>	<i>Nombre des poteaux</i>	<i>Poids [t]</i>
<i>Sous-sol</i>	0,5x0,5	3,91	2,5	12	29,325
	0,4x0,4	3,91	2,5	18	28,152
<i>RDC</i>	0,5x0,5	3,24	2,5	12	24,3
	0,4x0,4	3,24	2,5	18	23,328
	0,25x0,25	3,24	2,5	8	4,05
<i>1eme étage</i>	0,5x0,5	3,24	2,5	12	24,3
	0,4x0,4	3,24	2,5	18	23,328
	0,25x0,25	3,24	2,5	8	4,05
<i>2eme étage</i>	0,5x0,5	3,24	2,5	12	24,3
	0,4x0,4	3,24	2,5	18	23,328
	0,25x0,25	3,24	2,5	8	4,05
<i>3eme étage</i>	0,4x0,4	3,24	2,5	30	38,88
	0,25x0,25	3,24	2,5	8	4,05
<i>4eme étage</i>	0,4x0,4	3,24	2,5	30	38,88
	0,25x0,25	3,24	2,5	8	4,05
<i>5eme étage</i>	0,4x0,4	3,24	2,5	30	38,88
	0,25x0,25	3,24	2,5	8	4,05
<i>6eme étage</i>	0,3x0,3	3,24	2,5	30	21,87
	0,25x0,25	3,24	2,5	8	4,05
<i>7eme étage</i>	0,3x0,3	3,24	2,5	30	21,87
	0,25x0,25	3,24	2,5	8	4,05
<i>8eme étage</i>	0,3x0,3	3,24	2,5	30	21,87
	0,25x0,25	3,24	2,5	8	4,05

V.1.3. POIDS DES VOILES

Le poids du voile est égal à : $P = l \times e \times h \times \rho_b$.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{Longueur du voile.} \\ e : \text{Epaisseur du voile.} \\ h : \text{Hauteur du voile.} \\ \rho_b : \text{Le poids volumique du béton.} \end{array} \right.$

Tableau V.3.Récapitulatif des poids des voiles par étage

<i>Nombre d'étage</i>	<i>Longueur [m]</i>	<i>Hauteur [m]</i>	<i>Epaisseur [m]</i>	ρ_b [t/m ³]	<i>Nombre des poteaux</i>	<i>Poids [t]</i>
<i>Sous-Sol</i>	3,8	3,91	0,2	2,5	12	89,148
	5,4	3,91	0,2	2,5	1	10,557
	5,6	3,91	0,2	2,5	3	32,844
	3,75	3,91	0,2	2,5	2	14,6625
	2,55	3,91	0,2	2,5	2	9,9705
	2	3,91	0,2	2,5	2	7,82
<i>RDC, 1ere et 2eme étage</i>	5,4	3,24	0,2	2,5	1	8,748
	3,8	3,24	0,2	2,5	8	49,248
	2,6	3,24	0,2	2,5	4	16,848
	1,7	3,24	0,2	2,5	2	5,508
<i>3eme, 4eme et 5eme étage</i>	5,6	3,24	0,2	2,5	1	9,072
	3,8	3,24	0,2	2,5	8	49,248
	2,6	3,24	0,2	2,5	4	16,848
	1,7	3,24	0,2	2,5	2	5,508
<i>6eme, 7eme et 8eme étage</i>	5,8	3,24	0,2	2,5	1	9,396
	4	3,24	0,2	2,5	4	25,92
	3,95	3,24	0,2	2,5	4	25,596
	2,6	3,24	0,2	2,5	4	16,848
	1,8	3,24	0,2	2,5	2	5,832
<i>Ascenseur</i>	2,2	3,91	0,1	2,5	1	2,1505
	2	3,91	0,1	2,5	2	3,91
	2,2	3,24	0,1	2,5	1	1,782
	2	3,24	0,1	2,5	2	3,24

V.1.4. POIDS DES BALCONS

Le poids d'un balcon est égal à : $P = S \times (G+Q/5)$

Avec : S : Surface du balcon.

G : Poids des charges permanentes appliquées au balcon.

Q : Poids des charges d'exploitation appliquées au balcon.

Tableau V.4. Récapitulatif des poids du balcon par étage

<i>Nombre d'étage</i>	<i>Section [m2]</i>	<i>GxS [t]</i>	<i>Q.S/5 [t]</i>	<i>poids [t]</i>
<i>Sous-sol</i>	0	0	0	0
<i>RDC</i>	64,96	36,3776	4,5472	40,9248
<i>1ere à 8eme étage</i>	67,28	37,6768	4,7096	42,3864

V.1.5. POIDS DE PLANCHER

Le poids d'un plancher est égal à : $P = S \times (G+Q/5)$

Avec : S : Surface du plancher.

G : Poids des charges permanentes appliquées au plancher.

Q : Poids des charges d'exploitation appliquées au plancher.

Tableau V.5. Récapitulatif des poids du plancher par étage

<i>Nombre d'étage</i>	<i>Section [m2]</i>	<i>GxS [t]</i>	<i>Q.S/5 [t]</i>	<i>poids [t]</i>
<i>Sous-sol</i>	502,34	256,1934	15,0702	271,2636
<i>RDC</i>	424,36	216,4236	12,7308	229,1544
<i>1ere à 7eme étage</i>	422,04	215,2404	12,6612	227,9016
<i>8eme étage</i>	422,04	267,15132	84,408	351,55932

V.1.6. POIDS DE L'ACROTÈRE

Le poids de l'acrotère est égal à : $P = p_r \times S \times \rho_b$.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} p_r : \text{périmètre.} \\ S : \text{surface d'1 mètre de l'acrotère.} \\ \rho_b : \text{masse volumique du béton.} \end{array} \right.$

On a : $\left. \begin{array}{l} p_r = 115,2 \text{ m.} \\ S = 0,087 \text{ m}^2. \\ \rho_b = 2,5 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow P = 25,056 \text{ t.}$

Tableau V.6. Récapitulatif des poids de chaque étage

<i>Nombre d'étage</i>	<i>Poteaux [t]</i>	<i>Poutres [t]</i>	<i>Voiles [t]</i>	<i>Planchers [t]</i>	<i>Balcon [t]</i>	<i>Acrotère [t]</i>	<i>Escaliers [t]</i>	<i>Ascenseur [t]</i>	<i>Total [t]</i>
<i>Sous-sol</i>	57,477	36,99	171,063	271,26	0	0	14,39	6,06	557,24
<i>RDC</i>	51,678	50,388	85,374	229,15	41,92	0	12,04	5,02	475,57
<i>1ere étage</i>	51,678	49,55	85,374	227,9	42,38	0	12,04	5,02	473,94
<i>2eme étage</i>	51,678	50,844	85,374	227,9	42,38	0	12,04	5,02	475,23
<i>3eme étage</i>	42,93	50,844	85,698	227,9	42,38	0	12,04	5,02	466,81
<i>4eme étage</i>	42,93	50,844	85,698	227,9	42,38	0	12,04	5,02	466,81
<i>5eme étage</i>	42,93	50,844	85,698	227,9	42,38	0	12,04	5,02	466,81
<i>6eme étage</i>	25,92	50,844	88,614	227,9	42,38	0	12,04	5,02	452,72
<i>7eme étage</i>	25,92	50,844	88,614	227,9	42,38	0	12,04	5,02	452,72
<i>8eme étage</i>	25,92	50,844	88,614	351,56	42,38	25,056	12,04	5,02	601,43

Le poids total du bâtiment est : $P_{\text{bâtiment}} = 4889,294\text{t}$.

V.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

V.2.1. CENTRE DE MASSE

Le centre de masse (centre de gravité) de la structure est par définition le point d'application de la résultante des forces horizontales engendrées par le séisme.

V.2.1.1. Coordonnées du centre de masse

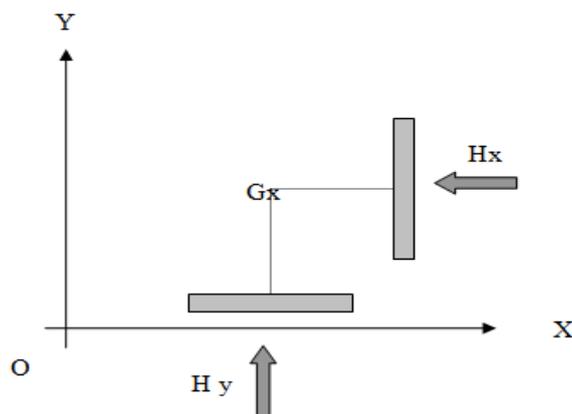


Figure V.1. Schéma des coordonnées du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum m_i \times x_i}{\sum m_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum m_i \times y_i}{\sum m_i}$$

m_i : Masse de chaque élément de la structure du bâtiment d'un niveau donné.

x_i, y_i : Les coordonnées du centre de gravité ou centre de masse de chaque élément de structure composant le bâtiment dans le plan du niveau considéré par rapport au système d'axe (Oxy)

Tableau V.7. Récapitulatif de centre de masse de chaque étage

<i>Etage</i>		<i>Sous-sol</i>	<i>RDC</i>	<i>1ere étage</i>	<i>2eme étage</i>	<i>3eme étage</i>	<i>4eme étage</i>	<i>5eme étage</i>	<i>6eme étage</i>	<i>7eme étage</i>	<i>8eme Etage</i>
<i>Poteaux</i>	$\sum(mg_i x_i)$	758,69	682,1	682,81	682,81	567,33	567,33	567,33	342,8	342,8	342,8
	$\sum(mg_i y_i)$	574,77	516,78	516,78	516,78	429,3	429,3	429,3	259,2	259,2	259,2
	$\sum(mg_i)$	57,48	51,68	51,68	51,68	42,93	42,93	42,93	25,2	25,2	25,2
<i>Poutres</i>	$\sum(mg_i x_i)$	871,11	918,66	915,66	930,38	930,38	930,38	930,38	930,38	930,38	930,38
	$\sum(mg_i y_i)$	660,6	696,48	704,7	727,2	727,2	727,2	727,2	727,2	727,2	727,2
	$\sum(mg_i)$	66,06	69,65	69,435	70,56	70,56	70,56	70,56	70,56	70,56	70,56
<i>Voiles</i>	$\sum(mg_i x_i)$	2334,97	1194,34	1190,06	1190,06	1198,6	1198,6	1198,6	1232,8	1232,83	1232,83
	$\sum(mg_i y_i)$	2073,33	939,32	937,44	937,44	943,92	943,92	943,92	969,84	969,84	969,84
	$\sum(mg_i)$	176,83	90,43	90,1	90,1	90,75	90,75	90,75	93,34	93,34	93,34
<i>Planchers</i>	$\sum(mg_i x_i)$	3381,75	2856,79	2841,17	2841,17	2841,2	2841,2	2841,2	2841,2	2841,17	3526,4
	$\sum(mg_i y_i)$	2561,93	2164,23	2152,4	2152,4	2152,4	2152,4	2152,4	2152,4	2152,4	2671,51
	$\sum(mg_i)$	256,19	216,42	215,24	215,24	215,24	215,24	215,24	215,24	215,24	267,15
<i>Escaliers</i>	$\sum(mg_i x_i)$	200,47	161,98	161,98	161,98	161,98	161,98	161,98	161,98	161,98	161,98
	$\sum(mg_i y_i)$	170,68	171,91	171,91	171,91	171,91	171,91	171,91	171,91	171,91	171,91
	$\sum(mg_i)$	15	12,84	12,84	12,84	12,84	12,84	12,84	12,84	12,84	12,84
<i>Balcons</i>	$\sum(mg_i x_i)$	0	333,53	338,38	338,38	338,38	338,38	338,38	338,38	338,38	338,38
	$\sum(mg_i y_i)$	0	500,73	506,33	506,33	506,33	506,33	506,33	506,33	506,33	506,33
	$\sum(mg_i)$	0	36,38	37,59	37,59	37,587	37,587	37,587	37,587	37,5872	37,5872
<i>Sum $[\sum(Mg_i x_i)]$</i>		7546,99	6147,4	6130,06	6144,78	6037,9	6037,9	6037,9	5847,5	5847,54	6532,77
<i>Sum $[\sum(Mg_i y_i)]$</i>		6041,31	4989,45	4989,56	5012,06	4931,1	4931,1	4931,1	4786,9	4786,88	5305,99
<i>sum $\sum M g_i$</i>		571,56	477,4	476,885	478,01	469,91	469,91	469,91	454,77	454,767	506,677
<i>$X_{g_i} [m]$</i>		13,2042	12,8768	12,8544	12,8549	12,849	12,849	12,849	12,858	12,8583	12,8934
<i>$Y_{g_i} [m]$</i>		10,5699	10,4513	10,4628	10,4853	10,494	10,494	10,494	10,526	10,526	10,4721

V.2.2.CENTRE DE TORSION

Les coordonnées du centre de torsion sont données par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_C = \frac{\sum I_{xi} \times y_i}{\sum I_{xi}} \\ Y_C = \frac{\sum I_{yi} \times x_i}{\sum I_{yi}} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} I_{xi} : \text{moment d'inertie dans le sens longitudinal de l'élément } i. \\ I_{yi} : \text{moment d'inertie dans le sens transversal de l'élément } i. \\ x_i \text{ et } y_i : \text{composantes de l'élément } i \text{ par rapport à l'origine } (0,0). \end{cases}$$

V.2.2.1.calcul des inerties des voiles

V.2.2.1.1.Voiles pleins

L'inertie d'un voile plein est celle d'une section rectangulaire

$$I = \frac{e \times b^3}{12}$$

- e : épaisseur du voile.

- b : longueur du voile.

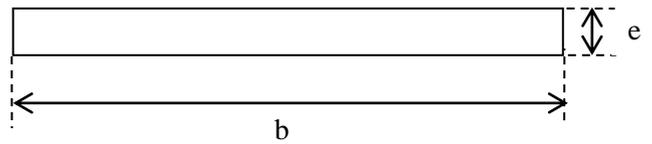


Figure V.2. Voile pleine

V.2.2.1.2.Voiles avec une seule file d'ouverture

Vu la présence de l'ouverture dans le voile, on a introduit la notion de l'inertie équivalente qui permet d'assimiler les voiles avec ouvertures à des voiles linéaires pleins, pour que l'effort horizontal qui doit être repris par le voile avec ouverture sera distribué sur un voile fictif dont l'inertie est dite 'équivalente'.

V.2.2.1.3.Etapes de calcul

- I_1 : l'inertie de l'élément 1 du voile par rapport à son propre centre de gravité.

- I_2 : l'inertie de l'élément 2 du voile par rapport à son propre centre de gravité.

-C : demi portée de la distance entre les deux centres de gravités des deux éléments du voile.

-I : l'inertie du voile avec ouverture.

-m : moment statique de chacun des deux éléments du voile par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

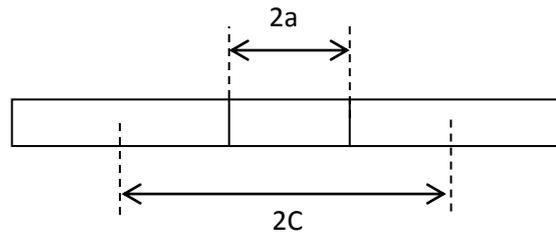


Figure V.3. Voile avec une seule file d'ouverture

$$m = \frac{2 \times C}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} \quad \text{avec}$$

Ω_i : Section horizontale de chacun des éléments du voile.

L'inertie équivalente du voile est donnée par : $I = I_1 + I_2 + 2 \times m \times c$.

V.2.2.2. Calcul des inerties des poteaux

L'inertie d'un poteau est celle d'une section carrée et égale à : $I = \frac{a^4}{12}$.

Tableau V.8. Récapitulatif de centre de torsion de chaque étage

Niveaux	Sous-sol	RDC	1ere étage	2eme étage	3eme étage	4eme étage	5eme étage	6eme étage	7eme étage	8eme Etage	
Voiles	$\sum(Ix_i)$	24,675	8,75	8,82	8,82	9,43	9,43	9,43	10,53	10,53	10,53
	$\sum(Iy_i)$	9,23	4,96	4,96	4,96	4,96	4,96	4,96	5,41	5,41	5,41
	$\sum(Ix_i \cdot Y_i)$	248,99	88,22	89,14	89,14	95,19	95,19	95,19	106,2	106,2	106,2
	$\sum(Iy_i \cdot X_i)$	121,81	65,53	65,53	65,53	65,53	65,53	65,53	71,47	71,47	71,47
Poteaux	$\sum(Ix_i)$	0,101	0,104	0,104	0,104	0,067	0,067	0,067	0,023	0,023	0,023
	$\sum(Iy_i)$	0,101	0,104	0,104	0,104	0,067	0,067	0,067	0,023	0,023	0,023
	$\sum(Ix_i \cdot Y_i)$	1,01	1,035	1,035	1,035	0,667	0,667	0,667	0,229	0,229	0,229
	$\sum(Iy_i \cdot X_i)$	1,33	1,366	1,366	1,366	0,88	0,88	0,88	0,302	0,302	0,302
SUM [$\sum(Ix_i)$]	24,776	8,854	8,924	8,924	9,497	9,497	9,497	10,553	10,553	10,553	
SUM [$\sum(Iy_i)$]	9,331	5,064	5,064	5,064	5,027	5,027	5,027	5,433	5,433	5,433	
SUM [$\sum(Ix_i \cdot Y_i)$]	250	89,255	90,175	90,175	95,857	95,857	95,857	106,429	106,429	106,429	
SUM [$\sum(Iy_i \cdot X_i)$]	123,14	66,896	66,896	66,896	66,41	66,41	66,41	71,772	71,772	71,772	
Xc [m]	13,22	13,21	13,21	13,21	13,21	13,21	13,21	13,21	13,21	13,21	
Yc [m]	10,09	10,08	10,10	10,10	10,09	10,09	10,09	10,09	10,09	10,09	

V.2.3.RECAPITULATIF

G : Centre de gravité.

C : Centre de torsion.

Excentricité accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{xacc} = 0.05 L_{max} = 1.34 \text{ m} ; \\ e_{yacc} = 0.05 L_{max} = 1.34 \text{ m} ; \end{array} \right.$$

L_{max} : la plus grande dimension de la structure au niveau considéré = 26.8m.

Excentricité théorique :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{xthé} = | X_g - X_c | \\ e_{ythé} = | Y_g - Y_c | \end{array} \right.$$

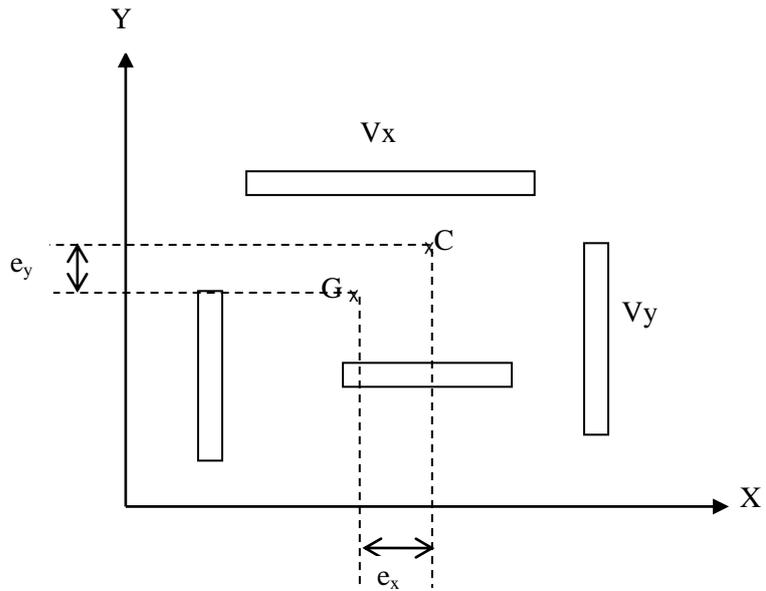


Figure V.4. Schéma des coordonnées du centre d'excentricité

Tableau V.9. Excentricité théorique de chaque étage

Niveau	Sous-sol	RDC	1ere étage	2eme étage	3eme étage	4eme étage	5eme étage	6eme étage	7eme étage	8eme étage
$e_{xthé} [m]$	0,02	0,34	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,35	0,35	0,32
$e_{ythé} [m]$	0,48	0,37	0,36	0,38	0,4	0,4	0,4	0,43	0,43	0,38

On prendra $e = \text{Max}(e_{théorique}; e_{accidentelle}) \Rightarrow \begin{cases} e_{xacc} = 0.05 L_{max} = 1.34 \text{ m} \\ e_{yacc} = 0.05 L_{max} = 1.34 \text{ m} \end{cases}$

Etude dynamique

VI .1.INTRODUCTION

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

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur de génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent, avec une ductilité permettant de limiter les dommages et sans effondrement.

VI .2.MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis SAP2000 est utilisé.

VI .2.1.DESCRPTION DU LOGICIEL SAP2000

SAP2000 est un logiciel de calcul conçu pour le calcul des constructions. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI, etc.). De plus, la part de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, SAP2000 offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

VI .2.2. MODELISATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

VI .2.3.MODELISATION DE LA MASSE

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ [RPA99/version 2003] ,(dans notre cas $\beta =0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

L'estimation de l'effort sismique est faite par diverses méthodes de calcul qui ont été proposées parmi les quelle on distingue deux méthodes très couramment utilisées.

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

VI .2.4. DISPOSITION DES VOILES

La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques, proportionnellement à leurs rigidités relatives;
 - Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage;
 - L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion ne doit dépasser 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment;
- Les contraintes de cisaillement dans les voiles et les poteaux ne doivent pas dépasser les contrainte limite propres à chaque élément;

- Un pourcentage d'armature longitudinal qui ne dépasse pas le pourcentage maximal;
- Les périodes propres qui ne varient pas entre deux modes successifs.

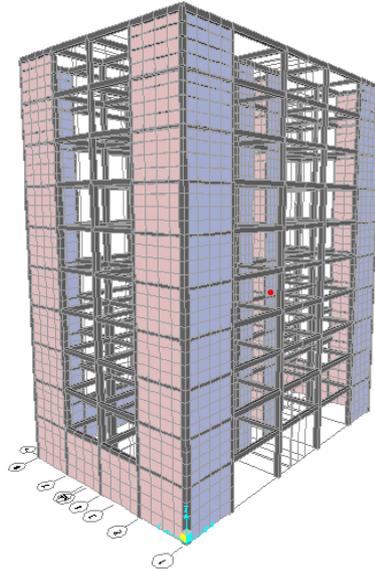


Figure VI.1. Modèle en 3D (voile avec portique)

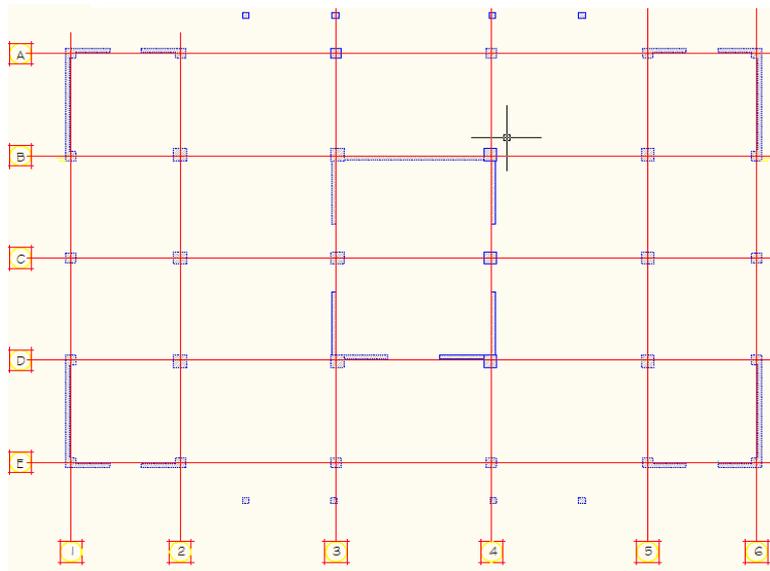


Figure VI.2. Disposition des voiles

VI .3.PRESENTATION DE METHODE DE CALCUL

VI .3.1.METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

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.

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

VI .3.2.METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

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

VI .3.3.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, Alger est classée dans une zone de sismicité élevée 'ZONE III', ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en 'Groupe2'.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente données dans le RPA99 (version 2003) sont remplies donc on peut évaluer la force sismique à partir de cette méthode.

VI .4. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

VI .4.1. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES

VI.4.1.1.Calcul de la période fondamentale de la structure

$$T = 0.09h_n / \sqrt{L}$$

Avec :

- h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. $h_n = 30,07$ m
- L: Étant la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

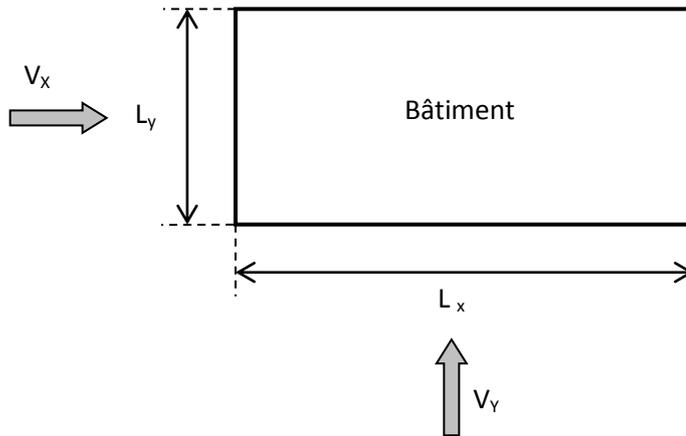


Figure VI.3. Schéma des sens des efforts sismiques

V_x : c'est l'effort induit par le séisme dans le sens XX

V_y : c'est l'effort induit par le séisme dans le sens YY

D'où :

$$T_x = 0.09h_n/\sqrt{L_x} \quad \text{avec } L_x = 26.8 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.52 \text{ s.}$$

$$T_y = 0.09h_n/\sqrt{L_y} \quad \text{avec } L_y = 20.2 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.60 \text{ s.}$$

VI.4.2. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

W : Poids total de la structure = $W_g + 0.2Q = 5308,142 \text{ t.}$

Le bâtiment devrait résister aux efforts sismiques agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure.

VI.4.2.1. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen (D)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

VI.4.2.1.1. Périodes caractéristiques (T_1 ; T_2)

Pour un site type S_2 : $T_1 = 0.15 \text{ s}$; $T_2 = 0.4 \text{ s}$

VI .4.2.1.2. Coefficient de correction d'amortissement (η)

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,763\dots (\xi = 10\%)$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10 \%$ pour un contreventement mixte ($\eta = 0.76$).

On a : $T_2=0.40 \text{ sec} \leq T_x =0.52 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$

$T_2=0.40 \text{ sec} \leq T_y =0.60 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$

Donc : $D_x = 2.5\eta (T_2/T_x)^{2/3} \Rightarrow D_x =1.595.$

$D_y = 2.5\eta (T_2/T_y)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.452.$

VI .4.2.2.Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération **A** est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, dans notre cas, **A**= 0.25.

VI .4.2.3.Coefficient de comportement(**R**)

Le contreventement mixte avec interaction (**R** =5).

VI .4.2.4.Facteur de qualité (**Q**)

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

D'où P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non.

$Q = \max \{Q_x, Q_y\}$

$Q_x = 1+0.05+0.05 = 1,25$ et $Q_y = 1+0.05+0.05 = 1,25.$

Alors **Q** = 1,25.

$$\text{Donc : } V_x = \frac{0.25 \times 1.595 \times 1.25}{5} \times 5308,14 \Rightarrow V_x = 529,16 t$$

$$V_y = \frac{0.25 \times 1.452 \times 1.25}{5} \times 5308,14 \Rightarrow V_y = 481,71 t$$

VI .5.METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

L'introduction de l'action sismique sous forme de spectre de réponse pour prédire les déplacements et les sollicitations dans les éléments d'une structure est une méthode qui présente des avantages pour l'utilisation de l'analyse par ordinateur. La méthode assure le

calcul des valeurs maximales seulement dans chaque mode en utilisant un spectre qui représente la moyenne de plusieurs actions sismiques.

VI .5.1. MODES A CONSIDERER

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a), pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'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,
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre de modes à considérer est donné par l'inégalité suivante :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.2 \text{ [s]}$$

N : Nombre de niveau au-dessus du sol.

T_K : Période du mode K.

A partir de ces conditions, on en conclue que le nombre de modes à prendre en compte doit être égal à 9.

VI .5.2.SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL

Selon le RPA99V2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

Tableau VI.1. Valeurs de spectre de réponse de calcul

$T[s]$	Sa/g	$T[s]$	Sa/g	$T[s]$	Sa/g
0	0,313	1,7	0,066	3,4	0,036
0,1	0,219	1,8	0,063	3,5	0,035
0,2	0,172	1,9	0,061	3,6	0,033
0,3	0,172	2	0,059	3,7	0,032
0,4	0,172	2,1	0,057	3,8	0,03
0,5	0,148	2,2	0,055	3,9	0,029
0,6	0,131	2,3	0,054	4,	0,028
0,7	0,119	2,4	0,052	4,1	0,027
0,8	0,109	2,5	0,051	4,2	0,026
0,9	0,100	2,6	0,049	4,3	0,025
1	0,094	2,7	0,048	4,4	0,024
1,1	0,088	2,8	0,047	4,5	0,023
1,2	0,083	2,9	0,046	4,6	0,022
1,3	0,079	3,0	0,045	4,7	0,021
1,4	0,075	3,1	0,043	4,8	0,021
1,5	0,071	3,2	0,04	4,9	0,02
1,6	0,068	3,3	0,038	5	0,019

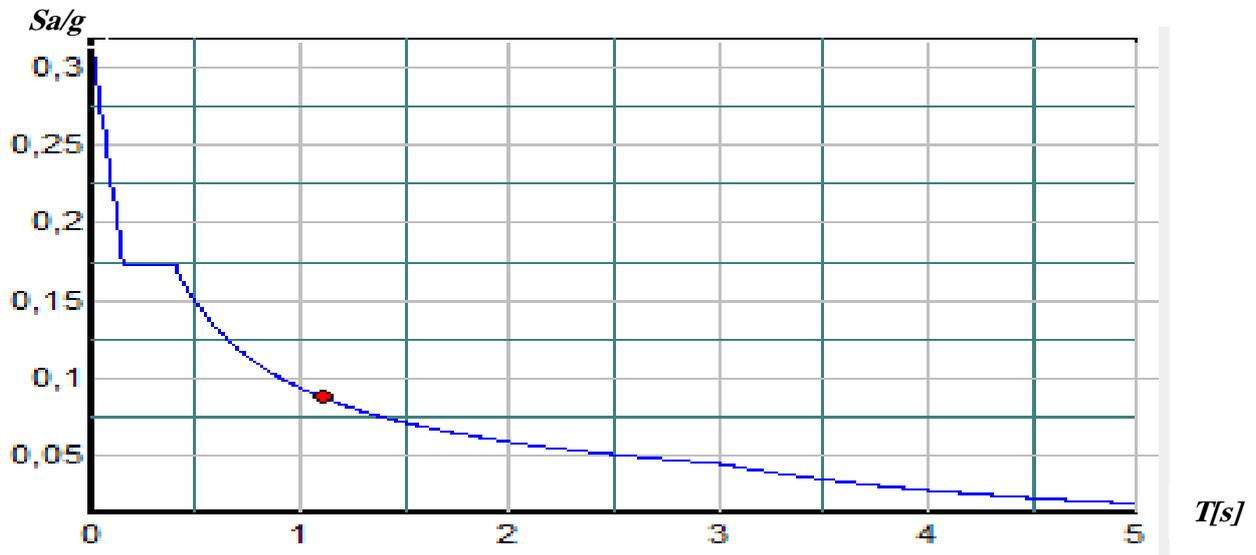


Figure VI.4. Spectre de réponse de calcul.

VI .5.3.RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE PAR SAP2000

VI .5.3.1.Périodes et facteurs de participation modale

Le coefficient de participation massique correspond au ième mode de vibration représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Tableau VI.2. Proportion de participation modale des masses

Mode	Période	Pourcentage de la masse modale suivant X	Pourcentage de la masse modale suivant Y	% Cumulé de la masse modale suivant X	% Cumulé de la masse modale suivant Y
1	0,346159	0,002971	57.491	0,002971	57.491
2	0,307084	55.78	0,002924	55.783	57.494
3	0,223368	3.42	9,312E-05	59.203	57.494
4	0,077884	0,008653	0,0001216	59.212	57.494
5	0,069903	8,976E-05	18.288	59.212	75.782
6	0,06324	18.386	0,0001687	77.598	75.782
7	0,060083	1,802E-06	0,007792	77.598	75.79
8	0,052185	2,405E-07	0,001641	77.598	75.791
9	0,051717	2,132E-07	1,421E-05	77.598	75.791

VI .5.3.2.Vérification de la force sismique résultante

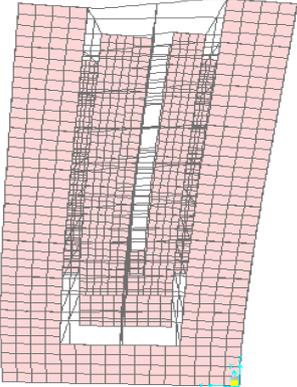
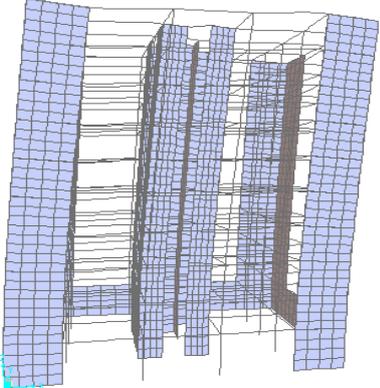
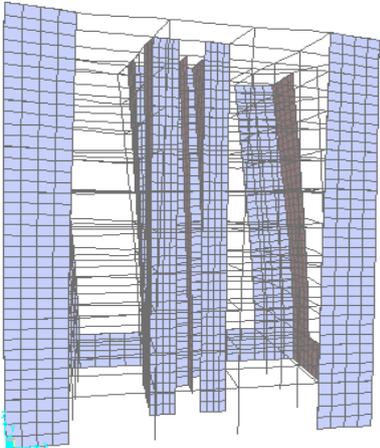
La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale F ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V . (RPA /version 2003 article 4-3-6)

Tableau VI.3.Vérification des efforts tranchants à la base

<i>Spectre</i>	<i>F_x [kN]</i>	<i>F_y [kN]</i>	<i>V [kN]</i>	<i>80%V</i>	<i>0,8V < F</i>
E_x	4823.67	4871.1	5291.6	4233.28	vérifié
E_y	4825.36	4871.79	4817.1	3853.68	vérifié

VI .5.3.3.Déformation de la structure

Tableau VI.4.L'allure de la déformée de la structure dans les trois premiers modes de vibrations

<p><i>Mode 1</i> <i>Période : 0,346159</i> <i>Trans y</i></p>	
<p><i>Mode 2</i> <i>Période : 0,307084</i> <i>Trans x</i></p>	
<p><i>Mode 3</i> <i>Période : 0,223368</i> <i>torsion</i></p>	

❖ Conclusion

On a étudié la disposition des voiles, après les résultats de l'analyse on a trouvé que le premier mode et le douzième sont des translations, mais 3^{ème} modes est une torsion.

Ferrailage des éléments structuraux

VII.1.INTRODUCTION

Le calcul des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constitutifs de notre ouvrage sera mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99).

Les règles C.B.A.93 ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles R.P.A.99 ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissants et aux efforts tranchants donc elles sont calculées en flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants et seront donc calculés en flexion composée.

VII.2.FERRAILAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal N et à un moment de flexion M dans les deux sens (longitudinal et transversal). Ils seront donc calculés en flexion composée.

VII.2.1.COMBINAISON DES CHARGES

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

CBA93		RPA99	
$ELU : 1.35G + 1.5Q$	$ELS : G + Q$	$G + Q \pm E$	$0.8G \pm E$

Tableau VII.1.Combinaisons réglementaires

VII.2.2. RECOMMANDATIONS DES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES

RPA99

Recommandations du RPA99 « version 2003 » :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.9% (zone III).
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

VII.2.3. Armatures longitudinales

VII.2.3.1. Condition de non-fragilité

D'après le CBA93, on a : $A_s \geq A_{\min}$ (condition de non-fragilité) = $0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$

- Poteau 30x30 : $A_{\min} = 1,01 \text{ cm}^2$.
- Poteau 40x40 : $A_{\min} = 1,84 \text{ cm}^2$.
- Poteau 50x50 : $A_{\min} = 2,9 \text{ cm}^2$.

VII.2.3.2. Pourcentage minimal

D'après le RPA99, $A'_{\min} = 0,9\% bh$ (zone III), donc :

- Poteau 30x30 : $A'_{\min} = 8,1 \text{ cm}^2$.
- Poteau 40x40 : $A'_{\min} = 14,4 \text{ cm}^2$.
- Poteau 50x50 : $A'_{\min} = 22,5 \text{ cm}^2$.

VII.2.3.3. Pourcentage maximal

✓ **Zone courante : (4%)**

- Poteau 30x30 : $A'_{\max} = 36 \text{ cm}^2$.
- Poteau 40x40 : $A'_{\max} = 64 \text{ cm}^2$.
- Poteau 50x50 : $A'_{\max} = 100 \text{ cm}^2$.

✓ **Zone de recouvrement : (6%)**

- Poteau 30x30 : $A'_{\max} = 54 \text{ cm}^2$.
- Poteau 40x40 : $A'_{\max} = 96 \text{ cm}^2$.
- Poteau 50x50 : $A'_{\max} = 150 \text{ cm}^2$.

VII.2.4. Armatures transversales

- ❖ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_c}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

f_c : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Élancement géométrique du poteau $\Rightarrow \lambda_g = \frac{I_f}{a}$ Où $\lambda_g = \frac{I_f}{b}$

I_f : longueur de flambement du poteau.

Avec : a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et I_f longueur de flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales $\Rightarrow \begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_1^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- ❖ La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme

suit : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$

$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau

- ❖ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- ❖ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

VII.2.5.CALCUL DU FERRAILLAGE

VII.2.5.1.Résultats de SAP2000

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel SAP2000 sont résumés dans les tableaux qui suivent :

- Poteaux 50x50 : (S/Sol, RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage)
- Poteaux 40x40 : (S/Sol, RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage)
- Poteaux 40x40 : (3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage)
- Poteaux 30x30 : (6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage)

Niveau	Section [cm ²]	ELU : 1,35G+1,5Q					
		N_{max} [kN]	M_{cor} [kN.m]	M_{max} [kN.m]	N_{cor} [kN]	N_{min} [kN]	M_{cor} [kN.m]
6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	30x30	925,01	25,97	69,35	40,87	915,17	29,14
3 ^{ème} à 5 ^{ème} étage	40x40	2107,13	42,71	130,94	226,17	2089,63	51,71
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	40x40	3129,97	2,53	67,92	1284,78	3108,85	3,95
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	50x50	3892,10	21,86	150,09	749,05	3859,1	45,32

Tableau VII.2. Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

Niveau	Section [cm ²]	RPA : G + Q ± E					
		N_{max} [kN]	M_{cor} [kN.m]	M_{max} [kN.m]	N_{cor} [kN]	N_{min} [kN]	M_{cor} [kN.m]
6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	30x30	672,90	23,2304	56,64	26,47	665,61	15,47
3 ^{ème} à 5 ^{ème} étage	40x40	1511,57	37,10	106,577	120,62	1498,61	29,16
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	40x40	2313,72	3,22	51,93	956,82	2298,08	2,47
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	50x50	2780,19	17,64	121,12	418,03	2755,75	29,82

Tableau VII.3. Efforts internes sous G + Q ± E

Niveau	Section [cm ²]	RPA : 0.8G ± E					
		N_{max} [kN]	M_{cor} [kN.m]	M_{max} [kN.m]	N_{cor} [kN]	N_{min} [kN]	M_{cor} [kN.m]
6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	30x30	434,77	14,30	38,17	36,47	428,94	5,72
3 ^{ème} à 5 ^{ème} étage	40x40	863,4	15,58	60,63	74,26	853,03	0,88
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	40x40	1433,45	2,69	26,20	471,14	1420,94	1,4
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	50x50	1442,32	9,1	63,4	170,51	1422,76	12,13

Tableau VII.4. Efforts internes sous 0.8G ± E

VII.2.5.3.Exemple de ferrailage

Soit un poteau du sous-sol (Zone III) :

$c = c' = 5 \text{ cm}$; Section = $50 \times 50 \text{ cm}^2$; acier Fe E400.

N : effort normal

M : moment fléchissant.

$d = 0,9.h$.

I^{er} cas : $N_{\max} = 3892,10 \text{ kN}$;

$$M_{\text{corres}} = 21,86 \text{ kN.m} \quad (1,35G + 1,5Q)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{21,86}{3892,10} = 0,0056 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2\text{cm}; \frac{391}{250} \right) = 0,02\text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,0256 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,707 \times 1 \times \sqrt{12}}{a} = 19,15 \Rightarrow \gamma_n = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,06 = 1 \quad (\lambda \leq 50)$$

Sollicitations corrigées pour le calcul :

$$N_u = \gamma_n \times N_{\max} = 3892,10 \text{ kN}$$

$$M_u = \gamma_n \times M_{\text{corres}} = 21,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 3586,17 \times e_1 = 3892,10 \times (0,0256) = 99,71 \text{ kN.m.}$$

$$a = (0,337h - 0,81c') \text{ b. h. } f_{bu} = (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,05) \times 0,5 \times 0,5 \times 14,17$$

$$a = 0,45 \text{ MN.m}$$

$$b = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0,45 - 0,5/2 = 0,2 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N_u \times \alpha = 99,71 \cdot 10^{-3} + 3892,10 \cdot 10^{-3} \times 0,2 = 0,878 \text{ MN.m}$$

$$b = 3892,10 \cdot 10^{-3} \times (0,45 - 0,05) - 0,878 = 0,68 \text{ MN.m}$$

$$c = (0,5h - c) \text{ bh}f_{bu} = 0,71 \text{ MN.m}$$

❖ $b > a$ et $c > b$: on a : **Section entièrement comprimée .**

$$\psi = 0,98 ; \varepsilon_{sc} = 2,4\% \text{ donc } \sigma_{sc} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{sc} = 12,31 \text{ cm}^2 ; \text{ et } A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

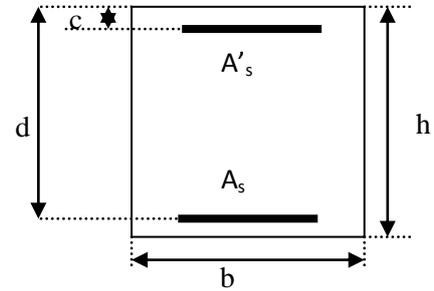


Figure VII.1. Dimensions du poteau

2^{ème} cas : $M_{\max} = 150,09 \text{ kN.m}$;

$$N_{\text{corres}} = 749,05 \text{ kN} \quad (1,35G+1,5Q)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{155,51}{720,14} = 0,22 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{324}{250} \right) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,235 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,707 \times l \times \sqrt{12}}{a} = 22,45 \Rightarrow \gamma_n = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,08 = 1 \quad (\lambda \leq 50)$$

Sollicitations corrigées pour le calcul :

$$N_u = \gamma_n \times N_{\max} = 749,05 \text{ kN}$$

$$M_u = \gamma_n \times M_{\text{corres}} = 150,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 3586,17 \times e_1 = 3892,10 \times (0,0256) = 165,9 \text{ kN.m.}$$

$$a = (0,337h - 0,81c') \text{ b. h. } f_{bu} = (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,05) \times 0,5 \times 0,5 \times 14,17 = 0,45 \text{ MN.m}$$

$$b = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$\alpha = (d-h/2) = 0,45 - 0,5/2 = 0,2 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N_u \times \alpha = 169,9 \cdot 10^{-3} + 720,14 \cdot 10^{-3} \times 0,2 = 0,314 \text{ MN.m}$$

$$b = 720,14 \cdot 10^{-3} \times (0,45 - 0,05) - 0,314 = 0,03 \text{ MN.m}$$

❖ $b < a$: on a : **Section partiellement comprimée.**

$$\mu = 0,22, \alpha = 0,32, \varepsilon_{sc} = 2,25\% \text{ , donc } \sigma_{sc} = 348 \text{ MPa et } \varepsilon_s = 7,7\% \text{ donc } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A'_{sc} = -18,7 \text{ cm}^2; \text{ et } A'_s = 10,44 \text{ cm}^2.$$

Les sections réelles sont :

$$A_{sc} = A'_{sc} = -18,7 \text{ cm}^2 \text{ et } A_s = A'_s - N/\sigma_s = 10,4 \text{ cm}^2$$

3^{ème} cas : $N_{\min} = 1422,76 \text{ kN.}$; $M_{\text{corres}} = 12,13 \text{ kN.m}$ (G + Q ± E)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12,13}{1422,76} = 0,0085 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{324}{250} \right) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,0285 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,707 \times l \times \sqrt{12}}{a} = 22,45 \Rightarrow \gamma_n = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,08 = 1 \quad (\lambda \leq 50)$$

Sollicitations corrigées pour le calcul :

$$N_u = \gamma_n \times N_{max} = 1422,76 \text{ kN}$$

$$M_u = \gamma_n \times M_{corres} = 12,13 \text{ kN.m}$$

$$M_{corrigé} = 1422,76 \times e_1 = 1422,76 \times (0,0285) = 40,59 \text{ kN.m.}$$

$$a = (0,337h - 0,81c') \text{ b. h. } f_{bu} = (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,05) \times 0,5 \times 0,5 \times 14,17 = 0,45 \text{ MN.m}$$

$$b = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$\alpha = (d-h/2) = 0,45 - 0,5/2 = 0,2 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M_{corrigé} + N_u \times \alpha = 40,59 \cdot 10^{-3} + 1422,76 \cdot 10^{-3} \times 0,2 = 0,325 \text{ MN.m}$$

$$b = 720,14 \cdot 10^{-3} \times (0,45 - 0,05) - 0,314 = 0,24 \text{ MN.m}$$

❖ $b < a$: on a : **Section partiellement comprimée.**

$$\mu = 0,23, \alpha = 0,33, \varepsilon_{sc} = 2,3\% \text{ , donc } \sigma_{sc} = 348 \text{ MPa et } \varepsilon_s = 7,2\% \text{ donc } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A'_{sc} = -17,9 \text{ cm}^2; \text{ et } A'_s = 32,7 \text{ cm}^2.$$

Les sections réelles sont :

$$A_{sc} = A'_{sc} = -17,9 \text{ cm}^2 \text{ et } A_s = A'_s - N/\sigma_s = -8,2 \text{ cm}^2.$$

VII.2.5.4. Détermination des armatures longitudinales

La quantité de ferrailage des poteaux est montrée dans les tableaux suivants :

Niveau	Section [cm ²]	N _{max} [kN]	M _{corr} [kN.m]	A [MN.m]	B [MN.m]	C [MN.m]	Section	A _{cal} [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]
6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	30x30	925,01	25,97	0,098	0,066	-	SPC	9,05	8,1
3 ^{ème} à 5 ^{ème} étage	40x40	2107,1	42,71	0,23	0,25	0,36	SEC	0	14,4
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	40x40	3129,9	2,53	0,23	0,43	0,36	SEC	20,17	14,4
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	50x50	3892,1	21,86	0,45	0,68	0,71	SEC	0	22,5

Tableau VII.5. Ferrailage obtenu par N_{max} et M_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	M _{max} [kN.m]	N _{corr} [kN.m]	A [MN.m]	B [MN.m]	C [MN.m]	Section	A _{cal} [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]
6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	30x30	56,64	26,47	0,098	0,05	-	SPC	9,83	8,1
3 ^{ème} à 5 ^{ème} étage	40x40	106,57	120,62	0,23	0,08	-	SPC	14,03	14,4
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	40x40	51,93	956,82	0,23	0,089	-	SPC	0	14,4
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	50x50	121,12	418,03	0,45	0,045	-	SPC	24,65	22,5

Tableau VII.6. Ferrailage obtenu par M_{max} et N_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	N _{min} [kN.m]	M _{corr} [kN.m]	A [MN.m]	B [MN.m]	C [MN.m]	Section	A _{cal} [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]
6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	30x30	428,94	5,72	0,098	0,037	-	SPC	11,24	8,1
3 ^{ème} à 5 ^{ème} étage	40x40	853,03	0,88	0,23	0,12	-	SPC	15,85	14,4
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	40x40	1420,9	1,4	0,23	0,19	-	SPC	0	14,4
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	50x50	1422,7	12,13	0,45	0,24	-	SPC	0	22,5

Tableau VII.7. Ferrailage obtenu par N_{min} et M_{corr}

Remarque :

Les sections adoptées sont les plus grandes de A_{cal} et A_{RPA}

Niveau	Section [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]	Choix des barres	A _{choisie} [cm ²]
6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	30x30	11,24	8HA14	12,31
3 ^{ème} à 5 ^{ème} étage	40x40	15,85	8HA16	16,08
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	40x40	20,17	4HA20 + 4HA16	20,6
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	50x50	24,65	8HA20	25,13

Tableau VII.8. Choix des barres

VII.2.5.5.Vérification à L'ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})
- La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.
- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée, et pour calculer la contrainte σ_{bc} de chaque section il faut suivre l'organigramme de la flexion composée suivant à l'ELS.

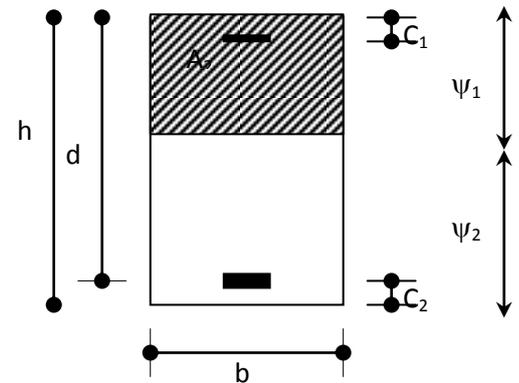
Nous avons des notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2x(v_2 - c_2)^2)$$



Les résultats sont donnés dans le tableau suivant (VII.8)

Figure VII.2. Dimension du poteau (ELS)

Niveau	Section [cm ²]	Ns [kN]	Ms [kN.m]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	Condition
6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	30x30	670,75	18,51	15	6,28	vérifiée
3 ^{ème} à 5 ^{ème} étage	40x40	1509,88	30,14	15	8,34	vérifiée
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	40x40	2258,98	1,39	15	11,83	vérifiée
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	50x50	2774,29	15,44	15	9,71	vérifiée

Tableau VII.9. Vérification à l'ELS

VII.2.5.6.Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau. Leur rôle essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.

- Empêcher le déplacement transversal du béton.

a. Diamètre des aciers

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1^{\max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66 \text{ cm. On prend } \phi_t = 8 \text{ cm.}$$

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

b. Espacement des armatures

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_1^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 1.2 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 13 \text{ cm}$$

c. Longueurs de recouvrement $L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

d. Vérification de la quantité d'armatures

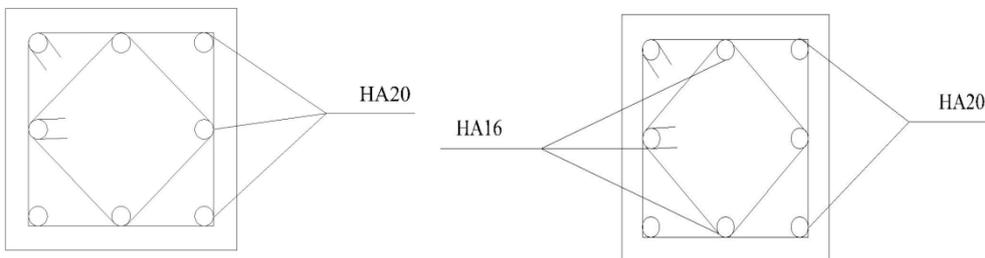
$$\lambda_g = \frac{l_f}{b}; \quad l_f = 0,7h_e .$$

Pour le cas le plus défavorable : $l_f = 0,7 \times 3,91 = 2,74 \text{ m} \Rightarrow \lambda_g = \frac{2,74}{0,5} = 5,47$

En zone nodale : $A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 50 \times 10 = 1,5 \text{ cm}^2$

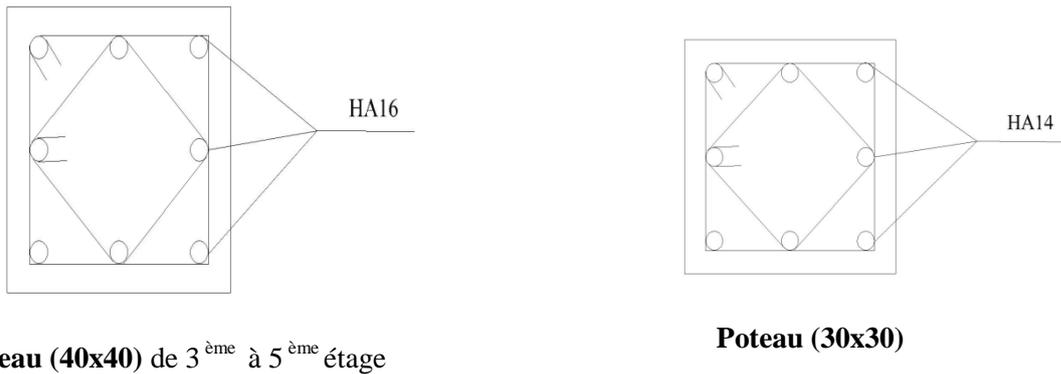
En zone courante : $A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 50 \times 13 = 1,95 \text{ cm}^2$

Donc : $\begin{cases} A_{\min} = 1,5 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,95 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 ; \text{ condition vérifiée.}$



Poteau (50x50)

Poteau (40x40) de sous-sol, RDC ,1^{er} et 2^{ème} étage



Poteau (40x40) de 3^{ème} à 5^{ème} étage

Poteau (30x30)

Figure VII.3. Ferrailage des poteaux

VII.3.FERRAILAGE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

La combinaison (1,35G + 1,5Q) permet de déterminer le moment maximum en travée.

La combinaison (G + Q ± E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permet de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

La combinaison (0.8 G ± E) permet de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et, dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

VII.3.1.RECOMMANDATIONS DU RPA VERSION 2003

VII.3.1.1.Armatures longitudinales

- ✓ D'après le CBA93, on a : $A_s \geq A_{\min}$ (condition de non fragilité) = $0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$
 - Poutres longitudinales (principales) (30x45) : $A_{\min} = 1,52 \text{ cm}^2$.
 - Poutres transversales (secondaires) (30x40) : $A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2$.
- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :
 - Poutres longitudinales (principales) (30x45) : $A'_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$.
 - Poutres transversales (secondaires) (30x40) : $A'_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,0 \text{ cm}^2$.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **Zone courante :(4%)**
 - Poutres longitudinales (principales) (30x45) : $A'_{\max} = 54 \text{ cm}^2$.
 - Poutres transversales (secondaires) (30x40) : $A'_{\max} = 48 \text{ cm}^2$.
 - **Zone de recouvrement :(6%)**
 - Poutres longitudinales (principales) (30x45) : $A'_{\max} = 81 \text{ cm}^2$.
 - Poutres transversales (secondaires) (30x40) : $A'_{\max} = 72 \text{ cm}^2$.

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VII.3.1.2. Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min (h/4 ; 12\phi_1 ; 30) \\ S_t \leq h/2 \end{array} \right. \begin{array}{l} \longrightarrow \text{ En zone nodale} \\ \longrightarrow \text{ En zone courante} \end{array}$$

ϕ_1 : Plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

VII.3.2. ETAPE DE CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

- ✓ Section sans armatures comprimées ($A_{sc}=0$) :
- Si $\mu \leq 0,187 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{d(1-0,4\alpha)\sigma_s}$
- Si $0,187 \leq \mu \leq 0,391 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{d(1-0,4\alpha)\sigma_s}$
- ✓ Section avec armatures comprimées ($A_{sc} \neq 0$) :
- $\mu \leq 0,391$:

On fixe $\mu = 0,4$ et $\alpha = 0,69$, donc :

$$A_{sc} = \frac{M_u - 0,4bd^2 f_{bu}}{(d-d')\sigma_{sc}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{A_{sc}\sigma_{sc} + 0,552bdf_{bu}}{\sigma_s}$$

A_{sc} : Section supérieure la plus comprimée.

A_s : Section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

VII.3.3. VERIFICATION A L'ELS

VII.3.3.1. Etat limite de compression du béton

- *Contrainte admissible* : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$.
- *Contrainte maximale dans le béton comprimé* : $\sigma_{bc} = Ky$; tel que : $K = M_{ser}/I$.
- *Contrainte maximale dans l'acier tendu* : $\sigma_s = nK(d-y)$ et $n = 15$.

VII.3.3.2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

VII.3.3.3. Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min(0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MPa})$$

VII.3.4. RESULTATS DE CALCULS

VII.3.4.1. Armatures longitudinales

Niveau	Poutre	Section	Combinaison de calcul	Moment [kN.m]	A_s [cm ²]	A_{smin} [cm ²]	$A_{sadoptée}$ [cm ²]
Sous-sol à 2 ^{ème} étage	30×40	En travée	ELU	70,28	5,83	6,0	6HA14
		En appui	G+Q±E	147,59	13,47	6,0	4HA20+2HA16
	30×45	En travée	ELU	131,27	9,95	6,75	6HA16
		En appui	G+Q±E	212,11	17,5	6,75	6HA20
3 ^{ème} à 5 ^{ème} étage	30×40	En travée	ELU	86,89	7,35	6,0	6HA14
		En appui	G+Q±E	112,39	9,79	6,0	4HA20+2HA16
	30×45	En travée	ELU	136,24	10,37	6,75	6HA16
		En appui	G+Q±E	221,14	18,45	6,75	6HA20
6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	30×40	En travée	ELU	97,77	8,37	6,0	6HA14
		En appui	G+Q±E	117,61	10,31	6,0	4HA20+2HA16
	30×45	En travée	ELU	119,40	8,95	6,75	6HA16
		En appui	G+Q±E	205,26	16,8	6,75	6HA20

Tableau VII.10. Ferrailage longitudinal des poutres

➤ Vérification à L'ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service. Les contraintes sont calculées à l'ELS sous le moment M_{ser} .

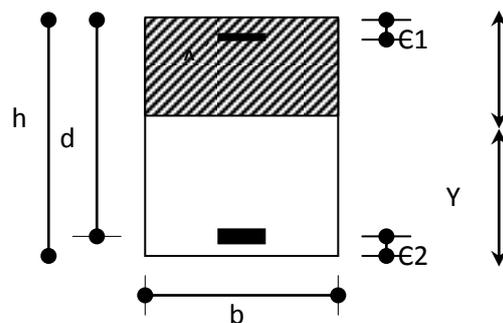


Figure VII.4. Dimensions de la poutre

Niveau	Poutre	Section	M_{ser} [kN.m]	A_s [cm ²]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	Condition
Sous-sol à 2^{ème} étage	30×40	En travée	50,86	9,23	7,3	15	vérifiée
		En appui	61,85	16,58	7,44	15	vérifiée
	30×45	En travée	92,61	12,06	9,86	15	vérifiée
		En appui	201,11	18,58	13,85	15	vérifiée
3^{ème} à 5^{ème} étage	30×40	En travée	61,91	9,23	8,88	15	vérifiée
		En appui	61,91	16,58	7,45	15	vérifiée
	30×45	En travée	96,12	12,06	10,24	15	vérifiée
		En appui	209,26	18,58	12,62	15	vérifiée
6^{ème} à 8^{ème} étage	30×40	En travée	70,28	9,23	10,09	15	vérifiée
		En appui	70,28	16,58	8,46	15	vérifiée
	30×45	En travée	85,42	12,06	9,1	15	vérifiée
		En appui	193,11	18,58	11,1	15	vérifiée

Tableau VII.11. Vérification des contraintes à l'ELS

VII.3.4.2. Armatures transversales

➤ **Vérification au cisaillement du béton**

Il faudra vérifier que la contrainte tangentielle du béton est inférieure au minimum des deux

valeurs suivantes : $\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau}_u = \min(0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MPa})$.

Niveau	Poutre	V_u [kN]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Condition
Sous-sol à 2^{ème} étage	30×40	100,5	0,9	3,33	vérifiée
	30×45	261,126	2,07	3,33	vérifiée
3^{ème} à 5^{ème} étage	30×40	107,367	0,96	3,33	vérifiée
	30×45	265,643	2,11	3,33	vérifiée
6^{ème} à 8^{ème} étage	30×40	120,588	1,08	3,33	vérifiée
	30×45	224,184	1,8	3,33	vérifiée

Tableau VII.12. Vérification au cisaillement des poutres

➤ **Espacement des armatures**

a. Sens principal

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_1 ; 30) = \min (11,25 ; 24 ; 30) = 11,25$; on prend $S_t = 10\text{cm}$.

En zone courante : $S_t \leq h/2 = 22,5$; on prend $S_t = 15\text{cm}$.

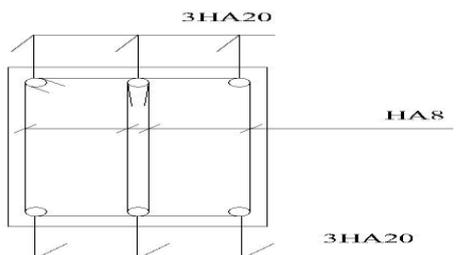
b. Sens secondaire

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_1 ; 30) = \min (10 ; 24 ; 30) = 10$; on prend $S_t = 10\text{cm}$.

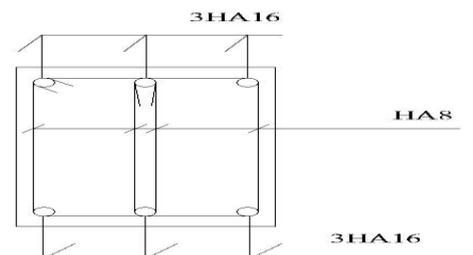
En zone courante : $S_t \leq h/2 = 20$; on prend $S_t = 15\text{cm}$.

<i>Poutre</i>	<i>Espacement zone nodale [cm]</i>	<i>Espacement zone courante [cm]</i>	<i>A_t adoptée</i>
30×40	10	15	T8
30×45	10	15	T8

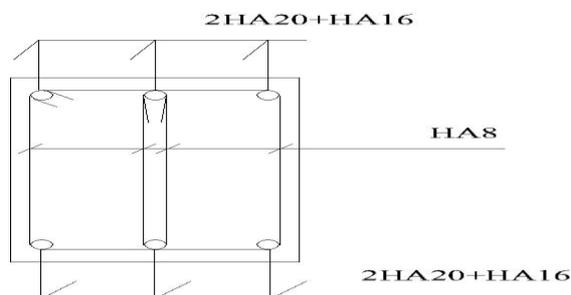
Tableau VII.13. Ferrailage transversal des poutres



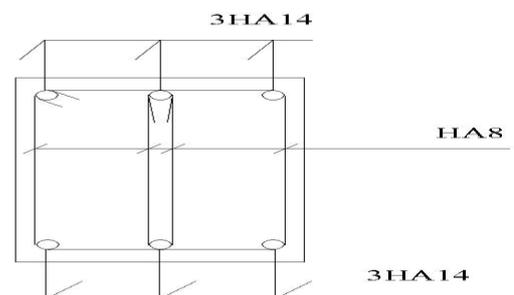
Poutre principale (30x45) en appui



Poutre principale (30x45) en travée



Poutre secondaire (30x40) en appui



Poutre secondaire (30x40) en travée

Figure VII.5. Ferrailage des poutres

VII.4.FERRAILLAGE DES VOILES

VII .4.1.INTRODUCTION

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures autostables
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques, dont le but est de garantir la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ D'assurer la stabilité des constructions vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VII .4.2.FERRAILLAGE DES VOILES

La structure est constituée de voiles pleins et de voiles avec une file d'ouverture ,les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

VII .4.2.1.Ferrailage des voiles pleins

VII .4.2.1.1.1^{er}Exemple d'application

a. Caractéristiques géométriques du voile

Centre de masse G (13,2 ;12,6)

Longueur du voile L = 5,4m

Epaisseur du voile e = 0,2m

Hauteur d'étage h_e = 3,91m

b. Sollicitations appliquées pour la détermination du ferrailage du voile

$$T = 33,98 \text{ t}$$

$$N_{(0,8G - Ex)} = 272,63 \text{ t}$$

$$M_{(0,8G - Ex)} = 812,82 \text{ t.m}$$

$$N_{(G+Q+Ex)} = 556,24 \text{ t}$$

c. Armatures horizontales

➤ Vérification au cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$ avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On a : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times z}$ avec :

$$\begin{cases} h : \text{hauteur totale de la section brute.} \\ z : \text{hauteur utile} = 0,9 \times h \\ b : \text{épaisseur du voile} \\ \bar{V} = 1,4 \times T_{\text{calculé}} \end{cases}$$

D'où : $z = 0,9 \times h = 4,86 \text{ m}$ et $b_0 = 20 \text{ cm}$.

$$\tau_b = 0,49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \Rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

❖ Les armatures horizontales ne sont pas nécessaires => on prend le minimum prescrit par le RPA.

✓ **Armatures minimales :**

$$A_{t\min}(\text{RPA}) = 0,15\% b_0 \times h \text{ avec : } \begin{cases} b_0 = \text{épaisseur du voile.} \\ h = \text{hauteur total de la section} \end{cases}$$

$$A_{t\min}(\text{RPA}) = 16,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t\min}/\text{face/ml} = 16,2 / (2 \times 5,4) = 1,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t\min}/\text{face/ml} = 4\text{HA8}.$$

✓ **Espacement :** on doit avoir $S_t \leq S_{t\max}$

$$S_{t\max} = \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) \text{ avec : } e = \text{épaisseur du voile ; donc } S_{t\max} = 30 \text{ cm}.$$

❖ On prendra : $A_{t\min}/\text{face/ml} = 4\text{HA8}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{t\max}$.

d. Armatures verticales

Le calcul des aciers verticaux se fera pour une bande verticale de largeur d, avec $d \leq \min(h/2 ; 2l'/3)$

l' : longueur de la zone comprimée.

h : hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

➤ **Détermination des contraintes** $\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M \times V}{I}$

Avec

$$\begin{cases} N_{(0,8G-Ex)} : \text{effort normal revenant au voile à la base} \\ M_{(0,8G-Ex)} : \text{moment fléchissant qui sollicite le voile à la base} \\ I : \text{moment d'inertie du voile} \\ \Omega : \text{section du voile} \end{cases}$$

Donc : $\sigma_1 = 10,88 \text{ MPa}$ et $\sigma_2 = -5,84 \text{ MPa}$.

➤ **Détermination de la bande verticale d**

$$\frac{\sigma_2}{a} = \frac{\sigma_1}{l-a} \Rightarrow a = \frac{l \times \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = 1,88\text{m}$$

$$l' = l - a = 3,52 \text{ m.}$$

D'où $\sigma \leq f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$

$$d \leq \min (h/2 ; 2l'/3) = 2,34 \Rightarrow d = 1,88\text{m.}$$

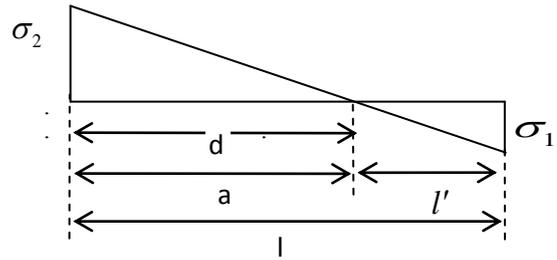


Figure VII.6. Diagramme des contraintes

➤ **Calcul des sollicitations de la bande**

$$\begin{cases} \sigma'_1 = \sigma_1 = \frac{N_1}{\Omega_1} + \frac{M_1 V_1}{I_1} \\ \sigma'_2 = \sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega_1} - \frac{M_1 V_1}{I_1} \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} V_1 = \frac{d}{2} = 0,93\text{m} \\ \Omega_1 = e * d = 0,38\text{m}^2 \\ I_1 = \frac{ed^3}{12} = 0,11\text{m}^4 \end{cases} \text{ et } \sigma_2 = 0$$

Donc, les sollicitations dans la bande sont : $\begin{cases} N_1 = -205,2\text{t} \\ M_1 = -64,4\text{t.m} \end{cases}$

➤ **Détermination des armatures verticales**

Excentricité $e_0 = M_1/N_1 = 0,31\text{m.}$

Etant donné que l'effort normal est un effort de traction et que la résultante des forces C se trouve entre les 2 nappes d'armatures, donc la section est entièrement tendue.

$$\begin{cases} d_1 = 5\text{cm} \\ d_2 = 10\text{cm} \end{cases} \text{ Alors : } \begin{cases} e_1 = \frac{d}{2} + e_0 - d_1 = 1,21 \text{ m} \\ e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - d_2 = 0,52 \text{ m} \\ Z = e_1 + e_2 = 1,73 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_1 \times e_2}{Z \times f_e} \\ A_2 = \frac{N_1 \times e_1}{Z \times f_e} \end{cases} \text{ Alors : } \begin{cases} A_1 = 15,62\text{cm}^2 \\ A_2 = 35,68\text{cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_v = A_1 + A_2 = 51,3\text{cm}^2.$$

❖ $A_v/\text{face/ml} = A_v/(2 \times d) = 13,61\text{cm}^2$; donc $A_v/\text{face/ml} = 10\text{HA}14$

Espacement $S_t = 20 \text{ cm} \leq S_{t\text{max}}$.

Le RPA 99/version 2003 exige qu'à chaque extrémité du voile l'espacement des barres soit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

$$\text{C.-à-d. : } \begin{cases} S = 10 \text{ cm} \text{ jusqu'a } 50 \text{ cm} & \text{en extrémité.} \\ S = 20 \text{ cm} & \text{en milieu.} \end{cases}$$

e. Vérification à la compression du béton (G+Q+E)

On a : $\sigma = \frac{N}{S} = 5,14 \text{MPa} \leq f_{c28} = 25 \text{MPa}$, donc la compression est vérifiée.

Selon le RPA, on doit disposer 4 épingles /m², la section totale du voile plein est de S = 1,08m², donc : S×4 = 4,32, on disposera 5 épingles.

Tableau VII.14. Ferrailage des voiles pleins (type 1)

<i>Axe du voile</i>	<i>B(3-4)</i>	<i>A (1-2) ; A (5-6) E (1-2) ; E (5-6)</i>	<i>1(A-B) ; 6(A-B) 1(D-E) ; 6(D-E)</i>	<i>3(C-D) ; 4(C-D)</i>
<i>L [m]</i>	5,4	3,8	3,8	3,8
<i>e [m]</i>	0,2	0,2	0,2	0,2
<i>h_e [m]</i>	3,91	3,91	3,91	3,91
<i>T_{cal} [t]</i>	33,98	31,46	32,35	41,35
<i>N(0,8G ± E) [t]</i>	272,63	227,69	283,54	152,26
<i>M(0,8G ± E) [t.m]</i>	812,82	420,85	565,81	414,37
<i>N(G+Q± E) [t]</i>	556,24	386,79	356,56	366,98
<i>τ_b [MPa]</i>	0,49	0,64	0,66	0,84
<i>A_t/face/ml [cm²]</i>	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
<i>S_t [m]</i>	0,25	0,25	0,25	0,25
<i>I [m⁴]</i>	2,62	0,91	0,91	0,91
<i>V [m]</i>	2,7	1,9	1,9	1,9
<i>σ₁ [MPa]</i>	10,89	11,74	15,49	10,61
<i>σ₂ [MPa]</i>	-5,84	-5,75	-8,02	-6,61
<i>d [m]</i>	1,88	1,25	1,3	1,46
<i>N₁ [t]</i>	-205,2	-146,62	-200,84	-154,71
<i>M₁ [t.m]</i>	-64,4	-30,5	-43,41	-37,6
<i>e₀ [m]</i>	0,31	0,21	0,22	0,24
<i>d₁ [m]</i>	0,05	0,05	0,05	0,05
<i>d₂ [m]</i>	0,1	0,1	0,1	0,1
<i>A_v/face/ml [cm²]</i>	10HA14	12HA14	14HA14	10HA14
<i>S_t extrémité [m]</i>	0,1	0,1	0,1	0,1
<i>S_t milieu [m]</i>	0,2	0,2	0,2	0,2
<i>σ₂compression [MPa]</i>	5,14	5,09	4,7	4,83
<i>A_{compression} [cm²]</i>	6 épingles	4 épingles	4 épingles	4 épingles

VII 4.2.1.2.2^{ème}Exemple d'application

Les voiles « 3(B-C),4(B-C) ,D1(3-4) et D2(3-4) »seront assimilés à une section rectangulaire sollicitée en flexion composée sous les effort N et M.

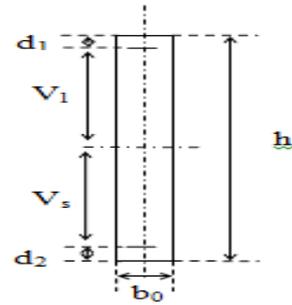
Ferrailage des voiles 3(B-C) et 4(B-C)

a. Caractéristiques géométriques du voile

- Centre de masse G (10,2 ; 10,5)
- Longueur du voile L = 2,6m
- Epaisseur du voile e = 0,2m
- Hauteur d'étage h_e= 3,91m

b. Sollicitations appliquées pour la détermination du ferrailage du voile

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 1,35 \text{ t} \\ N_{(0,8G - Ex)} = 344,3 \text{ t} \\ M_{(0,8G - Ex)} = 209,5 \text{ t.m} \\ N_{(G+Q+Ex)} = 319,4 \text{ t} \end{array} \right.$$



c. Armatures horizontales

Figure VII .7. Schéma statique du voile

➤ **Vérification au cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$ avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On a : $\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b_0 z}$ donc, $\tau_b = 0,04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \Rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b$

❖ Les armatures horizontales ne sont pas nécessaires on prendra le minimum prescrit par le RPA.

✓ **Armatures minimales :**

$A_{\text{tmin}}(\text{RPA}) = 0,15\% b_0 \times h \Rightarrow A_{\text{tmin}}(\text{RPA}) = 7,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{tmin}}/\text{face/ml} = 1,5 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8.$

✓ **Espacement :** on doit avoir $S_t \leq S_{\text{tmax}} = S_{\text{tmax}} = \min(1,5e ; 30\text{cm})$

❖ On prendra : $A_{\text{tmin}}/\text{face/ml} = 4\text{HA}8$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{\text{tmax}} .$

d. Armatures verticales

Les caractéristiques de la section sont : $h = 2,66 \text{ m} ; b_0 = 20 \text{ cm} ; d_1 = 5 \text{ cm} ; d_2 = 5 \text{ cm}$

➤ **Excentricité**

$e_0 = M/N = 0,61\text{m}$. Le centre de pression C se trouve entre les 2 nappes d'armatures donc notre section est entièrement tendue.

$V_s = V_1 = 42,5 \text{ cm}$ Donc : $|e_0| \leq |V_s| \Rightarrow$ La déformation est autour du pivot A

D'où : $A_v = \frac{N}{f_e / \gamma_s}$ donc, $A_v/\text{face/ml} = 8\text{HA}14.$

e. Vérification à la compression du béton (G+Q+E)

On a : $\sigma = \frac{N}{S} = 6,15\text{MPa} \leq f_{c28} = 25\text{MPa}$, donc, la compression est vérifiée.

Selon le RPA, on doit disposer 4épingles /m², la section totale du voile plein est de S = 0,52m², donc : S×4 = 2,08 m², on disposera 3 épingles.

Le ferrailage des autres voiles est présenté dans le tableau

Tableau VII.15. Ferrailage des voiles pleins (type 2)

<i>Axe du voile</i>	3(B-C)	DI(3-4)	4(B-C)	DI(3-4)
<i>L[m]</i>	2,6	2	2,6	2
<i>e[m]</i>	0,2	0,2	0,2	0,2
<i>h_e[m]</i>	3,91	3,91	3,91	3,91
<i>T_{cal}[t]</i>	1,53	4,68	1,93	3,45
<i>N(0,8G ± E)[t]</i>	344,3	319,72	301,27	299,31
<i>M(0,8G ± E) [t.m]</i>	209,5	238,17	213,63	204,76
<i>N(G+Q± E) [t]</i>	319,4	341,36	320,71	308,29
<i>τ_b[MPa]</i>	0,046	0,182	0,058	0,13
<i>At /face/ml [cm²]</i>	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
<i>S_t [m]</i>	25	25	25	25
<i>d₁ [m]</i>	5	5	5	5
<i>d₂ [m]</i>	5	5	5	5
<i>e₀ [m]</i>	0,61	0,74	0,71	0,68
<i>V_s [m]</i>	1,3	1	1,3	1
<i>V_l [m]</i>	1,3	1	1,3	1
<i>Av/face/ml [cm²]</i>	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
<i>S_t extrémité [m]</i>	7	7	7	7
<i>S_t milieu [m]</i>	13	13	13	13
<i>σ_{2compression} [MPa]</i>	6,14	8,53	6,17	7,71
<i>A_{compression} [cm²]</i>	3	3	3	3

VII .4.2.2.Ferrailage du voile avec une seule file d'ouverture axe E(1-2)

VII .4.2.2.1.Ferrailage du linteau

Conformément au RPA 99, le linteau sera calculé sous la combinaison (G + Q + E), avec T =74,32 t.

a. Contrainte de cisaillement dans le linteau

$L = 1,5\text{m} ; \quad h = 3,24\text{m} \quad \text{et } b_0 = 0,2\text{m} \quad \text{donc } : \tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 z} = 3,85 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_b} = 5\text{MPa}.$

On a : $0,06 \times f_{c28} \leq \tau_b$, donc on disposera les armatures longitudinales (supérieures et inférieures), transversales et en zone courante suivant le minimum du RPA.

Les efforts (M, T) sont repris par les armatures diagonales dont le calcul se fait suivant la formule :

$$\begin{cases} A_D = \frac{T}{2f_e \sin \alpha} \\ \tan \alpha = \frac{h-2d}{l} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \tan \alpha = 1,96 \\ A_D = 10,43 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_D = 10,43 \text{ cm}^2 > A_{D\text{min}} = 0,0015 \times b_0 \times L = 4,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prendra $A_D = 4\text{HA}20$.

On disposera les armatures longitudinales supérieures et inférieures, transversales et en zone courante suivant le minimum du RPA.

b. Armatures longitudinales

$A_l = A_l' = 0,0015 \times b_0 \times L = 4,5 \text{ cm}^2$, on prendra $A_D = 3\text{HA}14$.

c. Armatures de peau

$A_c = 0,002 \times b_0 \times L = 6 \text{ cm}^2$, on prendra $A_D = 4\text{HA}14$.

d. Armatures transversales

Etant donné que : $\tau_b > 0,025 \times f_{c28}$, donc : $A_t = 0,0025 \times b_0 \times S = 1 \text{ cm}^2$, on prendra $A_t = 4\text{HA}8$.

VII .4.2.2.Ferrailage des trumeaux

Les trumeaux seront calculés comme un voile plein sollicité en flexion composée avec un effort tranchant.

a. Caractéristiques géométriques du voile

- Longueur du voile $L = 1,2\text{m}$
- Epaisseur du voile $e = 0,2\text{m}$
- Hauteur d'étage $h_e = 3,24\text{m}$

b. Sollicitations appliquées pour la détermination du ferrailage du voile

$$\begin{cases} T = 16,89 \text{ t} \\ N_{(0,8G - Ex)} = 8,01 \text{ t} \\ M_{(0,8G - Ex)} = 34,73\text{t.m} \\ N_{(G+Q+Ex)} = 29,56 \text{ t} \end{cases}$$

c. Armatures horizontales

➤ **Vérification au cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$ avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\text{On a : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times z} \quad \text{avec : } \begin{cases} h : \text{ hauteur totale de la section brute.} \\ z : \text{ hauteur utile} = 0,9 \times h \\ b : \text{ épaisseur du voile} \\ \bar{V} = 1,4 \times T_{\text{calculé}} \end{cases}$$

D'où : $z = 0,9 \times h = 1,08 \text{ m}$ et $b_0 = 20 \text{ cm}$.

$$\tau_b = 1,09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \Rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

❖ Les armatures horizontales ne sont pas nécessaires, on prend le minimum du RPA.

✓ **Armatures minimales :**

$A_{\text{tmin}}(\text{RPA}) = 0,15\% b_0 \times h = 3,6 \text{ cm}^2$, donc : $A_{\text{tmin}}/\text{face/ml} = 1,5 \text{ cm}^2$, on prend 4HA8.

✓ **Espacement :** on doit avoir $S_t \leq S_{\text{tmax}}$

$S_{\text{tmax}} = \min(1,5e ; 30 \text{ cm})$ avec : $e = \text{épaisseur du voile}$; donc $S_{\text{tmax}} = 30 \text{ cm}$.

❖ On prendra : $A_{\text{tmin}}/\text{face/ml} = 4\text{HA8}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{\text{tmax}}$.

d. Armatures verticales

➤ **Détermination des contraintes** $\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M \times V}{I}$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} N_{(0,8G - Ex)} : \text{ effort normal revenant au voile à la base} \\ M_{(0,8G - Ex)} : \text{ moment fléchissant qui sollicite le voile à la base} \\ I : \text{ moment d'inertie du voile} \\ \Omega : \text{ section du voile} \end{array} \right.$

Donc : $\sigma_1 = 7,57 \text{ MPa}$ et $\sigma_2 = -6,9 \text{ MPa}$.

➤ **Détermination de la bande verticale d**

$$\frac{\sigma_2}{a} = \frac{\sigma_1}{1-a} \Rightarrow a = \frac{l \times \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = 0,57 \text{ m}$$

$$\dot{l} = 1 - a = 0,73 \text{ m.}$$

D'où $\sigma \leq f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

$$d \leq \min(h/2 ; 2l'/3) = 0,42 \Rightarrow d = 0,42m.$$

➤ **Calcul des sollicitations de la bande verticale d**

$$\begin{cases} \sigma'_1 = \sigma_1 = \frac{N_1}{\Omega_1} + \frac{M_1 V_1}{I_1} \\ \sigma'_2 = \sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega_1} - \frac{M_1 V_1}{I_1} \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} V_1 = \frac{d}{2} = 0,21m \\ \Omega_1 = e * d = 0,08m^2 \\ I_1 = \frac{ed^3}{12} = 0,0012m^4 \end{cases} \text{ et } \sigma_2 = \frac{\sigma_1(a-d)}{a}$$

Donc, les sollicitations dans la bande sont : $\begin{cases} N_1 = -40,18t \\ M_1 = -1,35t.m \end{cases}$

➤ **Détermination des armatures verticales**

Excentricité : $e_0 = M_1/N_1 = 0,033m.$

Etant donné que l'effort normal est un effort de traction et que la résultante des forces C se trouve entre les 2 nappes d'armatures, donc la section est entièrement tendue.

$$\begin{cases} d_1 = 5cm \\ d_2 = 10cm \end{cases} \text{ d'où } \begin{cases} e_1 = \frac{d}{2} + e_0 - d_1 = 1,21 m \\ e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - d_2 = 0,52 m \\ Z = e_1 + e_2 = 1,73 m \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_1 \times e_2}{Z \times f_e} \\ A_2 = \frac{N_1 \times e_1}{Z \times f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_1 = 3,69cm^2 \\ A_2 = 6,09cm^2 \end{cases} \Rightarrow A_v = A_1 + A_2 = 10,05cm^2.$$

❖ $A_v/\text{face/ml} = 12,01cm^2$; donc $A_v/\text{face/ml} = 6HA16$

Espacement $S_t = 20 \text{ cm} \leq S_{tmax}.$

Le RPA 99/version 2003 exige qu'à chaque extrémité du voile l'espacement des barres soit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

$$\text{Soit : } \begin{cases} S = 10 \text{ cm} \text{ jusqu'a } 50 \text{ cm} & \text{en extrémité.} \\ S = 20 \text{ cm} & \text{en milieu.} \end{cases}$$

e. Vérification à la compression du béton (G+Q+E)

On a : $\sigma = \frac{N}{S} = 1,23MPa \leq f_{c28} = 25MPa$, donc la compression est vérifiée.

Selon le RPA99, on doit disposer 4 épingles /m².

La section totale du voile plein étant de $S = 0,3m^2$, donc : $S \times 4 = 1,2$, on disposera 2 épingles.

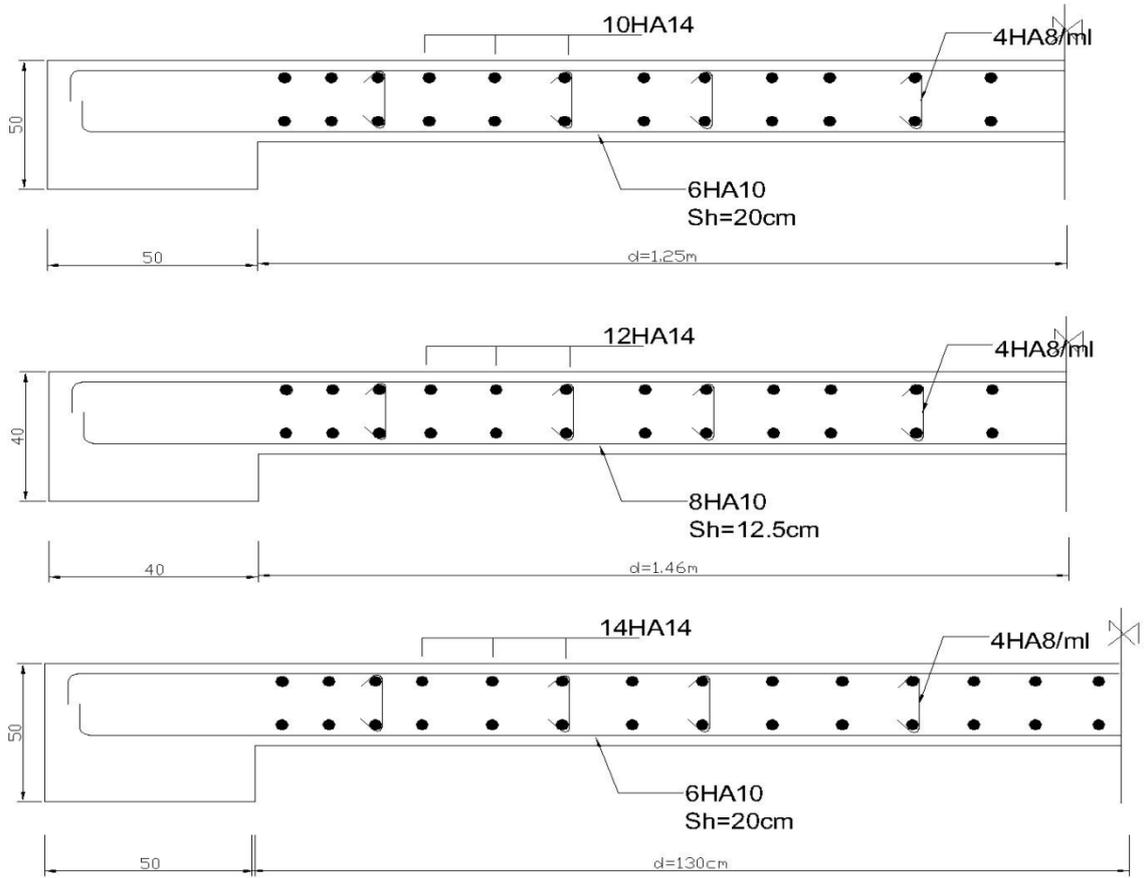


FIGURE VII.8. Ferrailage des voiles

Etude de l'infrastructure

VIII.1.INTRODUCTION

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure et assure sa stabilité, l'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurant la liaison avec le sol et réparti les efforts.
- Elle joue un rôle d'appuis.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- L'importance des charges
- Rapprochement des poteaux et des voiles.
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.

Dans ce projet, et compte tenu ces conditions de choix, on a réaliser une fondation unique qui embrasse toute la surface de la construction et qu'on appelle Radier Générale.

VIII.2.ETUDE DU RADIER

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VIII.2.1. PREDIMENSIONNEMENT

Le radier est assimilé à un plancher renversé et il est considéré comme infiniment rigide. Sous la réaction uniforme du sol, l'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

VIII.2.1.1. Condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

VIII.2.1.2. condition forfaitaire

VIII.2.1.2.1.Sous voiles

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}, \text{ tel que } \begin{cases} h: \text{Epaisseur du radier} \\ L_{\max}: \text{Distance entre deux voiles successifs} = 6\text{m} \end{cases}$$

Donc : $0,75\text{m} \leq h \leq 1,2\text{m}$; on prend $h = 85\text{cm}$

VIII.2.1.2.2.Sous poteaux

➤ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm : $h \geq \frac{600}{20} = 30\text{cm}$.

➤ **La nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = 60\text{cm}$.

VIII.2.1.3. Condition de longueur d'élasticité

$$L_e = \sqrt{\frac{4.EI}{K.b}} > \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

Avec : L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{K}{E}}$.

I : Inertie de la section du radier ($b = 1\text{m}$)

E : Le module de Young = 32164,2 MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 6\right)^4 \frac{40}{32164,2}} = 0,64 \text{ m}.$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 85\text{cm}$.

VIII.2.2. DETERMINATION DES EFFORTS

Poids de la structure : $N_s = 48892,94 \text{ kN}$.

Charge d'exploitation $Q = 3,5 \times 510,4 = 1786,4 \text{ kN}$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{ELU: } N_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 68685,07\text{kN} \\ \text{ELS: } N_s = G + Q = 50679,34 \text{ kN} \end{cases}$$

VIII.2.3.DETERMINATION DE LA SURFACE NECESSAIRE DU RADIER

$$ELU: S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = 68685,07/(1,33 \times 200) = 258,21 \text{ m.}$$

$$ELS: S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = 50679,34/(1,33 \times 200) = 190,52 \text{ m.}$$

$$S_{\text{btiment}} = 510,4 \text{ m}^2 > \max(S_u; S_{\text{ser}}) = 258,21 \text{ m}^2.$$

Donc, on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d , avec $L_d \geq (\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm})$

$$\text{Nous prenons : } L_d = 50 \text{ cm} \Rightarrow S_{\text{débord}} = L_d \times 2 \times (a+b) = 0,5 \times 2 \times (20,2+26,8) = 47 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 557,4 \text{ m}^2.$$

Les dimensions du radier sont finalement de : $\begin{cases} L_{x\text{max}} = 28,4 \text{ m} \\ L_y = 19,63 \text{ m} \end{cases}$

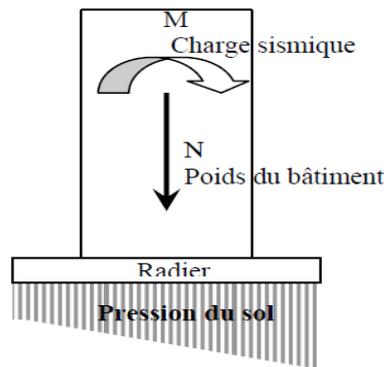


Figure VIII.1. Schéma des efforts appliqués à la structure

V.III.2.4.COMBINAISON D'ACTION

Poids de la structure : $N_s = 48892,94 \text{ kN}$.

Poids de radier : $G = 0,85 \times 25 \times 557,4 = 11844,75 \text{ kN}$.

$N_t = N_s + G = 60737,69 \text{ kN}$.

$ELU: N_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 85024,7 \text{ kN}$.

$ELS: N_{\text{ser}} = G + Q = 62756,9 \text{ kN}$.

VIII.2.5.VERIFICATIONS

VIII.2.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et une épaisseur (d) du radier par la formule suivante:

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa. Avec : } T_{\text{max}} = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_{\text{max}} = \frac{85024,7}{557,4} \times \frac{6}{2} = 457,61 \text{ kN ; } d = 0,9h = 0,765 \text{ m} \Rightarrow \tau_u = 0,598 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa.}$$

⇒ Condition vérifié.

VIII.2.5.2.Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique : $G \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w \times z = 1,5 \times 10 \times 0,85 \times 557,4 = 7106,85 \text{ kN}$.

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 0.85 \text{ m}$)

$$G_T = 60737,69 \text{ kN} > 7106,85 \text{ kN}.$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

VIII.2.5.3.Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement d'une dalle (radier) se manifeste au niveau des charges concentrées, la résistance au poinçonnement est satisfaite si la condition suivante est vérifiée :

$$P_u \leq 0,05 \times \mu_c \times h \times f_{c28}$$

Avec : P_u : Charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : Epaisseur du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau B2 : $P_u = 2557 \text{ kN}$.

$$\mu_c = 2 \cdot (a+b+2h) = 5,4 \text{ m} \Rightarrow 0,05 \times 5,4 \times 0,85 \times 25000 = 5737,5 \text{ kN} > P_u = 2557 \text{ kN}.$$

Le voile le plus sollicité est le voile B (3-4) : $P_u = 5562,4 \text{ kN}$.

$$\mu_c = 2 \cdot (a+b+2h) = 5,8 \text{ m} (b=1\text{m}) \Rightarrow 0,05 \times 5,4 \times 0,85 \times 25000 = 6162,5 \text{ kN} > P_u = 5562,4 \text{ kN}.$$

❖ Donc il n'y a pas risque de poinçonnement du radier.

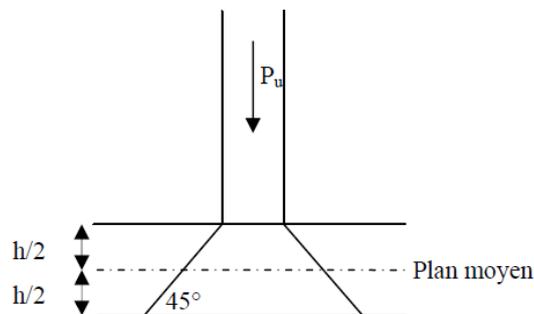


Figure VIII.2. Schéma de transmission des charges

VIII.2.5.4. Vérification de la stabilité de l'ouvrage vis à vis du renversement

D'après les résultats obtenus dans le calcul dynamique, on a : $T_x = 0,52s$; $T_y = 0,6s$;

$V_x = 5291,6 \text{ kN}$ et $V_y = 4817,1 \text{ kN}$.

La force sismique qui revient à chaque étage:

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n (W_j h_j)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} V: \text{Effort sismique à la base} \\ W_i: \text{Poids qui revient à l'étage } i. \\ h_i : \text{Hauteur d'étage } i. \\ F_t = 0 \end{array} \right.$$

La condition de non renversement est : $\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} \geq 1,5$

Moment renversant :

Sens longitudinal : $M_{\text{renx}} = \sum F_{ix} Z_i = 122998,6 \text{ kN.m}$.

Sens transversal : $M_{\text{reny}} = \sum F_{iy} Z_i = 111969,2 \text{ kN.m}$.

Moment stabilisant:

On a : $N_t = 60737,69 \text{ kN}$; $S_{\text{radier}} = 557,4 \text{ m}^2$; $L_x = 28,4 \text{ m}$ et $L_y = 19,63 \text{ m}$.

Sens longitudinal : $M_{\text{stabx}} = N_t \times V_x$ avec $V_x = L_x/2 = 14,2 \text{ m} \Rightarrow M_{\text{stabx}} = 862475,2 \text{ kN.m}$.

Sens transversal : $M_{\text{staby}} = N_t \times V_y$ avec $V_y = L_y/2 = 9,82 \text{ m} \Rightarrow M_{\text{staby}} = 596140,43 \text{ kN.m}$.

La vérification :

Sens longitudinal : $\frac{862475,2}{122998,6} = 7,01 \geq 1,5 \Rightarrow$ Largement vérifié.

Sens transversal : $\frac{596140,43}{111969,2} = 5,32 \geq 1,5 \Rightarrow$ Largement vérifié.

❖ Donc il n'y a pas de risque de renversement.

VIII.2.5.5. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que : $\sigma_{\text{max}} \leq 1,33 \overline{\sigma_{\text{sol}}}$ soit $\sigma_{\text{max}} \leq 0,266 \text{ MPa}$.

Les charges à considérer sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{bat}} = 48892,8 \text{ kN} \\ Q_{\text{bat}} = 20943,11 \text{ kN} \\ G_{\text{rad}} = 11844,75 \text{ kN} \\ M_x = 122998,6 \text{ kN.m} \\ M_y = 111969,2 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

La valeur du débord de la résultante des charges est $\{V_x = 14,2 \text{ m et } V_y = 9,82\text{m}\}$

Les moments d'inertie suivent les deux sens : $I_{xG} = 37470,9 \text{ m}^4$ et $I_{yG} = 17901,85 \text{ m}^4$.

a. Calcul des contraintes sous G +Q ±E

$$N = G_{\text{bat}} + Q_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 81680,66 \text{ kN} .$$

Sens X : $I_{xG} = 37470,9 \text{ m}^4$ et $V_x = 14,2\text{m}$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} V_x = 0,193\text{MPa} < 0,266 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} V_x = 0,099\text{MPa} < 0,266 \text{ MPa} \end{cases}$$

Sens y : $I_{yG} = 17901,85 \text{ m}^4$ et $V_x = 9,82\text{m}$.

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} V_y = 0,208\text{MPa} < 0,266 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} V_y = 0,085\text{MPa} < 0,266 \text{ MPa} \end{cases}$$

b. Calcul des contraintes sous 0,8G ±E

$$N = 0,8(G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}}) = 48590,04 \text{ kN}.$$

Sens X : $I_{xG} = 37470,9 \text{ m}^4$ et $V_x = 14,2\text{m}$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} V_x = 0,134\text{MPa} < 0,266 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} V_x = 0,041\text{MPa} < 0,266 \text{ MPa} \end{cases}$$

Sens y : $I_{yG} = 17901,85 \text{ m}^4$ et $V_x = 9,82\text{m}$.

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} V_y = 0,149\text{MPa} < 0,266 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} V_y = 0,026\text{MPa} < 0,266 \text{ MPa} \end{cases}$$

- ❖ Les conditions de contraintes dans le sol sont vérifiées sous les différents cas de charges et dans les deux directions.

VIII.3.FERRAILLAGE DU RADIER

Le ferrailage du radier se calcule sous les sollicitations maximales obtenues par l'application des combinaisons les plus défavorables. La charge maximale due à la réaction du sol est celle résultant de la combinaison **G +Q ±E** : $q_u = \sigma_{\text{max}} = 0,2 \text{ MPa} = 20 \text{ t/m}^2$.

Nous avons utilisé la méthode de Pigeaud pour le calcul des moments et des efforts tranchants de dimensionnement.

Les moments de flexion isostatiques maximums en travée sont donnés par les relations suivantes :

- Dans le sens de la petite portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

μ_x et μ_y coefficients donnés en fonction de $\alpha = l_x/l_y$

l_x et l_y : Portées entre nus d'appuis de la dalle avec : $l_x \leq l_y$.

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

- En appui : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x}$.
- En travée : $M_{tx} = 0,75M_{0x}$ et $M_{ty} = 0,75M_{0y}$.

Les efforts tranchants maximaux qui se situent au milieu des bords de la dalle sont donnés par :

- Au milieu du bord l_y : $T_{max} = \frac{q \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x}$
- Au milieu du bord l_x : $T_{max} = \frac{q \times l_x}{3}$

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de rive de 10%.

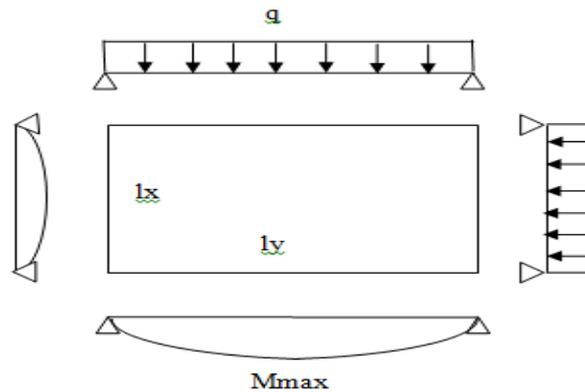


Figure VIII.3. Schéma des chargements d'une dalle

Tableau VIII.1. Moment isostatique maximum dans les différents panneaux

Panneau	$L_x[m]$	$L_y[m]$	α	μ_x	μ_y	M_{0x} [MN.m]	M_{0y} [MN.m]
1	4,2	4,2	1	0,037	1	0,131	0,131
2	4,2	6	0,7	0,068	0,436	0,24	0,105

Tableau VIII.2. Moment isostatique et l'effort tranchant dans les différents panneaux

Panneau	M_{ax} [MN.m]	M_{ay} [MN.m]	M_{tx} [MN.m]	M_{ty} [MN.m]	T_{ly} [MN.m]	T_{lx} [MN.m]
1	0,065	0,065	0,098	0,098	0,308	0,308
2	0,12	0,12	0,18	0,078	0,308	0,34

On a: $b=1\text{m}$; $h=85\text{cm}$; $d=80\text{ cm}$; $d'=5\text{cm}$; $f_{bc}=14, 17\text{ MPa}$.

Tableau VIII.3. Le ferrailage des différents panneaux

Panneau	Section	Sens	$M[\text{MN.m}]$	μ	α	$As[\text{cm}^2]$	$As_{\text{adopté}}[\text{cm}^2]$
1	En appui	X et Y	0,065	0,007	0,0090	2,352894	4HA12
	En travée	X	0,098	0,010	0,0135	3,539343	4HA16
		Y	0,098	0,010	0,0135	3,535784	4HA16
2	En appui	X et Y	0,12	0,013	0,0166	4,337499	4HA12
	En travée	X	0,18	0,019	0,0250	6,528349	4HA16
		Y	0,078	0,008	0,0108	2,830132	4HA16

Dans tous les cas, la condition de cisaillement ($\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{ MPa}$) est vérifié.

Les barres seront prolongées et arrêtées à $0,8 L_x$ en alternance.

VIII.4.FERRAILAGE DES NERVURES

VIII.4.1.ARMATURES LONGITUDINALES

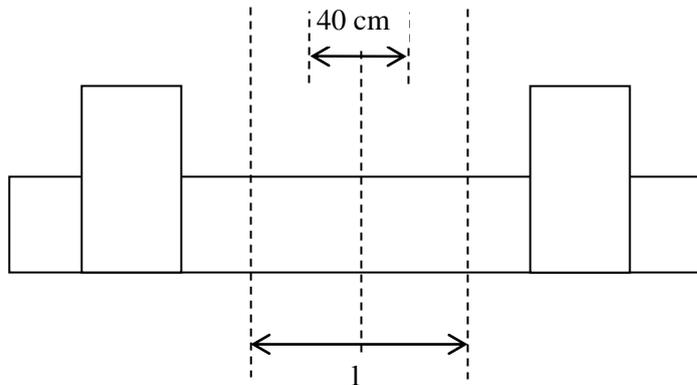


Figure VIII.4. Configuration des panneaux de dalles du radier avec nervures

Nous avons utilisé la méthode forfaitaire présentée dans le BAEL. Dans cette méthode les moments de flexion sont obtenus en vérifiant les inégalités suivantes :

- $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \leq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0\}$
- $M_t \leq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire ;
- $M_t \leq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive ;

- La valeur minimale du moment sur appui intermédiaire est $0,5M_0^{e,w}$ pour un appui voisin de rive et $0,4M_0^{e,w}$ pour les appuis centraux.

Avec : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ et $0 \leq \alpha \leq 2/3$.

$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$: Moment de la travée de comparaison (isostatique).

M_t : Moment en travée de la poutre continue.

M_e, M_w : Moments sur appuis de droite et de gauche respectivement de la poutre continue.

$M_0^{e,w}$: Max (M_0^e, M_0^w) et M_0^e, M_0^w les moments de la travée de comparaison à gauche et à droite respectivement.

La poutre la plus chargée est celle intermédiaire et comportant 5 travées de portées égales de 4,2m et 6m. La charge répartie uniforme équivalente à la charge triangulaire appliquée est donnée par : $q_u^M = \frac{q_u \times L_{max}}{3} = \frac{0,2 \times 6}{3} = 0,4 \text{ MN/ml}$.

- Dans notre cas $\alpha=0$ (pas de charge d'exploitation).
- $M_0 = q_u^M \times \frac{L^2}{8} = \begin{cases} L = 6\text{m}: M_0 = 1,8 \text{ MN.m} \\ L = 4\text{m}: M_0 = 0,882 \text{ MN.m} \end{cases}$

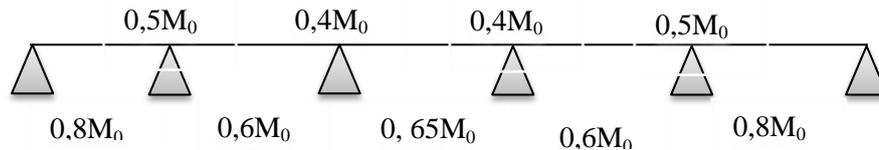


Figure VIII.5. Les moments de flexion de la poutre

Les moments maximaux obtenus sont : $\begin{cases} M_{app} = 0,5M_{0max} = 0,9 \text{ MN.m} \\ M_{tr} = 0,8M_{0max} = 1,44 \text{ MN.m} \end{cases}$

VIII.4.1.1. Ferrailage en appuis

La section en appuis est rectangulaire de dimensions (60x125), elle est sollicitée par un moment de flexion $M_{app} = 0,9 \text{ MN.m}$, l'enrobage est $d' = 5 \text{ cm}$.

Donc : $\mu = 0,11$; $\alpha = 0,14$, alors $A_s = 22,9 \text{ cm}^2$.

- ❖ On adopte $A_s = 8\text{HA}20$.

VIII.4.1.2. Ferrailage en travée

On considère une section en T sollicitée en flexion simple avec les caractéristiques suivantes: $b_0 = 40 \text{ cm}$; $h_0 = 85 \text{ cm}$; $b = 120 \text{ cm}$; $d = 120 \text{ cm}$ et $d' = 5 \text{ cm}$.

$$M_{tu} = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bc} = 11,62 \text{ MN.m} > M_{tr} = 1,44 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_{tr}$: L'axe neutre se trouve dans la table de compression alors on prendra dans le calcul une section rectangulaire avec : $b = 1,2 \text{ m}$; $d = 120 \text{ cm}$; $d' = 5 \text{ cm}$; $M_u = 1,44 \text{ MN.m}$

Donc : $\mu = 0,06$; $\alpha = 0,075$, alors $A_s = 35,56 \text{ cm}^2$.

❖ On adopte $A_s = 12\text{HA}20$.

VIII.4.2.ARMATURES TRANSVERSALES

Par la méthode forfaitaire $T_{\max} = 1,1T_0 = 1,1 q_u^v \times 0,5$ avec $q_u^v = q_u/4 = 0,05 \text{ MN/ml}$.

$\bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28}; 3\text{MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$.

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0.d} = 0,708 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$.

L'espacement minimal est donné par : $S = \min\{20 \text{ cm} ; 15\phi_1\} = 20 \text{ cm}$.

Nous utiliserons des doubles cadres T8 avec un espacement 20 cm.

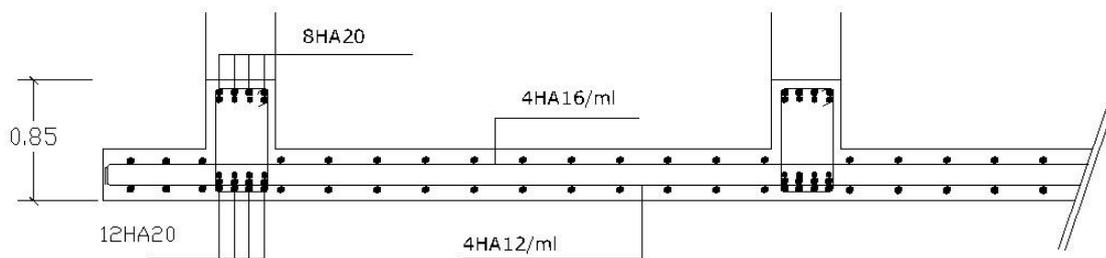


Figure VIII.6. Ferrailage du radier (sens x-x et y-y)

Conclusion générale

Le travail de fin d'études, étape essentielle dans le cycle de formation d'un ingénieur, nous a permis d'utiliser les connaissances acquises durant son cursus universitaire, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts, et d'exploiter les règlements régissant le domaine du bâtiment en général.

L'étude qui nous a été confiée, à savoir l'étude d'une structure mixte **R+8** avec **sous-sol** à usage d'habitation, sise en zone de sismicité **III**, a été menée en se basant sur toutes les connaissances acquises pendant notre cursus et des techniques apprises pendant le projet de fin d'étude telles que le logiciel de calcul SAP2000.

Après les hypothèses de calcul et le prédimensionnement de la structure, nous avons calculé les éléments secondaires (escaliers, planchers, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique, l'utilisation, l'exploitation et que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Nous avons énormément appris durant ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous permettra d'intégrer le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à **l'ENP**.

Ce travail n'est qu'une petite contribution dont nous espérons qu'il sera d'une grande utilité pour les promotions futures.

Références bibliographiques

Règlements :

- **RPA99/version2003 (DTR B.C.2-48) :** Règles Parasismiques Algériennes 1999 version 2003. (Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.) ALGER 2004.
- **CBA93 (DTR B.C.2-41) :** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.) ALGER 1994.
- **DTR B.C.2-2 :** Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation. (Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.) ALGER 1989.
- **BAEL91 :** Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. (Centre scientifique et technique du bâtiment) PARIS 1992.
- **BAEL83 :** Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 83

Livres :

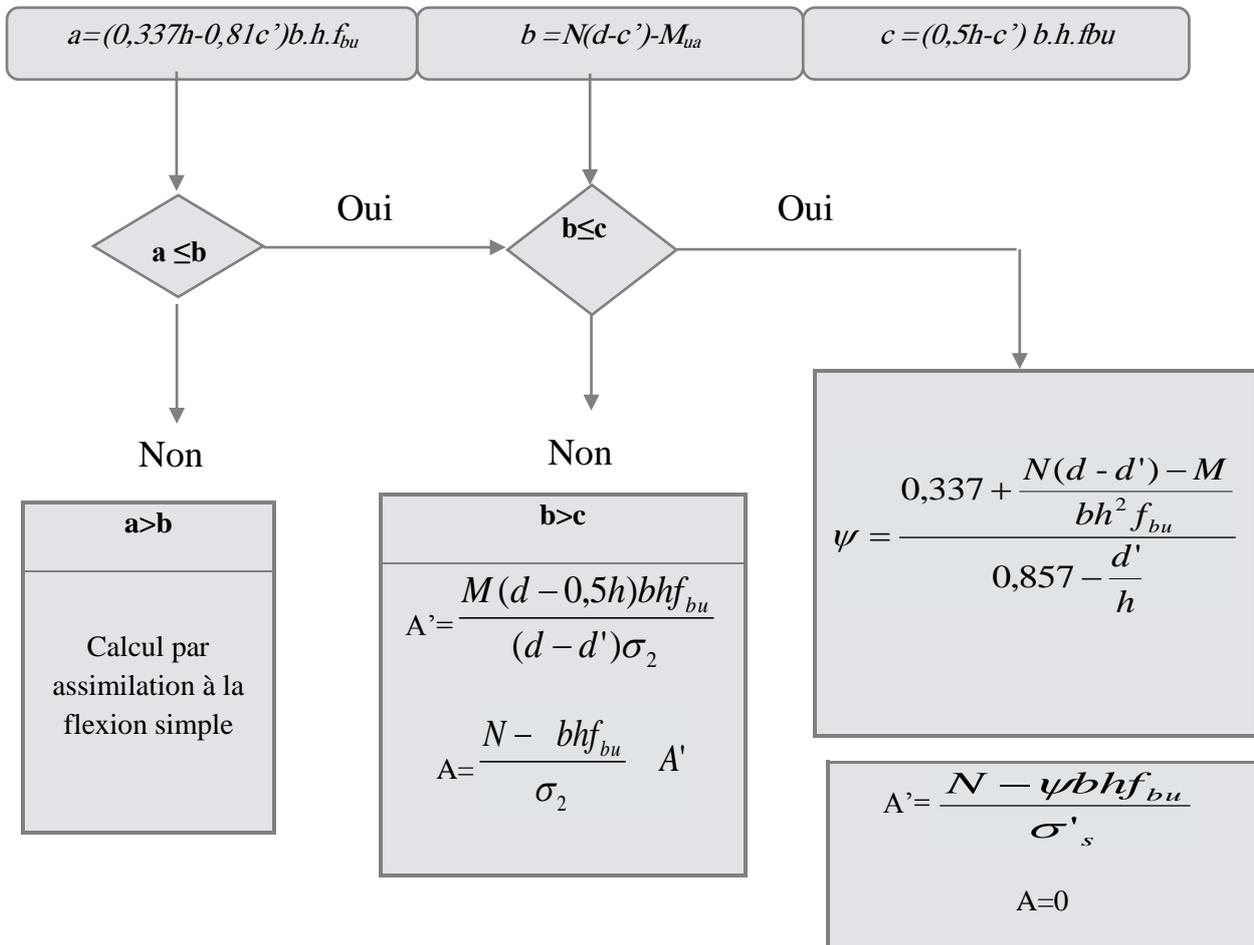
- COURS DE BETON ARME (PASCAL LEGRAND) Suivant les Règles BAEL91 Et modification 99
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry Thonier) aux éditions Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées
- Cours de béton armé Tome II (M.BELAZOUGUI) aux éditions OPU
- Perchat, J et al : « Pratique du B.A.E.L. 91 ». Eyrolles. 1998
- PIERRE CHARON : le calcul et la vérification des ouvrages en Béton armé. Sixième Edition, Edition EYROLLES, PARIS 1972.

Logiciels :

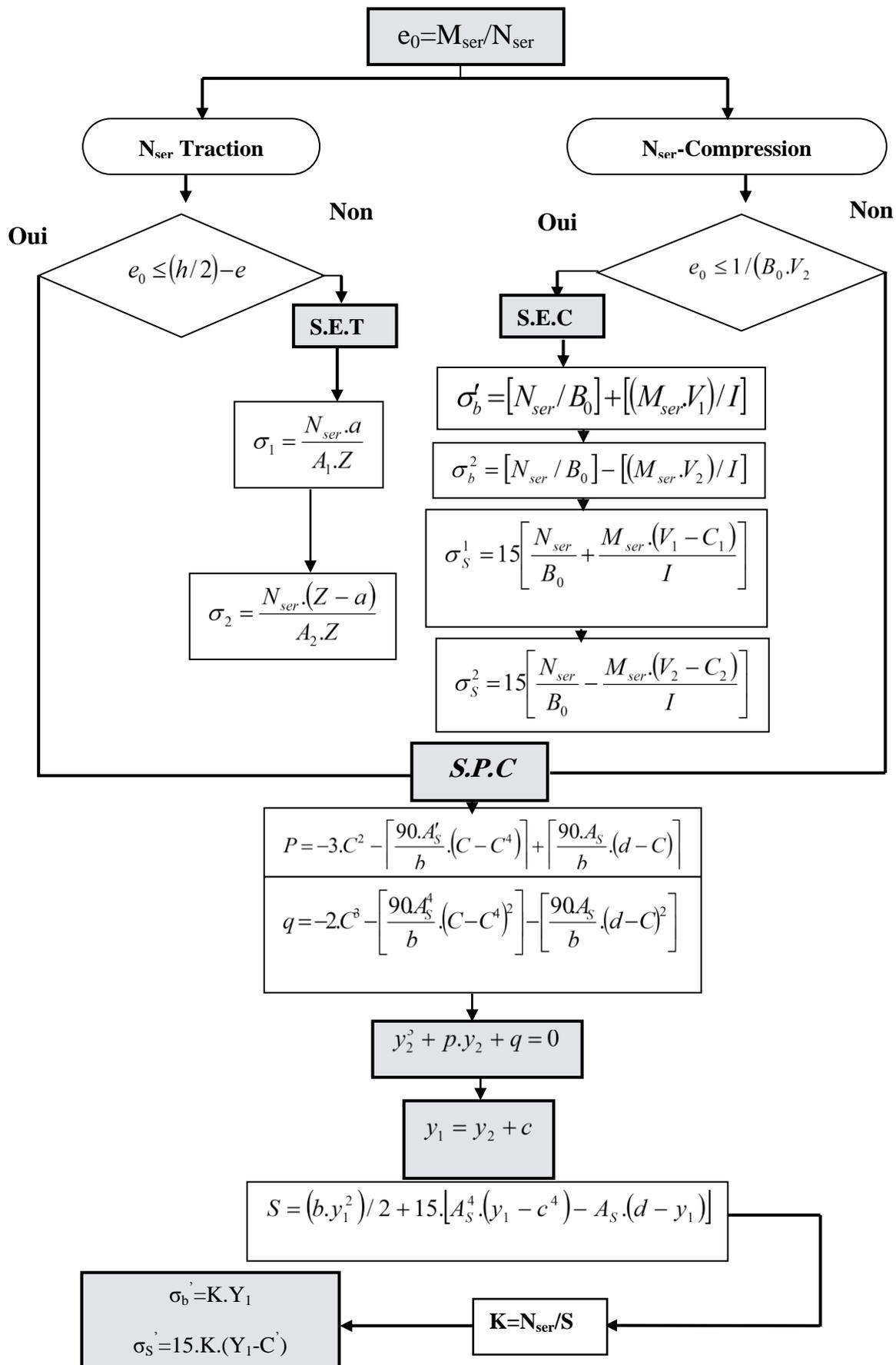
- SAP2000 version 14
 - AutoCAD 2010
 - Microsoft Excel 2010
 - STAAD PRO 2007
-

ORGANIGRAMMES DE CALCUL

Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composée à l'ELU



Organigramme flexion composée à l'ELS



MODÉLISATION PAR SAP2000

1. INTRODUCTION

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis M.E.F permettant le calcul automatique de diverses structures. L'ingénieur pourrait donc ignorer les principes de la M.E.F, il lui suffirait de savoir utiliser les programmes de calcul et de connaître les règlements en vigueur. Seulement, cet utilisateur serait incapable de se rendre compte de la fiabilité des résultats donnés par l'ordinateur.

Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la M.E.F et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la M.E.F et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

L'objectif de ce qui suit est la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique. L'ingénieur pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul de structure et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

2. CONCEPT DE BASE DE LA M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

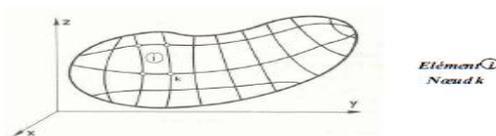


Figure .1. Milieu continu discrétisé

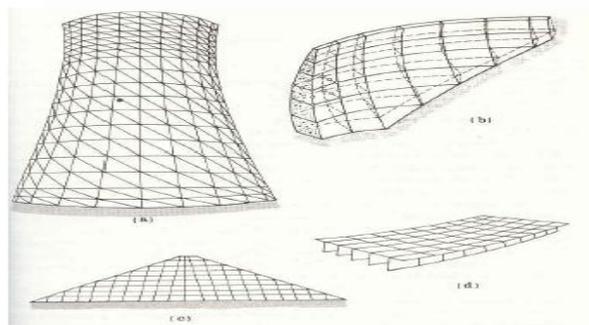


Figure.2. Discrétisation de Structures en Eléments Finis
 a- Tour de Refroidissement, b- Barrage Courbe
 c- Barrage Poids, d- Superstructure de Pont

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un system d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

3. DESCRIPTION DE SAP 2000

SAP2000 est la dernière et la plus puissante version de la série bien connue de SAP programme d'analyse de structures.

SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception de structure d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et en charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

3.1. Modélisation

La modélisation géométrique et mécanique d'une structure est basée sur deux pièces maîtresses, à savoir : **les nœuds** et **les éléments**. La dimension géométrique d'une structure est établie en plaçant des points (**joints** ou **nœuds**), identifiés par leurs numéros, dans un repère spatial à l'aide de coordonnées tridimensionnelles. La géométrie de la structure sera complétée en connectant ces nœuds entre eux par des éléments spécifiques tels que : poutres, plaques, coques, etc... Chaque élément a un seul numéro d'identification. Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc...) de façon totalement graphique, numérique ou combinée en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être décomposée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement. Par ailleurs, les éléments finis, associés à une des bases graphiques de génération de schéma (base de treillis, de portique, de trame de poutre, de dalle, de voile, de coque, etc...), sont directement paramétré.

Généralement, les nœuds d'une structure spatiale possèdent six degrés de liberté : trois en translation et trois en rotation, et qui sont à défaut libres ou alors ils peuvent être rigidifiés. L'aspect modélisation comporte deux volets : la position des nœuds avec leurs conditions d'appui (fixation) et l'implantation des éléments entre ces nœuds.

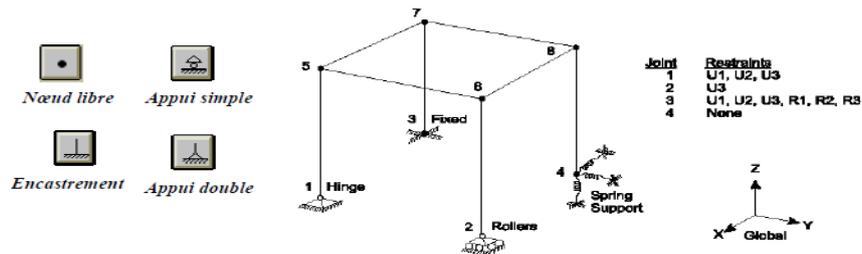


Figure.3. Exemple de types de supports

Les joints exécutent une variété de fonctions :

- Tous les éléments sont reliés à la structure (et par conséquent entre eux) aux joints,
- La structure est soutenue aux joints à l'aide des appuis et/ou des ressorts,
- Des états de comportement et de symétrie de corps rigide peuvent être indiqués en utilisant les conditions qui s'appliquent aux joints,
- Des charges concentrées peuvent être appliquées aux joints,
- Les masses concentrées et l'inertie de rotation peuvent être placées aux joints,
- Toutes les charges et masses appliquées aux éléments sont transférées réellement aux joints,
- Les joints sont des endroits primaires dans la structure auxquels les déplacements sont connus (les appuis) ou doivent être déterminés.

Les étapes suivantes sont nécessaires pour analyser et concevoir une structure en utilisant SAP2000 :

1. Créer ou modifier un modèle qui définit numériquement : la géométrie, les propriétés, le chargement et les paramètres d'analyse pour la structure.
2. Exécuter une analyse du modèle.
3. Passer en revue les résultats de l'analyse.
4. Vérifier la conception de la structure.

C'est habituellement un processus itératif qui peut impliquer beaucoup de cycles des étapes ci-dessus. Toutes ces étapes peuvent être exécutées en utilisant l'interface graphique du SAP2000.

Le préprocesseur numérique, traduisant automatiquement les données saisies graphiquement, offre une assistance permanente pour l'extension ou la correction des documents générés. Ces données numériques sont traduites dans un fichier ayant une extension \$2K ou S2K.

3.2. Analyse

Le programme offre les possibilités d'analyse suivantes :

- Analyse statique linéaire - Analyse dynamique
- Analyse statique non linéaire - Analyse P-Delta

3.3. Post-Processeur

Le logiciel SAP2000 facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts et les courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc...

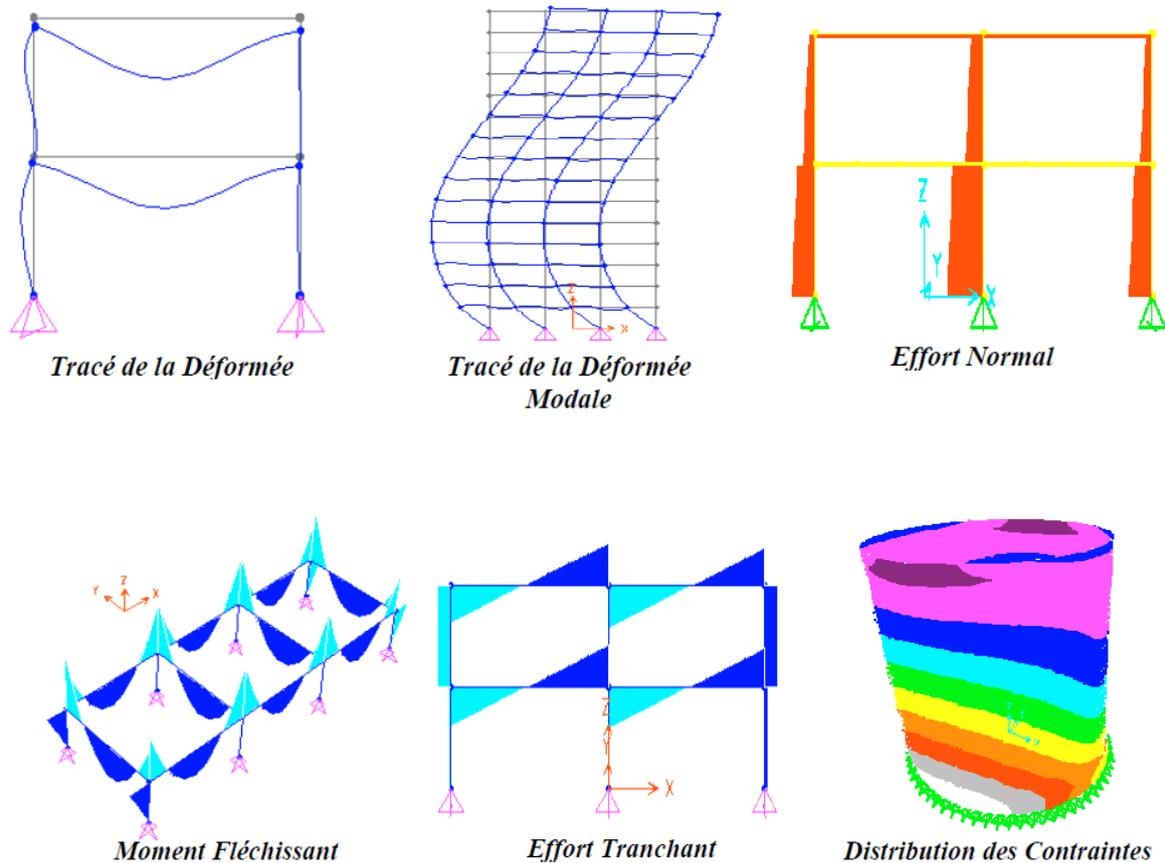


Figure.4. Diagrammes tracés par le post-processeur SAP2000

3.4. Système de Coordonnées

Des systèmes de coordonnées sont utilisés pour différentes parties du modèle de structure et pour définir les directions des charges, des déplacements, des forces internes et des efforts.

Tous les systèmes dans le modèle sont définis par rapport à un système global simple. Chaque partie du modèle (joint, élément, ...) a son propre système local.

La localisation des joints dans un système peut être en coordonnées cartésiennes, cylindriques ou sphériques.

Pour définir une structure et son système de chargement, deux types de coordonnées sont utilisés. Le système global de coordonnées est un système arbitraire dans l'espace, il est utilisé pour définir les coordonnées des nœuds et donner la direction des charges. Le système local de coordonnées est associé à chaque élément et est utilisé pour la spécification de charges locales et pour l'interprétation des efforts et par conséquent les résultats.

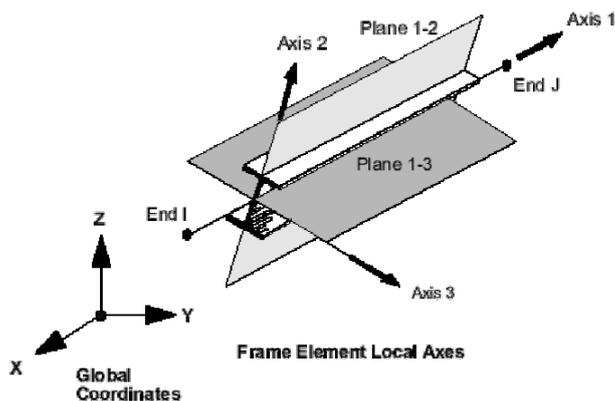


Figure .5. Axes locaux et globaux du SAP2000

3.5. Propriétés des Matériaux

Les matériaux sont employés pour définir les propriétés mécaniques, thermiques et densités employées dans les modèles.

Les propriétés matérielles sont toujours élastiques linéaires. Elles peuvent être définies en tant qu'étant isotropes, orthotropes ou anisotropes. L'utilisation des propriétés dépend du type d'élément. Chaque matériau défini peut être employé par plus d'un élément ou type d'éléments. Pour l'élément, les matériaux sont mis en référence indirectement par les propriétés de section.

Toutes les propriétés des matériaux, sauf la densité et la masse, peuvent être fonction de la température. Des propriétés sont données à une série de températures données. Des propriétés à d'autres températures sont obtenues par interpolation linéaire.

Pour une exécution du programme, on suppose que les propriétés utilisées par un élément sont constantes indépendamment de tous les changements de température éprouvés par la structure. A chaque élément, peut être assignée une température matérielle qui détermine les propriétés utilisées pour l'analyse.

4 .OUTILS DE MODELISATION DE SAP 2000

La bibliothèque des éléments, spécialement adaptée aux ouvrages de BTP, facilite au concepteur la modélisation des structures les plus complexes (structures planes ou tridimensionnelles composées d'éléments barres, plaques ou coques) d'une manière optimale en vue d'un calcul statique ou dynamique.

4.1 Elément FRAME

C'est un élément unidimensionnel à six degrés de liberté par nœud (3 translations et 3 rotations) permettant de reprendre les 3 efforts et les 3 moments.

L'élément Frame utilise une formulation générale tridimensionnelle de poteaux-poutres qui inclut les effets de la flexion biaxiale, de la torsion, de la déformation axiale et des déformations biaxiales de cisaillement (Bath et Wilson, 1976).

Un élément Frame est modélisé comme une ligne droite reliant deux nœuds. Chaque élément a son propre système local pour définir des propriétés de section et des charges et interpréter les résultats. Cet élément peut être prismatique ou non-prismatique. La formulation non-prismatique permet à la longueur d'élément d'être divisée en nombres de segments suffisants pour les différentes propriétés présentes dans la structure. La variation de la rigidité à la flexion peut être linéaire, parabolique ou

cubique pour chaque segment de longueur. Les caractéristiques axiales, de cisaillement, de torsion, de masse et de poids varient linéairement pour chaque segment.

Chaque élément Frame peut être chargé dans toute direction par les multiples charges concentrées, les multiples charges distribuées, les charges dues à une précontrainte des câbles et les charges dues au changement de température.

Des forces internes dans les éléments sont données aux extrémités de chaque élément ainsi que sur la longueur de l'élément.

4.1.1. Élément FRAME type Poteau-Poutre

L'élément Frame de ce type est destiné à la modélisation des comportements du type poteaux-poutres dans des structures planes et tridimensionnelles. Les structures qui peuvent être modélisées avec cet élément incluent :

- Portiques plans,
- Portiques tridimensionnels.

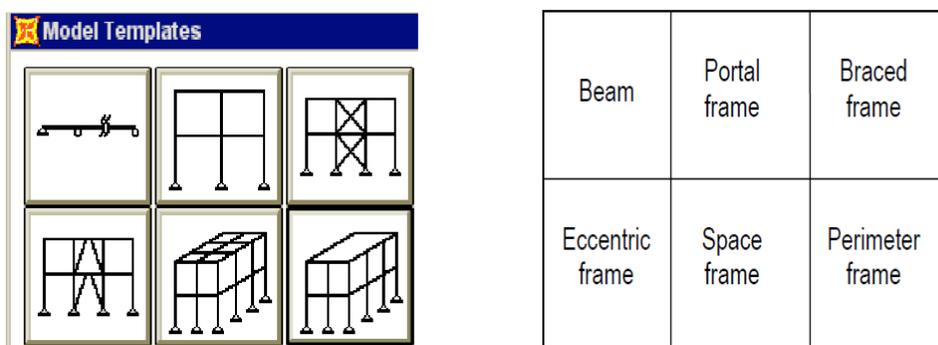


Figure .6. Bibliothèque des éléments FRAME

4.1.2. Élément FRAME type Treillis

Une barre Treillis signifie que la barre ne peut subir et transmettre que les efforts axiaux. Il faut noter que la déclaration de l'élément barre comme treillis permet d'économiser le temps de calcul.

Les structures qui peuvent être modélisées avec cet élément incluent :

- Treillis plans
- Treillis tridimensionnels

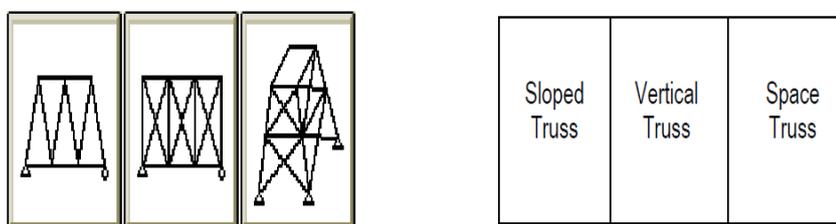


Figure .7. Bibliothèque des éléments Treillis - TRUSS

4.2. Elément SHELL

L'élément Shell est utilisé pour modéliser les coques, les membranes et les plaques dans des structures planes et tridimensionnelles. Il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles et coques.

Ce type d'élément n'équilibre que les moments d'axes tangents à leur surface et des forces perpendiculaires au plan tangent. Trois degrés de liberté sont pris en compte en chaque nœud, deux rotations dans le plan tangent, une translation perpendiculaire au plan auxquels sont associés deux moments et une force.

L'élément Shell est une formulation de trois ou quatre nœuds combinant le comportement de membrane et le comportement de plaque en flexion. L'élément de quatre nœuds ne doit pas être plan.

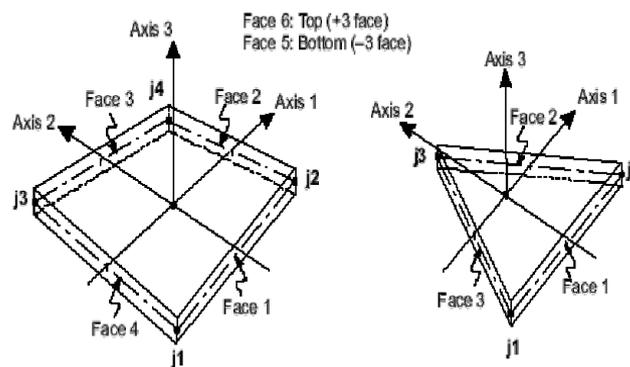


Figure .8. Elément SHELL

4.2.1. Elément MEMBRANE

Le comportement de l'élément Membrane est basé sur une formulation isoparamétrique qui inclut des composantes de rigidité de translation dans le plan et une composante de rigidité de rotation dans la direction normale au plan de l'élément (Taylor et Simo, 1985 et Ibrahimbegovic et Wilson, 1991). L'élément Membrane n'équilibre que les forces tangentes à sa surface, et ne peut donc transmettre des moments fléchissant. En pratique, ce type est utilisé pour les éléments minces.

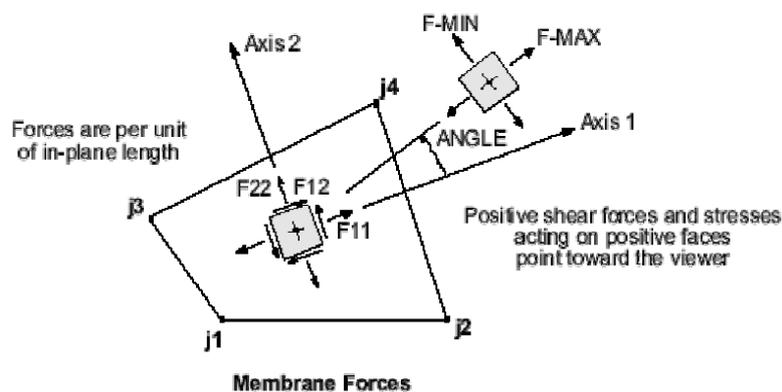


Figure .9. Elément MEMBRANE

4.2.2. Elément PLAQUE

Le comportement de flexion de l'élément Plaque inclut, en dehors du plan, des composantes de rigidité de rotation et une composante de rigidité de translation dans la direction normale au plan de l'élément.

Le comportement de flexion de plaques n'inclut aucun effet de déformation de cisaillement (Batoz et le Tahar, 1982).

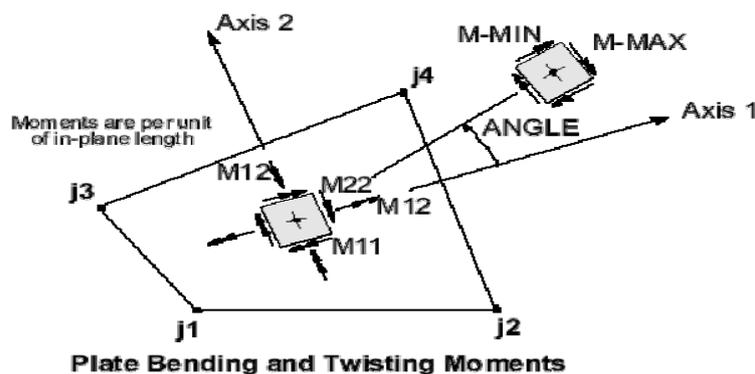


Figure .10. Elément PLAQUE

4.2.3. Elément COQUE

Pour chaque élément Shell dans la structure, vous pouvez choisir de modéliser la membrane pure, la plaque pure ou le comportement complet de coque (assemblage des deux schémas ci-dessus). On recommande généralement d'employer le comportement complet de coque à moins que la structure entière soit plane et adéquatement appuyée.

Chaque élément Shell a son propre système local pour définir les propriétés et les charges et interpréter les résultats. Chaque élément peut être chargé par des charges de pesanteur et des charges uniformes dans n'importe quelle direction, pression extérieure et charges dues au changement de température.

Les structures pouvant être modélisées avec cet élément incluent :

- Coques tridimensionnelles, telles que les réservoirs et les dômes.
- Structures de plaques, telles que les planchers.
- Structures de membranes, telles que les voiles.

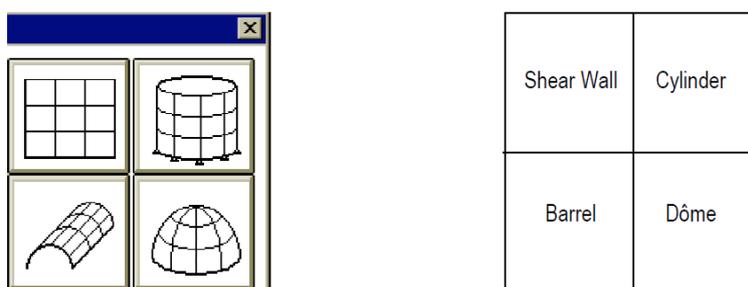


Figure .11. Bibliothèque des éléments SHELL

Une formulation numérique d'intégration de huit-point est utilisée pour la rigidité de l'élément Shell. Des efforts internes (forces et moments), dans le système local de l'élément, sont évalués aux points d'intégration de Gauss et extrapolés aux joints de l'élément. Une erreur approximative dans les efforts internes de l'élément peut être estimée à partir de la différence en valeurs calculées à partir de différents éléments attachés à un joint commun. Ceci donnera une indication de l'exactitude d'une approximation donnée de l'élément fini et peut alors être employé comme base pour le choix d'un nouveau maillage plus précis des éléments finis.

4.3. Élément PLANE

L'élément Plane est employé pour modéliser les problèmes de comportement en contraintes planes et déformations planes des solides.

L'élément Plane est un élément de trois à de neuf nœuds utilisé dans la modélisation des solides bidimensionnels d'épaisseur uniforme. Il est basé sur une formulation isoparamétrique (Hollings et Wilson, 1977). L'élément doit être plan et doit toujours exister en parallèle à un des plans principaux globaux (c.-à-d. parallèle aux plans X-Y, Y-Z ou Z-X).

Les structures pouvant être modélisées avec cet élément incluent :

- Structures minces et planes dans un état de contraintes planes,
- Structures prismatiques longues dans un état de déformations planes.

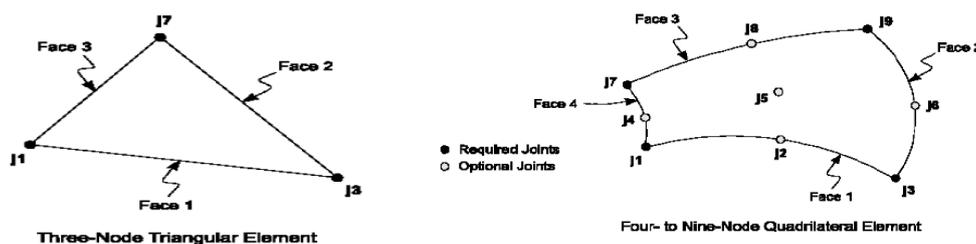


Figure .12. Élément PLANE

On suppose que les efforts et les contraintes ne changent pas dans la direction de l'épaisseur. Chaque élément plan a son propre système local aligné avec le système global. Le système local est employé pour définir les propriétés et les charges et interpréter les résultats.

Des propriétés orthotropes dépendant de la température sont admises pour les matériaux utilisés dans l'analyse. Chaque élément peut être chargé par la pesanteur dans toute direction; par la pression extérieure; la pression dans les pores de l'élément et les charges dues au changement de température.

Un schéma numérique d'intégration de huit points est utilisé pour l'élément Plan. Des efforts dans le système local de l'élément sont évalués aux points d'intégration et extrapolés aux joints de l'élément. Une erreur approximative dans les efforts peut être estimée à partir de la différence en valeurs calculées à partir de différents éléments rattachés à un joint commun. Ceci donnera une indication de l'exactitude de l'approximation de l'élément fini et peut alors être utilisée comme base pour le choix d'un nouveau maillage plus précis. L'option de neuf nœuds est la formulation recommandée.

4.4. Élément ASOLID

L'élément **Asolid** est un élément de trois à neuf nœuds permettant la modélisation des structures axisymétriques sous chargement axisymétrique. Il est basé sur une formulation isoparamétrique (Hollings et Wilson, 1977).

Cet élément modélise une coupe bidimensionnelle représentative du solide axisymétrique à trois dimensions. L'axe de symétrie doit être un des axes globaux et l'élément doit exister dans un des plans principaux globaux.

On suppose que la géométrie, le chargement, les déplacements, les efforts et les contraintes ne changent pas dans la direction radiale. Aucun déplacement dans la direction radiale n'affecte l'élément. Chaque élément Asolid a son propre système local aligné avec le système global. Le système local est employé pour définir les propriétés et les charges et interpréter les résultats. Des propriétés orthotropes dépendant de la température sont admises pour les matériaux utilisés dans l'analyse. Chaque élément peut être chargé par la pesanteur dans toute direction; par la pression extérieure normale et radiale; la pression dans les pores de l'élément et les charges dues au changement de température. Un schéma

numérique d'intégration de huit points est utilisé pour l'élément Asolid. Des efforts dans le système local de l'élément sont évalués aux points d'intégration et extrapolés aux joints de l'élément. Une erreur approximative dans les efforts peut être estimée à partir de la différence en valeurs calculées à partir de différents éléments rattachés à un joint commun. Ceci donnera une indication de l'exactitude de l'approximation d'élément finie qui peut alors être utilisée comme base pour le choix d'un nouveau maillage plus précis. L'option de neuf nœuds est la formulation recommandée.

4.5. Élément SOLID

L'élément Solid est préconisé pour la modélisation des structures pleines (volumiques) tridimensionnelles. C'est un élément brique à huit nœuds utilisé pour la modélisation des structures et des solides tridimensionnels. Il est basé sur une formulation isoparamétrique qui inclut neuf modes de flexion.

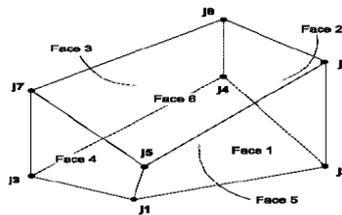


Figure .13. Élément SOLID

Les modes de flexion améliorent de manière significative le comportement de flexion de l'élément si sa géométrie est d'une forme rectangulaire. Le comportement amélioré est exhibé même avec la géométrie non-rectangulaire.

Le système local pour chaque élément Solid est identique au système global. Il est employé pour définir les propriétés et les charges et pour interpréter les résultats.

On permet des propriétés matérielles anisotropes dépendant de la température. Chaque élément peut être chargé par la pesanteur dans toute direction; pression extérieure; pression de pore dans l'élément; et charges dues aux variations de température.

Un schéma numérique d'intégration 2x2x2 est utilisé pour l'élément Solid. Des efforts dans le système local de l'élément sont évalués aux points d'intégration et extrapolés aux joints de l'élément. Une erreur approximative dans les efforts peut être estimée à partir de la différence en valeurs calculées à partir de différents éléments attachés à un joint commun. Ceci donnera une indication de l'exactitude de l'approximation qui peut alors être utilisée comme base pour le choix d'un nouveau maillage plus précis.

4.6. Élément NLLINK

L'élément **Nlink** est utilisé pour la modélisation des non-linéarités structurales locales telles que des discontinuités, des amortisseurs, des isolants... Le comportement non-linéaire est mis en évidence pendant des analyses non linéaires de l'histoire temporelle. Pour toute autre analyse, l'élément Nlink se comporte linéairement.

Chaque élément Nlink peut être un joint fondé sur ressort ou un lien entre deux joints. Des propriétés pour l'un ou l'autre type d'élément sont définies de la même manière.

On suppose que chaque élément se compose de six ressorts séparés, un pour chacun des six degrés de la liberté.

Chacun de ces ressorts possède un ensemble de propriétés :

- Rigidité effective linéaire et amortissement effectif utilisés pour toutes les analyses linéaires.

- Une relation non-linéaire force-déformation utilisée seulement pour des analyses non linéaires de l'histoire temporelle.

Si les propriétés non-linéaires ne sont pas indiquées pour un degré de liberté donné, les propriétés linéaires de rigidité (sans amortissement) sont employées pour l'analyse non-linéaire.

La propriété d'amortissement linéaire est utilisée pour des analyses de réponse spectrale et des analyses linéaires de l'histoire temporelle. La relation non-linéaire force-déformation des ressorts peuvent être couplés ou découplés selon le type de comportement modélisé.

Un ensemble de propriétés pour chacun des six degrés de liberté s'appelle un **Nlprop**. Chaque **Nlprop** se compose de la masse, du poids et jusqu'à six relations linéaires et non-linéaires force-déformation qui peuvent être employées par un ou plusieurs éléments Nlink.

Les types de comportement non-linéaire pouvant être modélisés avec cet élément incluent :

- Amortissement viscoélastique
- Plasticité uniaxiale
- Plasticité biaxiale des appuis parasismiques (base isolation)
- Frottement des appuis parasismiques (base isolation)

Chaque élément a son propre système local pour définir les forces de déformations et pour interpréter les résultats. Chaque élément Nlink peut être chargé par la pesanteur dans toutes les directions.

Les résultats incluent les déformations à travers l'élément et les forces internes aux joints de l'élément.

5. CAS DE CHARGE

Un cas de charge est une distribution spatiale donnée des forces, des déplacements, des températures et d'autres actions agissant sur la structure. Les cas de charge constituent la base pour la majeure partie du chargement utilisé par les différentes analyses exécutées par le programme. Chaque cas de charge se compose d'une combinaison des types de charges disponibles.

Dans une perspective pratique, il est habituellement plus commode de limiter chaque cas de charge à un type simple de chargement, en utilisant les options Combos et Histories pour créer des combinaisons plus compliquées. Tout nombre de cas de charge peut être indiqué.

L'option STATIC LOADS du SAP2000 permet de définir plusieurs cas de charges et leurs types, tels que, les charges permanentes (DEAD), les charges d'exploitations (LIVE), les charges sismiques (QUAKE), les charges du vent (WIND), les charges de la neige (SNOW) et d'autres charges.

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 01 dans les cas de charges. Ce coefficient peut être changé selon le cas. Par exemple le poids propre est annulé dans le cas de charge d'exploitation où on remplace ce coefficient par 0.

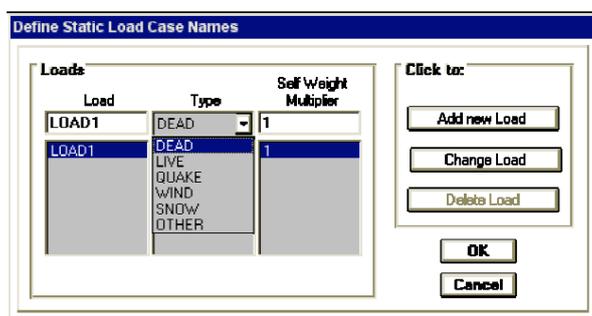


Figure .14. Menu de spécification des cas de charges

6. ANALYSE STATIQUE ET DYNAMIQUE

Des analyses statiques et dynamiques sont utilisées pour déterminer la réponse de la structure aux divers chargements.

Différents types d'analyse sont disponibles en utilisant le SAP2000. Ceux-ci incluent :

- Analyse statique,
- Analyse de l'effet P-delta,
- Analyse modale pour des modes de vibration, en utilisant des vecteurs propres ou des vecteurs de Ritz,
- Analyse de la réponse spectrale pour l'analyse sismique,
- Analyse de la réponse dynamique : linéaire, non-linéaire et périodique,
- Analyse de charges mobiles pour les ponts.

Ces différents types d'analyse peuvent être exécutés en même temps et les résultats finaux combinés, avec les exceptions suivantes :

- L'analyse modale est exigée afin d'exécuter le spectre de réponse et/ou les analyses temporelles.
- Seul un type d'analyse modale peut être réalisé dans une seule exécution par une analyse aux valeurs propres ou analyse aux vecteurs de Ritz.

L'analyse de l'effet P-delta, une fois exécutée, affecte les résultats de toute autre analyse réalisée dans la même exécution du programme.

6.1. Analyse Statique

6.1.1. Analyse Statique Linéaire

Un calcul statique linéaire permet de déterminer le champ de déplacement, les réactions aux appuis, les efforts internes et le champ de contraintes existant dans une structure soumise à divers chargements statiques, plusieurs hypothèses sont faites implicitement :

- Comportement élastique linéaire des matériaux.
- Petites déformations.
- Petites rotations.

L'analyse statique linéaire est basée sur la méthode des déplacements qui consiste à satisfaire les forces d'équilibre et les compatibilités des déplacements de chaque nœud du modèle de la structure. Afin de réaliser l'analyse complète de la structure, la matrice de rigidité est obtenue par la superposition des contributions des différentes rigidités des barres et des éléments constituant la structure. Le vecteur force est composé des charges externes réparties aux nœuds de la structure.

Le système d'équations linéaires est représenté par :

$$[\mathbf{K}] \{\mathbf{U}\} = \{\mathbf{R}\} \quad (1)$$

Où $[\mathbf{K}]$ est la matrice de rigidité, $\{\mathbf{R}\}$ le vecteur des charges appliquées et $\{\mathbf{U}\}$ le *vecteur déplacement* (Bath et Wilson, 1976)

Le système (1) est résolu en utilisant la méthode de décomposition de Cholesky adaptée pour ce type de problèmes.

Pour chaque charge définie, le programme crée automatiquement le *vecteur de charge* $\{\mathbf{R}\}$ et résout le système d'équations (1) pour les *déplacements statiques* $\{\mathbf{U}\}$.

6.2.2. Analyse Modale aux Vecteurs Propres

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

$$[\mathbf{K}] [\Phi] = [\mathbf{M}] [\Phi] [\Omega^2]$$

Où $[\Omega^2]$: matrice diagonale formée de valeurs propres.

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

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

6.2.3. Analyse aux Vecteurs de Ritz

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

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

6.2.4. Analyse Spectrale

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante : $[\mathbf{K}]\{\mathbf{U}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{U}}\} + [\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{U}}\} = [\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{U}}_s\}$

Où $[\mathbf{C}]$: matrice d'amortissement.

$\{\ddot{\mathbf{U}}_s\}$: vecteur accélération du sol.

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

Le SAP2000 résout ce système d'équations en utilisant l'approche de la superposition des réponses spectrales. En introduisant l'accélération du sol, l'excitation du sol est introduite comme une courbe digitalisée du spectre de réponse dans les trois directions de l'espace. L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complete Quadratic Combination) ou la méthode de la racine carrée de la somme des carrés SRSS (Square Root of the Squares Sum). Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure. Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

6.2.5. Analyse Temporelle

En général, le chargement appliqué sur une structure donnée est une fonction arbitraire de l'espace et du temps $\mathbf{F}(\mathbf{s}, \mathbf{t})$. La fonction $\mathbf{F}(\mathbf{s}, \mathbf{t})$ peut être écrite comme une somme finie de série de vecteurs de chargement spatial et de fonctions du temps :

$$\mathbf{F}(\mathbf{s}, \mathbf{t}) = \sum \mathbf{G}_i(\mathbf{s}) \cdot \mathbf{F}_i(\mathbf{t})$$

Pour le SAP2000, le vecteur spatial peut être défini comme étant le vecteur de chargement

$\mathbf{G}(\mathbf{s})$ et la fonction $\mathbf{f}(\mathbf{t})$ peut être définie comme fonction du temps arbitraire ou périodique. La résolution du système d'équation de l'équilibre dynamique pour l'ensemble de la structure est basée sur la méthode standard de la superposition modale et les solutions seront fonction du temps.

7. ANALYSE DE L'EFFET P-DELTA

L'analyse **P-Delta**, également connue sous le nom d'Analyse au Second Ordre, permet de prendre en compte les effets des chargements axiaux sur le comportement en flexion des éléments. SAP2000 utilise un algorithme de calcul simple et efficace basé sur la reformation du vecteur force en fonction des déformations subies par la structure en gardant la matrice de rigidité constante. Les étapes de calcul se résument comme suit :

- Calcul des déformations sous le cas de charge initial.

- Calcul des charges secondaires dues aux déplacements des nœuds associés aux efforts normaux. Ces nouveaux vecteurs de charges sont ajoutés aux vecteurs de charges initiales.
- Calcul des déformations et des efforts avec la même matrice de rigidité sous l'effet du vecteur force corrigé.

Cette méthode est particulièrement utile pour la considération des effets de la gravité sur la rigidité latérale des structures, comme exigé par certains codes.

L'option d'analyse de l'effet **P-Delta** cause la rigidité à la flexion transversale de tous les éléments **Frame** à modifier pour la prise en compte de l'effet **P-Delta** sous une force axiale importante. Ceci affecte les résultats des analyses statiques et dynamiques réalisées dans la même exécution.

L'option d'analyse **P-Delta** explique l'effet d'une charge axiale importante sur le comportement de flexion transversale des éléments **Frame**. La compression axiale réduit la rigidité à la flexion des éléments **Frame** et la tension axiale les raidit. C'est un type de non-linéarité géométrique connu sous le nom d'effet **P-Delta**. L'analyse de l'effet **P-delta** n'inclut pas les effets de déformations importantes ou de grandes rotations. Cette option est particulièrement utile pour considérer l'effet des charges de pesanteur sur la rigidité latérale des fondations, selon les exigences de certains codes de conception (ACI 1995; AISC 1994). Elle peut également être employée pour l'analyse de quelques structures de câbles telles que les ponts suspendus et les tours. D'autres applications sont possibles.

L'analyse **P-delta**, une fois demandée, est exécutée avant les analyses statiques et dynamiques. Les forces axiales dans les éléments **Frame** causant l'effet **P-delta** peuvent être directement indiquées et/ou calculées à partir d'un ensemble donné de charges statiques appliquées. L'effet **P-Delta** modifie essentiellement les caractéristiques de la structure et affecte les résultats incluant : charges statiques, modes, spectres, lignes d'influence de ponts, charges mobiles, ...

L'option d'analyse **P-Delta** fournit une puissance et une flexibilité considérable pour analyser l'effet **P-Delta** dans les bâtiments, les ponts et autres structures. Pour faire l'utilisation la plus efficace de ces possibilités, vous devriez entièrement comprendre les hypothèses et les restrictions qui sont à la base de l'exécution de ce dispositif dans SAP2000.

Les hypothèses les plus importantes incluent :

- L'effet **P-Delta** est analysé seulement dans des éléments **Frame**. D'autres types d'élément peuvent encore être présents dans le modèle.
- Seul l'effet d'une force axiale importante sur la flexion transversale et la déformation de cisaillement est considéré.
- On suppose que toutes les déflexions et rotations sont petites.
- On suppose que la déformée transversale d'un élément **Frame** est cubique, la flexion est linéaire pour le cisaillement dans la zone rigide réduite excentrée.
- On suppose que les forces axiales sont constantes sur la longueur de l'élément.

L'analyse **P-Delta** sous les charges appliquées est itérative et peut considérablement augmenter le temps de calcul. La prise en compte de l'effet **P-Delta** dans une analyse peut rendre l'interprétation des résultats plus difficile. On recommande vivement d'exécuter une analyse linéaire préliminaire pour examiner votre modèle afin d'assurer l'exactitude avant l'utilisation de l'option d'analyse **P-Delta**.

8. LES FICHIERS RESULTATS

Trois fichiers résultats sont construits lors d'une analyse SAP2000 : le fichier d'entrée **Echo**, le fichier de notation de l'analyse et le fichier résultat. Un fichier additionnel peut être obtenu en utilisant l'interface graphique SAP2000.

- Le fichier entrée **Echo**, ayant l'extension **EKO**, est une tabulation du fichier données texte comme lue et vérifiée par l'analyse.

- Le fichier de notation de l'analyse, ayant l'extension **LOG**, contient des statistiques de l'analyse, des avertissements et des messages d'erreur.
- Le fichier résultats, ayant l'extension **OUT**, contient les déplacements, les forces, les efforts et d'autres résultats de l'analyse.

Pour l'entrée d'un fichier de données appelé **EXAMPLE.SDB** ou **EXAMPLE.S2K**, ces fichiers s'appellent **EXAMPLE.EKO**, **EXAMPLE.LOG** et **EXAMPLE.OUT** respectivement.

RESULTATS DYNAMIQUE DE SAP2000

TABLE1

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9451	86,3407
MODAL	Acceleration	UY	99,9657	85,5554
MODAL	Acceleration	UZ	96,0764	74,3149

TABLE2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,345981	0,000002238	0,57503	0,000002238	0,57503
MODAL	Mode	2	0,306816	0,55845	0,000001767	0,55845	0,57503
MODAL	Mode	3	0,223236	0,03364	0,000003133	0,59209	0,57503
MODAL	Mode	4	0,077884	0,00008748	0,000001327	0,59218	0,57504
MODAL	Mode	5	0,069889	0,000005486	0,18295	0,59218	0,75799
MODAL	Mode	6	0,063181	0,18365	0,000007305	0,77583	0,758
MODAL	Mode	7	0,060083	5,854E-08	0,00007841	0,77583	0,75808
MODAL	Mode	8	0,052185	3,537E-09	0,00001644	0,77583	0,75809
MODAL	Mode	9	0,051716	9,108E-09	1,302E-07	0,77583	0,75809
MODAL	Mode	10	0,051715	9,94E-09	4,905E-09	0,77583	0,75809
MODAL	Mode	11	0,049716	0,00004833	2,029E-12	0,77588	0,75809
MODAL	Mode	12	0,04924	0,00001168	8,592E-11	0,77589	0,75809
MODAL	Mode	13	0,047956	0,00012	9,585E-10	0,77601	0,75809
MODAL	Mode	14	0,047939	1,938E-08	0,000006822	0,77601	0,7581
MODAL	Mode	15	0,047385	0,000002266	0,00016	0,77601	0,75826
MODAL	Mode	16	0,046641	0,00902	1,644E-07	0,78503	0,75826
MODAL	Mode	17	0,045618	0,00002407	1,463E-11	0,78506	0,75826
MODAL	Mode	18	0,045617	1,995E-07	5,08E-09	0,78506	0,75826
MODAL	Mode	19	0,042683	0,000002839	0,00011	0,78506	0,75837
MODAL	Mode	20	0,042117	1,295E-10	7,604E-09	0,78506	0,75837
MODAL	Mode	21	0,042116	0,000001694	4,625E-09	0,78506	0,75837
MODAL	Mode	22	0,041215	0,00002507	0,00101	0,78509	0,75938
MODAL	Mode	23	0,040229	0,00045	0,00039	0,78554	0,75977
MODAL	Mode	24	0,04014	0,00003972	0,01186	0,78558	0,77163

MODAL	Mode	25	0,039455	0,000007834	0,00119	0,78559	0,77282
MODAL	Mode	26	0,037529	7,98E-09	9,692E-08	0,78559	0,77282
MODAL	Mode	27	0,037245	4,451E-12	1,072E-08	0,78559	0,77282
MODAL	Mode	28	0,037135	8,291E-10	0,00208	0,78559	0,7749
MODAL	Mode	29	0,0357	2,539E-12	8,173E-09	0,78559	0,7749
MODAL	Mode	30	0,035552	5,226E-09	0,00001804	0,78559	0,77491
MODAL	Mode	31	0,034629	4,617E-11	3,112E-07	0,78559	0,77491
MODAL	Mode	32	0,034418	1,985E-09	0,0004	0,78559	0,77532
MODAL	Mode	33	0,034278	6,857E-07	0,00916	0,78559	0,78448
MODAL	Mode	34	0,033914	1,03E-08	0,00172	0,78559	0,7862
MODAL	Mode	35	0,033803	0,0225	2,104E-07	0,80809	0,7862
MODAL	Mode	36	0,033588	1,913E-10	2,857E-09	0,80809	0,7862
MODAL	Mode	37	0,033321	0,00744	2,431E-07	0,81553	0,7862
MODAL	Mode	38	0,033252	6,541E-09	1,894E-09	0,81553	0,7862
MODAL	Mode	39	0,033076	0,00008461	1,348E-09	0,81562	0,7862
MODAL	Mode	40	0,032718	6,768E-11	4,657E-09	0,81562	0,7862
MODAL	Mode	41	0,032329	0,00114	1,757E-08	0,81675	0,7862
MODAL	Mode	42	0,032258	1,635E-10	9,461E-08	0,81675	0,7862
MODAL	Mode	43	0,032013	3,018E-09	0,01892	0,81675	0,80511
MODAL	Mode	44	0,031902	4,961E-10	1,084E-07	0,81675	0,80511
MODAL	Mode	45	0,031886	0,00102	1,103E-10	0,81777	0,80511
MODAL	Mode	46	0,031792	3,354E-11	4,423E-09	0,81777	0,80511
MODAL	Mode	47	0,031706	5,766E-10	0,00004884	0,81777	0,80516
MODAL	Mode	48	0,031058	0,00114	0,000002633	0,81891	0,80517
MODAL	Mode	49	0,030799	1,394E-07	0,00481	0,81891	0,80998
MODAL	Mode	50	0,030779	0,00405	3,053E-07	0,82296	0,80998
MODAL	Mode	51	0,030513	5,992E-07	0,02268	0,82296	0,83265
MODAL	Mode	52	0,029779	6,131E-09	0,00012	0,82296	0,83277
MODAL	Mode	53	0,029641	0,00109	4,99E-11	0,82405	0,83277
MODAL	Mode	54	0,029101	0,000004785	0,00462	0,82405	0,8374
MODAL	Mode	55	0,028976	2,447E-08	0,00013	0,82405	0,83752
MODAL	Mode	56	0,028953	0,00042	1,483E-07	0,82447	0,83752
MODAL	Mode	57	0,028886	0,000001443	0,00002942	0,82447	0,83755
MODAL	Mode	58	0,028827	0,000000189	0,000007401	0,82447	0,83756
MODAL	Mode	59	0,028449	0,0002	0,00046	0,82467	0,83802
MODAL	Mode	60	0,027935	0,00011	0,00018	0,82478	0,8382
MODAL	Mode	61	0,027888	0,01559	0,00027	0,84036	0,83847

MODAL	Mode	62	0,027731	0,00178	0,00094	0,84215	0,83941
MODAL	Mode	63	0,027623	0,00025	0,000003421	0,8424	0,83941
MODAL	Mode	64	0,02737	2,786E-07	0,00022	0,8424	0,83963
MODAL	Mode	65	0,027237	0,00033	0,00002248	0,84273	0,83965
MODAL	Mode	66	0,02714	0,00002205	6,533E-07	0,84275	0,83965
MODAL	Mode	67	0,027089	0,00112	0,000007568	0,84387	0,83966
MODAL	Mode	68	0,027029	0,000007515	0,00151	0,84387	0,84117
MODAL	Mode	69	0,026923	0,000006205	0,0005	0,84388	0,84167
MODAL	Mode	70	0,026893	0,00185	0,000007672	0,84573	0,84168
MODAL	Mode	71	0,026711	0,0000185	2,606E-07	0,84575	0,84168
MODAL	Mode	72	0,026658	0,000003869	1,377E-07	0,84576	0,84168
MODAL	Mode	73	0,026454	2,358E-07	0,00004925	0,84576	0,84173
MODAL	Mode	74	0,026357	0,000002857	0,00016	0,84576	0,84188
MODAL	Mode	75	0,026224	0,00429	0,00000188	0,85005	0,84189
MODAL	Mode	76	0,025727	0,000002545	0,00187	0,85005	0,84375
MODAL	Mode	77	0,025549	2,203E-11	4,034E-09	0,85005	0,84375
MODAL	Mode	78	0,025253	4,665E-08	0,000006994	0,85005	0,84376
MODAL	Mode	79	0,025211	0,00049	7,449E-07	0,85054	0,84376
MODAL	Mode	80	0,025103	2,155E-07	0,000002907	0,85054	0,84377
MODAL	Mode	81	0,024888	0,00345	0,000001375	0,85399	0,84377
MODAL	Mode	82	0,024597	0,000008451	0,00249	0,854	0,84626
MODAL	Mode	83	0,024571	0,00022	0,00012	0,85421	0,84638
MODAL	Mode	84	0,024387	0,00186	0,000004285	0,85607	0,84639
MODAL	Mode	85	0,02437	7,724E-08	0,000000249	0,85607	0,84639
MODAL	Mode	86	0,024315	9,085E-12	0,00015	0,85607	0,84653
MODAL	Mode	87	0,02427	3,089E-07	0,0051	0,85607	0,85163
MODAL	Mode	88	0,02406	0,00141	3,952E-07	0,85749	0,85163
MODAL	Mode	89	0,023946	0,00085	0,00001137	0,85834	0,85164
MODAL	Mode	90	0,023901	0,00002482	0,000003932	0,85837	0,85165
MODAL	Mode	91	0,02383	8,822E-09	0,00115	0,85837	0,8528
MODAL	Mode	92	0,023716	0,00367	9,125E-08	0,86204	0,8528
MODAL	Mode	93	0,023525	0,000004685	0,00135	0,86204	0,85414
MODAL	Mode	94	0,023303	0,0000152	3,905E-07	0,86206	0,85414
MODAL	Mode	95	0,02329	0,0012	0,00015	0,86325	0,8543
MODAL	Mode	96	0,023267	0,00015	0,00122	0,8634	0,85552
MODAL	Mode	97	0,023217	6,845E-07	0,00002621	0,8634	0,85554
MODAL	Mode	98	0,02315	1,028E-07	3,212E-08	0,8634	0,85554

MODAL	Mode	99	0,023149	0,000002914	6,326E-09	0,86341	0,85554
MODAL	Mode	100	0,023081	4,513E-08	0,000009649	0,86341	0,85555