

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

UNIVERSITE d'ADRAR
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE



RAPPORT DE STAGE PRATIQUE

En vue de l'obtention du diplôme de Licence en GENIE CIVIL

Option : Infrastructure urbaine

Thème

*Etude d'un
Bâtiment (R+1) à usage administratif(AINSEJ)*

Soutenu le :

Présenté par :

Hidaoui Mebrouka

Mellouki Zohra

Haidour Roqiya

Membres de jury :

Président :

Univ.d'ADRAR

Encadré par :

Univ.d'ADRAR

Examineurs

Univ.d'ADRAR

Promotion 2014/2015

A decorative border surrounds the page, featuring a mix of red, yellow, and white roses, green foliage, and white lace with gold and silver accents. The background is a light, shimmering gradient.

REMERCIEMENT : REMERCIEMENT :

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu de nous avoir guidés et donné la force et la volonté pour atteindre notre objectif.

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

*Nous remercions chaleureusement **M.lakhdimi A** et **M. Dehmani.B** pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Et également nos remerciements sont exprimés

Hanane Allali et toutes les promotions de Génie civil 2015.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Sommaire

	Remercîment	
	Sommaire	
	Liste des figures	
	Liste des tableaux	
	Liste des notations	
	Résumé	
	Introduction générale	
1	Chapitre I : Présentation générale de l'organisme d'accueil	1
1-1	Introduction	1
2	Chapitre II: description du projet	4
2-1	Présentation de l'ouvrage	4
2-1-1	Introduction	4
2-1-2	Caractéristiques géométriques	4
2-1-3	Description de l'ossature	4
2-1-4	Hypothèse de calcul	5
2-1-5	Caractéristique des matériaux	5
2-2	Prédimensionnement des éléments structuraux	7
2-2-1	Descente de charge	7
2-2-2	Application de la méthode	7
2-2-3	Prédimensionnement des poutres	7
2-2-4	Prédimensionnement des poteaux	8
2-2-5	planchers à corps creux	10
3	Chapitre III : les taches effectuées	11
3-1	Etude des planchers	11
3-1-1	Etudes des poutrelles	11
3-1-2	Condition d'application de la méthode forfaitaire	12
3-1-3	Méthode des trois moments	13

3-1-4	Méthode forfaitaire	13
3-1-5	Détermination du ferrailage	15
3-1-6	vérification des flèches	16
3-2	Étude des éléments non Structuraux	17
3-2-1	Définition des escaliers	17
3-2-2	Dimensionnement	17
3-2-3	Poutre palier	19
3-3	Ferrailage des portiques	20
3-3-1	Ferrailage	20
3-3-2	Définition de logiciel SAP2000	21
3-3-3	Ferrailage de poteaux	21
3-3-4	Ferrailage des poutres	23
3-4	Etude infrastructure...	23
3-4-1	Définition des fondations	23
3-4-2	Calcul des semelles isolées	24
3-4-3	Calcul de semelles jumelées	24
3-4-4	Etude de la semelle isolées et semelles jumelées	24
3-4-5	Définition de longrines	25
	Conclusion générale	
	Références	
	Annexes	

Liste des figures:

Figure 2.1 : Présentation du bâtiment étudié 4

Figure 2.2 : Diagramme des Contraintes -Déformations du béton ..6

Figure 2.3 : Dalle à corps creux. 10

Figure 3.1: Dimensions de la poutrelle 11

Figure 3.2 : Schéma d’escalier 17

Figure 3.3 : Schéma de la poutre palier 20

Figure 3.4 : SAP2000..... 21

Figure 3.5:Section réduite du Béton 22

Figure 3. 6:Disposition des armatures..... 23

Figure 3.7 : Disposition de la zone nodale..... 23

Figure 3.8: semelle isolé 27

Figure 3.9 : Ferrailage de la longrine 31

Liste des tableaux :

Tableau (2-1) : Récapitulatifs.....	7
Tableau (2 - 2) : Sections des poutres	8
Tableau (2 -3) : Sections des poteaux	9
Tableau (3 -1):Evaluation des charges sur les planchers	11
Tableau (3 -2):Le moment Fléchissant en appui et travée des panneaux.....	15
Tableau (3-3) : Les ferrailages	16
Tableau (3-4): Moment Fléchissant.....	19
Tableau (3 -5): Evaluation des charges sur les poutrelles	20
Tableau (3-6) : Calcul du ferrailage de la poutre palier	20
Tableau (3-7): Calcul du ferrailage des poteaux.....	23
Tableau (3 -8): Sollicitations des poutres	24
Tableau (3 -9): Calcul du ferrailage des poutres.....	27
Tableau (3-10):Calcul des sections des semelles isolées.....	28
Tableau (3-11): Calcul des sections des semelles jumelles	29
Tableau (3-12): Calcul des ferrailages des semelles isolées	30
Tableau (3-13): Calcul des ferrailages des semelles jumelles.....	30

Notations

<i>Notations en majuscules romaines</i>	
<i>A</i>	Aire d'une section d'acier.
<i>A'</i>	Section d'aciers comprimées
<i>Ar</i>	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme
<i>Aser</i>	Section d'aciers pour l'ELS
<i>Au</i>	Section d'aciers pour l'ELU
<i>B</i>	Aire d'une section de béton
<i>Br</i>	Section réduite
<i>CV</i>	Condition vérifié
<i>C n V</i>	Condition non vérifié
<i>ELS</i>	Etat limite de service
<i>ELU</i>	Etat limite ultime
<i>F</i>	Force ou action générale
<i>G</i>	Action permanente
<i>I</i>	Moment d'inertie
<i>L</i>	Longueur ou portée
<i>M</i>	Moment en général
<i>Ma</i>	Moment sur appui
<i>Mt</i>	Moment en travée
<i>Mu</i>	Moment de calcul ultime
<i>Mser</i>	Moment de calcul de service
<i>Mt</i>	Moment en travée
<i>N</i>	Effort normal
<i>Nu</i>	Effort normal de ultime
<i>Nser</i>	Effort normal en service
<i>PP</i>	poutre principale
<i>PS</i>	Poutre secondaire
<i>Q</i>	Action ou charge variable
<i>S</i>	Section
<i>T</i>	Effort tranchant

Notations en minuscule romaines

<i>A</i>	Une dimension transversale
<i>b</i>	Une dimension longitudinale
<i>b₀</i>	Epaisseur brute de l'arme d'une section
<i>f_e</i>	Limite d'élasticité de l'acier
<i>f_{cj}</i>	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
<i>f_{tj}</i>	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour
<i>f_{c28}</i>	Resistance à la compression du béton calculé à 28 jours
<i>f_{t28}</i>	Resistance de la traction du béton calculé à 28 jours.
<i>h₀</i>	Epaisseur d'une membrure de béton

<i>H</i>	Hauteur totale d'une section de béton armé.
<i>J</i>	Nombre de jours
<i>k</i>	Coefficient en général
<i>l</i>	Longueur ou porté
<i>lf</i>	Longueur de flambement
<i>δ</i>	Espacement des armatures transversales

Notations Grecques

<i>α</i>	Angle en général, coefficient
<i>γ</i>	Coefficient
<i>θ</i>	Coefficient
<i>μ</i>	Coefficient
<i>γ</i>	Coefficient de poison
<i>Σ</i>	Contrainte normale
<i>σ_b</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>τ</i>	Contrainte tangente
<i>ρ</i>	Rapport entre deux dimensions (lx/ly)

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un bâtiment (R+1) à usage administratif (AINSEJ), Le Projet sera situé dans la wilaya d'Adrar qui est classé comme zone de sismicité négligeable (zone 0).

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement auto stable (Poteau et poutre) La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, D.T.R, BAEL91).

Dans cette étude nous allons utiliser Le logiciel SAP2000 version 7.1.

En Fin, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des Fondations.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة بناء بالخرسانة المسلحة (الطابق الأرضي + طابق) و يقع هذا المشروع في ولاية ادرار , التي تصنف ضمن منطقة غير زلزالية (منطقة 0).

مقاومة البناية مؤمنة عن طريق نظام هيكل مقاوم (عمود و رافده) تم لانجاز وفق قواعد البناء (RPA99 Version 2003, D.T.R, BAEL91) المعمول بها .

SAP2000 Version 7.1 في هذه الدراسة استعملنا برنامج

و في الأخير دراسة البنية التحتية للعمران تتم عن طريق حساب الأساسات .

INTRODUCTION GENERALE

Le souci des ingénieurs dans cette époque est la réalisation d'une structure résistée aux différents phénomènes comme : (le vent, le séisme...) .Pour cela , il faut bien étudier tous les ouvrages avant la conception.

Dans ce travail de fin d'étude nous avons étudié le (projet l'ENSEJ) situé à Tililane .Malgré il constitue de seulement (R+1), mais la compréhension des étapes de l'étude et l'application qui déjà étudié aux les années de formation en spécialité GC est très difficile,

Cette dernière difficultés rencontrée à été résolue et après fait une solution par la recherche qui aide nous à découvrir plusieurs choses inconnue pour reprendre la voie exacte.

Chapitre I :

Présentation générale de

l'organisme d'accueil

I) INTRODUCTION

Ce stage permet à l'étudiant d'appliquer enfin les bases acquises durant sa formation et de rendre complémentaire la théorie.

Ce stage est déroulé au niveau de bureau d'études/Service de développement de l'infrastructure de base (SDIB) de la Direction des Travaux Publics de la wilaya d'Adrar.

La direction des travaux publics d'Adrar c'est une direction qui est chargé aux travaux concernant l'infrastructure de base (routes, Aéroports et ouvrage d'art) et application des schémas directeurs (Routiers, Aéroports, Ouvrage d'art et Gestion des ressources humains) qui visent essentiellement :

- Le parachèvement du programme en cours.
- La sauvegarde du patrimoine routier et Aéroportuaire par des actions de réhabilitation et de renforcement.
- La modernisation et l'adaptation des infrastructures existantes qui consiste à :
 - La mise à gabarit et l'extension des infrastructures existantes.
 - La Réalisation des infrastructures neuves.
 - Le contournement des grandes agglomérations.
- Les créations de nouvelles capacités par la réalisation de routes et des dédoublements.
- L'aménagement des grands centres urbains par la réalisation de trémie, d'Ouvrages d'art et échangeurs pour atténuer la congestion.
- La poursuite de l'aménagement des routes côtières le long de la côte.
- La poursuite des actions de développement des liaisons principales des régions du sud.
- Le lancement d'un programme d'études.
- La formation du personnel technique et administratif.

Et également la dite direction se composé des trois services :

- Service d'Administration et des Moyennes (SAM).
- Service de Développement de l'Infrastructure de Base (SDIB).
- Service d'Entretien et d'Exploitation des Réseaux Routiers (SEERR).

La description précise des défauts d'une chaussée est incontestablement un des éléments importants à prendre en compte pour établir le diagnostic et choisir la technique d'entretien à mettre en œuvre les descriptions sera faites selon une présentation.

L'infrastructure vient en amont pour créer des conditions et un besoin de développement dans des zones et des régions ciblées aussi à l'aval pour apporter entrant que support la réponse à un besoin de mobilité des personnes et des biens générés par l'accélération du développement.

Le développement des infrastructures doit contribuer à atteindre les objectifs principaux qui sont :

- La connaissance économique.
- L'aménagement des régions.
- Le bien social.
- La protection de l'environnement.
- La réalisation de grandes infrastructures permet :
- L'ouverture des régions les unes aux autres.
- Les créations de conditions d'un développement des zones industrielles et des zones économiques.
- La redynamisation de l'activité du secteur BTPH ce qui permet la création lors des travaux de milliers d'emplois induits par l'existence de ces infrastructures.
- Un gain de temps de transport et une amélioration de la sécurité et le confort.

En application à l'article n°01 du décret exécutif n090-328 du 27/10/1990 fixant les règles d'organisation et de fonctionnement des services de l'équipement de wilaya.

La wilaya d'Adrar avec une population de **370.000 habitant** et une superficie de **427.968 kms²** est l'une des plus vaste wilaya du pays occupant **20%** du territoire national et comprenant **90%** de désert et seulement **10%** d'espace verdoyant (oasis et palmeraie).

Elle est composée de **04** grandes régions qui sont :

- **Le Touat** : Région d'Adrar
- **Le Gourara** : Région de Timimoun .
- **Le Tidikelt** : Région d'Aoulef .
- **Le Tanezrouft** : Région de B.B.Mokhtar.

Cumulant **294** centres de vies (localement appelés Ksours).

La wilaya est aussi caractérisée par des températures très élevées, des vents de sable violents et fréquents ainsi que la rareté des pluies (**100 mm** /an en moyenne).

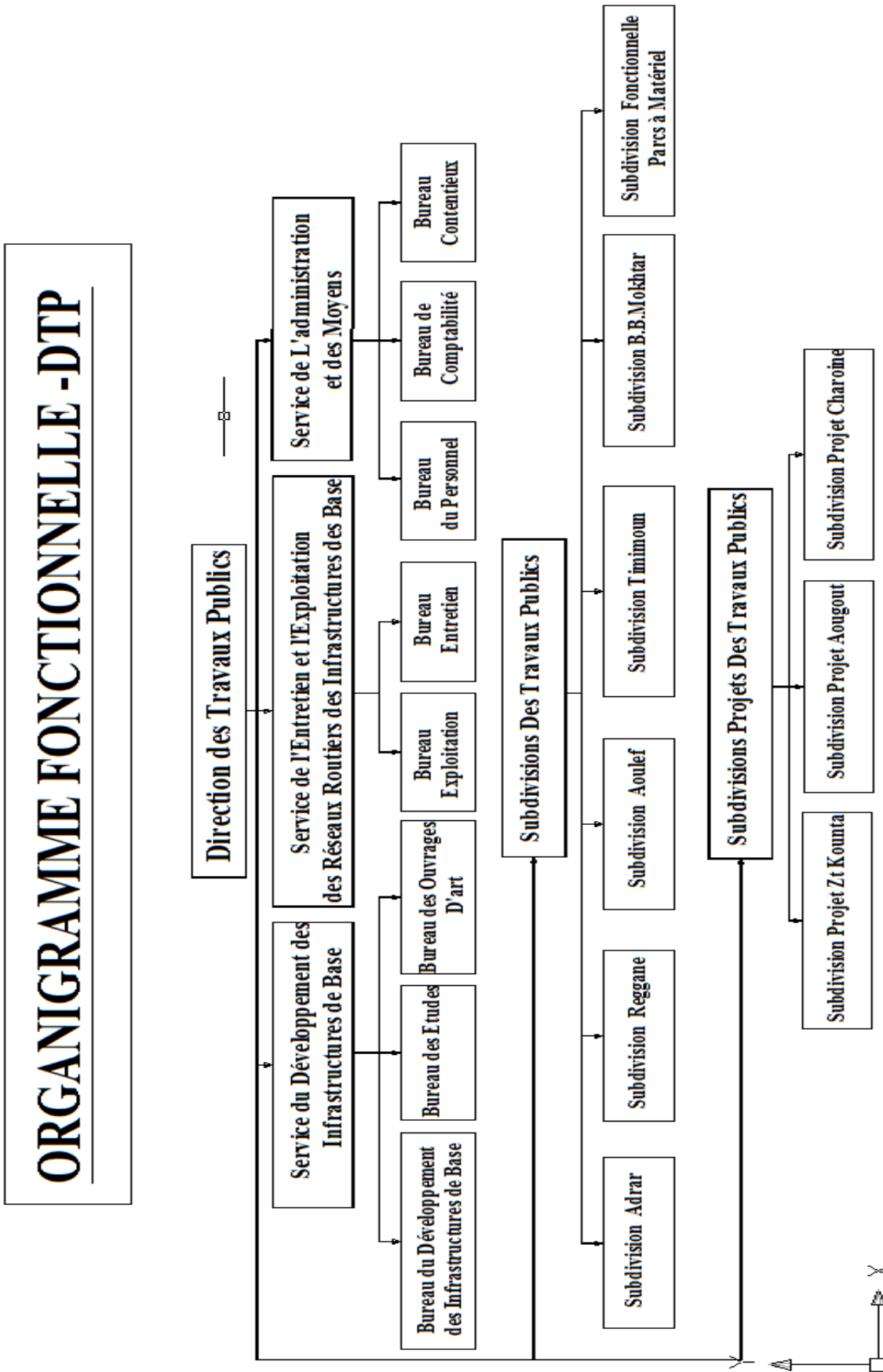
Ce vaste territoire est doté actuellement d'un réseau routier représentant **3,2%** du réseau routier national soit **3286 kms** répartis comme suit :

Routes Nationales : 2314 kms.

- Chemins de Wilaya : 518 kms .
- Chemins Communaux : 454 kms
- La wilaya compte aussi 03 aéroports à savoir :
- Aéroport d'Adrar de classe internationale 2^{ème} catégorie : piste (3000*45 m) revêtue.
- Aéroport de Timimoun de classe nationale : piste (3000*45 m) revêtue.
- Aéroport de Bordj Badji Mokhtar de classe régionale : piste (3000*45 m) revêtue.

Bureau d'études/Service de développement de l'infrastructure de base (SDIB) de la Direction des Travaux Publics de la wilaya d'Adrar est chargé pour effectué les tachés suivantes :

- La modernisation et l'adaptation des études des infrastructures des bases existantes.
- Les créations de nouvelles capacités par la réalisation de routes et des dédoublements.
- Le lancement d'un programme d'études des infrastructures des bases.
- La vérification et l'approbation des plans d'exécution dressés par le co-contractant d'après le projet d'exécution.
- Le contrôle quotidien de l'exécution proprement dit,
- le contrôle du laboratoire de le co-contractant et l'examen des résultats d'essais pour vérifier que la qualité des matériaux et leur mise en œuvre sont conformes aux spécifications techniques prévues dans le marché.
- L'établissement des métrés contradictoires et des décomptes mensuels à fournir à l'administration.
- Le contrôle et suivi final des études des infrastructures des bases.



Chapitre II:

description du

projet

2.1 – Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

2-1-1: Introduction :

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment à usage d'administratif.

La construction de ce projet se fait dans la commune d'Adrar EST. Cette dernière est classée dans la zone de négligeable sismicité (zone 0).

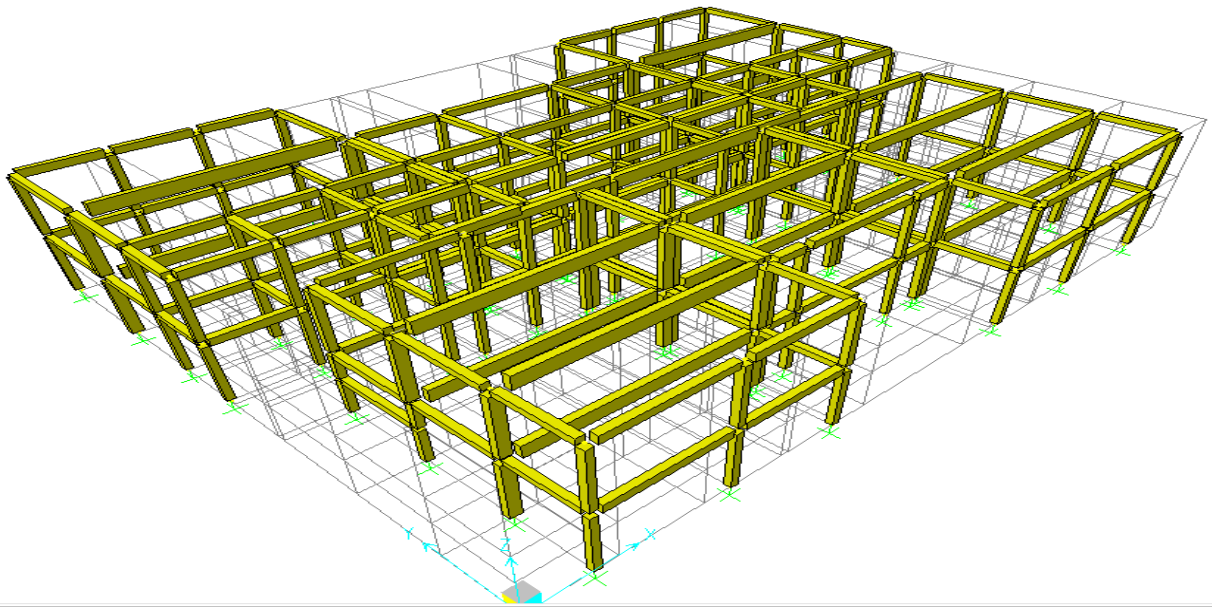
Cet ouvrage est une construction de 2 niveaux (RDC + 1 étage) à usage administratif.

Ce bâtiment est composé de :

- ♣ Un RDC à usage d'administratif.
- ♣ 1 étage à usage d'administratif.
- ♣ une terrasse inaccessible.
- ♣ Un acrotère $h = 0.6$ m.
- ♣ L'écoulement des eaux pluviales est facilité par une forme de pente et un système d'étanchéité conçue à cet effet.
- ♣ La stabilité de l'ouvrage est assurée par des portiques auto stables et de Contreventement (poteaux + poutres).

2-1-2: Caractéristiques géométriques de l'ossature :

- ◆ Longueur du bâtiment : 35,74 m
- ◆ Largeur du bâtiment :26,62 m
- ◆ Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère : 8,76 m
- ◆ La hauteur de chaque étage:4,08 m



Figure(2.1) :Présentation du bâtiment étudié

2-1-3:Description de l'ossature

Plancher :

Le plancher est de type corps creux d'épaisseur 24 cm (20+4) avec poutrelles collées sur place et dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Escalier :

Le bâtiment est menu d'une cage d'escalier. Les escaliers sont en béton armé avec une pailleuse porteuse, ils seront coulés en place et construits étage par étage.

En même temps que l'ossature afin de limiter l'emploi des échelles.

Maçonnerie :

- ◆ Murs extérieurs en double paroi (e=30 cm)
- ◆ Murs de joint(e=5 cm)
- ◆ Murs intérieurs en maçonnerie (e=15 cm)

L'ossature (la superstructure) :

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques autostables construits de poutres et de poteaux encastrés

Tous les calculs entrepris dans cette étude sont basés sur les règlements du B.A.E.L.91 et RPA99 VERSION 2003.

L'infrastructure :

- ◆ Les essais mécaniques ont permis de déterminer une contrainte de sol de 2bars.

- ◆ Le terrain est relativement plat.
- ◆ L'encrage est de 1.50 m
- ◆ Ce bâtiment est implanté sur un sol meuble on adoptera comme fondation des semelles isolées.

2-1-4. Hypothèses de calcul :

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

Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

- a. Etats limites ultimes (**ELU**) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

- a. Etats limites de service (**ELS**) : constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

- **Le RPA99/version2003** (Règles Parasismiques Algériennes) : c'est le code de calcul.

2-1-5: Caractéristiques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

➤ **Béton :**

On utilise un béton courant dosé à 350 kg/m^3 avec un ciment de type CPJ45 .

Le dosage dans les conditions normales est :

- Gravier : 800 l / m^3
- Ciment : 350 kg / m^3
- L'eau : 175 l / m^3
- Sable : 400 l / m^3

- **Résistance caractéristique du béton :**

- **Résistance à la compression :**

Pour notre projet, on considère un contrôle régulier sur chantier donc $f_{c28}=25 \text{ MPa}$.

Pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \text{ Log } (j + 1) \quad (f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}) \quad (\text{Article A.2.1.12}) .$$

Avec :

$$j \leq 28 \text{ jours} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

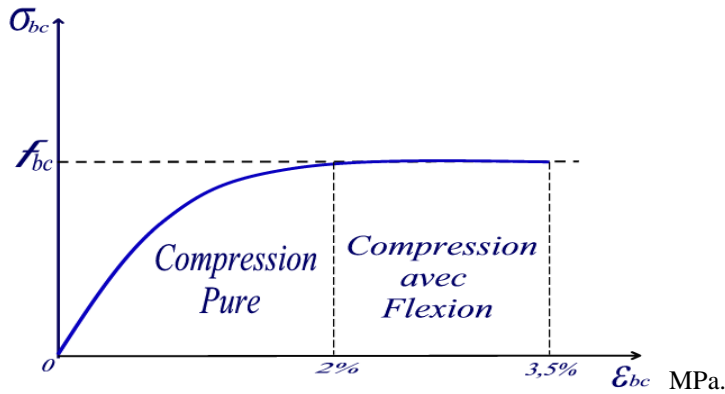


Figure (2.2): Diagramme des Contraintes -Déformations du béton.

- Résistance à la traction:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,006 f_{cj}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

◆ **Contraintes limites :**

La contrainte limite ultime de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\theta = 1$ Durée d'application des charges > 24 heures

$\theta = 0,9$ 1 heure < Durée d'application < 24 heures

$\theta = 0,85$ Durée d'application \leq 1 heure

$\gamma_b = 1,5$ Cas des sollicitations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ Cas des situations accidentelles.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa} = (\text{situations durables})$$

➤ **Acier :**

Les aciers utilisés en armatures de béton armé sont désignés par :

Leur forme (barre lisse, tour). leur limite élastique conventionnelle (**feE**) exprimée en MPa. Pour constituer les armatures des pièces en béton armés on utilise les aciers de nuances suivantes :

FeE 400.....fe = 400 MPa.

FeE 235.....fe = 235

2.2- Prédimensionnement des éléments structuraux

2-2-1: Descente de charge :

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de la structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. (Selon l'annexe de B.A.E.L 91) .

G : charge permanente.

1: Plancher terrasse : (non accessible) (corps creux) :

➤ **Charge permanente :**

1-Couche en chape en mortier (4cm) 0,04x2000.....	80 Kg /m ²
2- Couche d'isolation thermique en sable ou tuf (7,5cm) 2200x0,075.	165 kg/ m ²
3- Couche en mortier (2,5cm)0,025 x 2000.....	50 Kg/m ²
4- Corps creux + Dalle de compression (20+4).....	320 Kg/m ²
5- Enduit en ciment (1,5cm) 1800x0,01.....	27 Kg/m ²
	G =642 Kg /m²
	P = 100Kg /m²

➤ **Charge d'exploitation:**

2:Plancher étage courant à usage administratif :

➤ **Charge permanente :**

1-Carrelage + mortier de pose + Sable.....	104 Kg /m ² .
2-Corps creux + Dalle de compression (20+4).....	320 Kg /m ²
3-Enduit en ciment (1,5cm).....	27 Kg /m ²
4-Cloison lège.....	75 Kg /m ²
	G= 526 Kg /m²
	P = 250 Kg /m².

Charge d'exploitation :

Type de plancher	G(Kg /m2)	P(Kg /m ²)	ELU	ELS
			$q_u=1,35G+ 1,5 P$	$q_s = G+P$
Plancher terrasse	642	100	1016.7	742
Plancher étage courant	526	250	1085.1	776

Tableau 2-1 : Récapitulatifs

2-2-2:Application de la méthode :

1:Schéma de dégression :

Terrasse : $N_{q0} = Q_0$=100 Kg/m²

RDC : $N_{q1} = Q_0+Q_1$=350 Kg/m²

2-2-3:Pré dimensionnement des poutres :

Selon les Règles de BAEL91 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \dots\dots\dots (2)$$

D’après le RPA/version 2003; les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30$$

$$\frac{h}{b} \leq 4.$$

Poutres principales : L = 5,80m

$$\frac{5,80}{15} \leq h \leq \frac{5,80}{10} \Rightarrow 38 \leq h \leq 58\text{cm} \text{ on prend } h = 45\text{cm et}$$

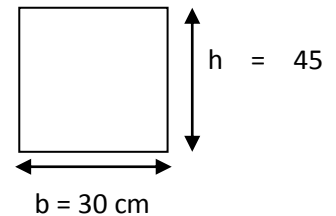
$$b: 18 \leq b \leq 36 \text{ on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions imposées par le RPA99 :

1. b=30 cm > 20 cm.....condition vérifiée

2. h = 45cm > 30 cm..... condition vérifiée

3. $\frac{h}{b} = 1,5 < 4$ condition vérifiée



Donc la section retenue pour la poutre principale est (30 x 45)cm²

Type des Poutre	Section
Poutre principale	30*45
Poutre secondaire	30*35
Poutres portique	30*75

Tableau 2-2 : sections des poutres

2-2-

4:Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont prédimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure.

Leur Prédimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- a-Conditions de résistance.
- b-Conditions de stabilité.
- c-Conditions imposée par le RPA 99.

a. Conditions de résistance :

On sait que : $B_r \leq \frac{K.B.N_U}{\theta(\sigma_{bc}/0,9)+0,85(A/B_r)\sigma_s}$

D'après BAEL 91. On Prend $A/B_r = 1\% = 0,01$ avec

B_r : Section Net du béton ; ($B_r = (a-2)(b-2)m^2$).

θ : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges $k = 1$, les charges étant appliquée généralement après 90 jours.

σ_{bc} = Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$N_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$.

N_g : Effort normal du aux charges permanentes.

N_q : Effort normal du aux charges d'exploitations.

Il se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations.

β : Coefficient qui dépend de l'élancement du poteau.

$\beta = 1 + 0,2 (\lambda / 35)^2$ avec $\lambda \leq 35$.

Pour toute les armatures participe on Prend $\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1,2$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$: résistance de calcul des aciers à L'ELU.

$\sigma_{bc} = 0,85. (f_{c28} / \gamma_b)$

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton.

$$\beta Nu = Br \cdot \sigma_{bc} / (0,9 + 0,85 \cdot A \cdot f_e / \gamma_s)$$

$$Br \geq \beta Nu / \sigma_{bc} / (0,9 + 0,85 \cdot f_e / 100 \cdot \gamma_s)$$

$$Br \geq \beta Nu / \sigma_{bc} / (0,9 + 0,85 \cdot \sigma_s / 100)$$

$$Br \geq 1,2 \cdot Nu / (15,74 + 2,96)$$

$$Br \geq Nu \cdot 0,0064$$

$$Nu = \sum q_i = q_1 + q_2 + q_3$$

Ou : q_1 : Poids de la poutre principale.

q_2 : Poids de la poutre secondaire .

q_3 : Poids de la poutre du plancher

q_4 : Charge d'exploitation

$$q_1 = b \cdot h \cdot \rho_b \cdot ((L_0 + L_1) / 2)$$

$$q_1 = 0,3 \cdot 0,45 \cdot 2500 \cdot ((4,20 + 5,80) / 2) = 1687,5 \text{ kg}$$

$$q_2 = b \cdot h \cdot \rho_b \cdot ((L_2 + L_3) / 2)$$

$$q_2 = 0,35 \cdot 0,3 \cdot 2500 \cdot ((3,85 + 2,85) / 2) = 879,375 \text{ kg}$$

$$q_3 = G \cdot S_p$$

$$S_p = \frac{1}{4} (L_0 + L_1) \cdot (L_2 + L_3) = (4,20 + 5,80) / 2 \cdot (3,85 + 2,85) / 2 = 16,75 \text{ m}^2$$

$$q_3 = 526 \cdot 16,75 = 8810,5 \text{ kg}$$

$$q_4 = p \cdot S_p$$

$$q_4 = 250 \cdot 16,75 = 4187,5 \text{ kg}$$

b: Largeur de la poutre considérée.

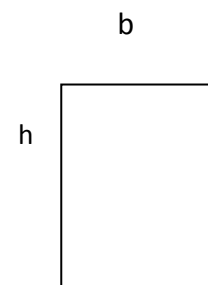
h: Hauteur de la poutre considérée.

ρ_b : Masse volumique du béton.

S_p : Surface du plancher.

b. Conditions de stabilité de forme :

On sait que :



$$N=1,35.(q_1+q_2+q_3)+1,5q_4= 21640.71 \text{ kg}$$

$$Nu=1,15.N= 24886.82 \text{ kg}$$

$$B_r \geq 159.28 \text{ cm}^2$$

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

$$Br=28^2=784\text{cm}^2$$

$$\lambda=l_f/i \leq 35, \quad l_f=0,7.l_0$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : Section du béton.

λ : L'élancement

Type des Poteaux	Section
Poteaux	30*30
Poteaux portique	30*45

Tableau 2-3 : sections des poteaux

c-Critère de flambem

$$L_f=0,7.l_0=0,7.4,08=285.6\text{cm}$$

$$\lambda=3,16.l_f/b=3,16.(2.856/30)=30,08 < 35 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification des conditions imposée par le RPA 99 :

a.Min (h, b)=30 \geq 25cm.

b.Min (h, b)=30 \geq $h_e / 20=4,08/20=0.20\dots\dots\dots$ condition vérifiée

c.1/4 < b / h < 4..... condition vérifiée

Donc la section retenue pour Le poteaux est (30x 30)cm²

2-2-5: Planchers à corps creux :

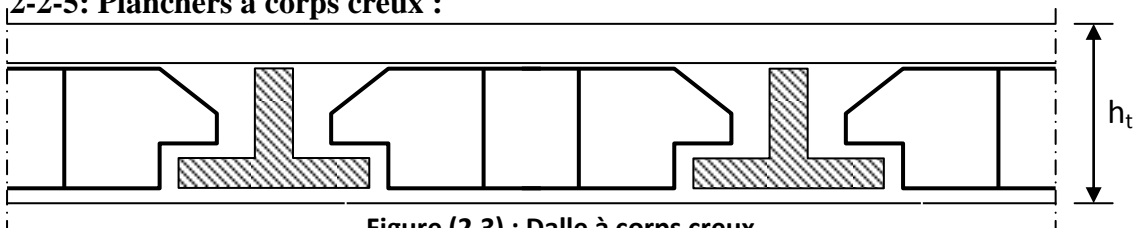


Figure (2.3) : Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Prédimensionnement de la hauteur des poutrelles on utilisera la formule empirique suivante :
 $L/25 \leq h_t \leq L/20$

L : la portée de la poutrelle mesurée a nu des appuis

L=5m, $5/25 \leq h_t \leq 5/20$

$0.2 \leq h_t \leq 0.25$ On prend $h_t = (20+4) \text{ cm} = 24\text{cm}$

Avec : 4 cm = épaisseur de la table de compression

20 cm = épaisseur du corps creux.

Chapitre III :

les tâches

effectuées

3_1_ Etude des planchers

Etudes des planchers à corps creux : plancher d'étage courant

3-1-1:Etudes des poutrelles

➤ **Dimensions :**

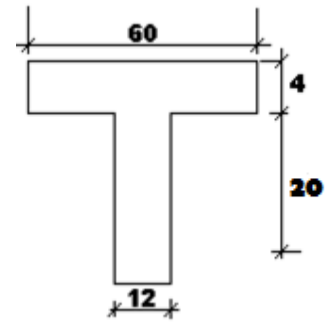
$h = 24 \text{ cm.}$

$h_0 = 4 \text{ cm.}$

$b = 60 \text{ cm.}$

$b_0 = 12 \text{ cm.}$

$ht-h_0 = 20 \text{ cm}$



Fig(3 .1) : Dimension de la poutrelle

Evaluation des charges:

Les charges sur poutrelles sont évaluées comme suite :

- Terrasse : $G = 642\text{kg/m}^2$; $P = 100\text{kg/m}^2$
- Etage courant : $G = 526\text{kg/m}^2$; $P = 250\text{kg/m}^2$
- Les charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Terrasse [kg/ml]	Etage courant [kg/ml]
ELU	$(1,35.642+1,5.100).0,6=610.02$	$(1,35.526+1,5.250).0,6=651.06$
ELS	$(642+100).0,6=445.2$	$(526+250).0,6=465.6$

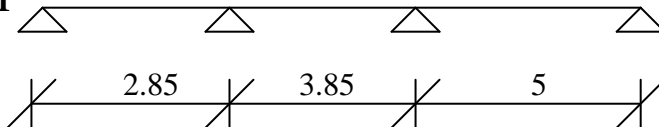
Tableau(3.1) : Evaluation des charges

Type des poutrelles:

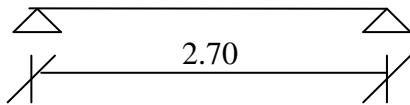
a/ Planche terrasse:

Le plancher terrasse à corps creux présent types poutrelle

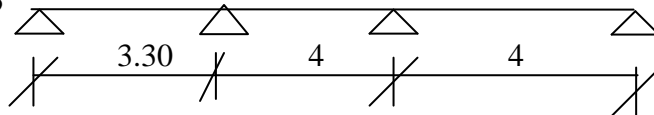
Type: 1



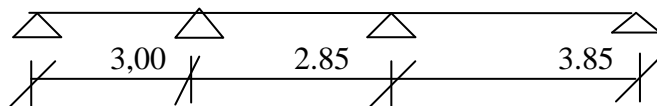
Type: 2



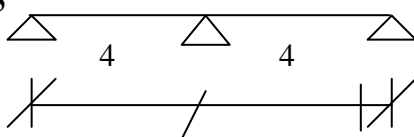
Type:3



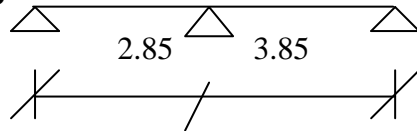
Type: 4



Type: 5



Type: 6



3-1-2: Condition d'application de la méthode forfaitaire :BAEL 91(art 8.6.22.10)

Pour la détermination des moments fléchissent et des efforts tranchants .

On utilise la méthode forfaitaire et pour cela les conditions suivants doivent être vérifiées.

1. Deux fois la charge permanent doit être supérieur ou égale à la charge d'exploitation ($2G \geq P$).
 $2G=1052 > 250 \text{kg/m}^2$ condition vérifiée.
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées
CV.
3. Le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{2,85}{3,85} = 0,74 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{3,85}{5,00} = 0,77 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

4. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Remarque : La méthode forfaitaire applicable pour les types 2, 3 et 5 mais n'est pas applicable pour les types 1, 4 et 6, la condition $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ n'est pas vérifiée, donc on va utiliser «la méthode des trois moments ».

3-1-3: Méthode des trois moments :

$$\begin{cases} M_1 L_1 + 2M_2(L_1 + L_2) + M_3 L_2 = -6EI(\theta_2^g + \theta_2^d) \\ M_2 L_2 + 2M_3(L_2 + L_3) + M_4 L_3 = -6EI(\theta_3^g + \theta_3^d) \end{cases}$$

On soit que:

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,2M_0 & M_4 &= 0,2M_0 \\ \theta_2^g &= q \cdot L_1^3 / (24EI) & \theta_2^d = \theta_3^g &= q \cdot L_2^3 / (24EI) & \theta_4^g = \theta_3^d &= q \cdot L_3^3 / (24EI) \\ L_1 &= 2,85\text{m.} & L_2 &= 3,85\text{m} & L_3 &= 5,00\text{m.} \end{aligned}$$

$$\begin{cases} M_1 \cdot 2,85 + 2M_2 \cdot 6,7 + M_3 \cdot 3,85 = -6EI \cdot (q \cdot 2,85^3 / 24EI) + (q \cdot 3,85^3 / 24EI) \\ M_2 \cdot 3,85 + 2M_3 \cdot 8,85 + M_4 \cdot 5 = -6EI \cdot (q \cdot 3,85^3 / 24EI) + (q \cdot 5^3 / 24EI) \end{cases}$$

Les moment en appuis :

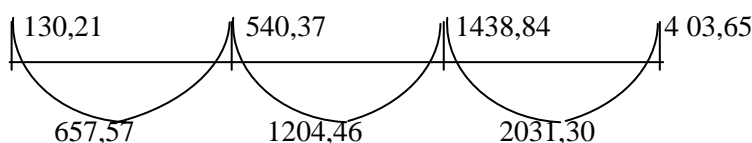
$$*M_1 = -0,20q \quad *M_2 = -0,83q \quad *M_3 = -2,21q \quad *M_4 = -0,62q$$

Les moment en travée :

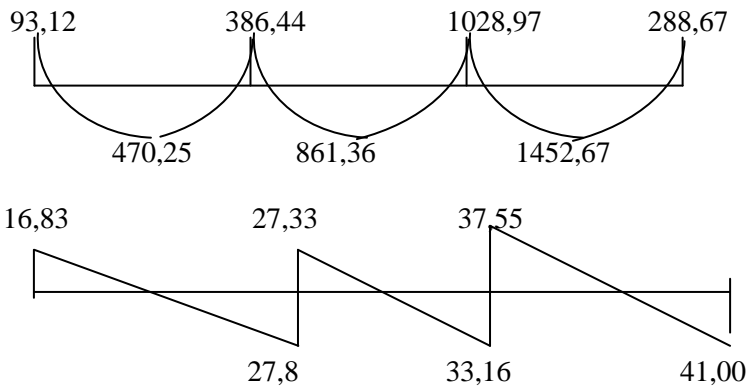
$$M_1^t = ql^2/8 = 1,01q \quad M_2^t = 1,85q \quad + \quad M_3^t = 3,12q$$

Moments en appuis :

ELU :

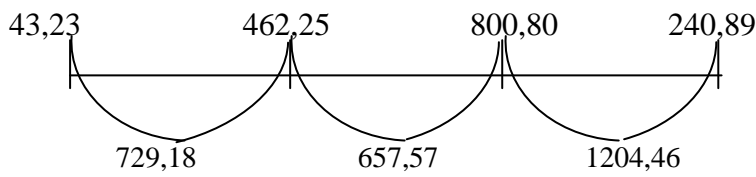


ELS:

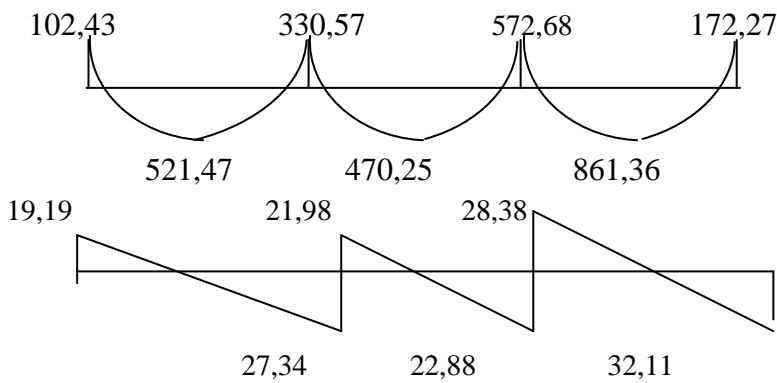


Type:4

ELU :

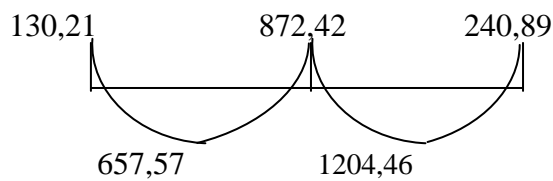


ELS

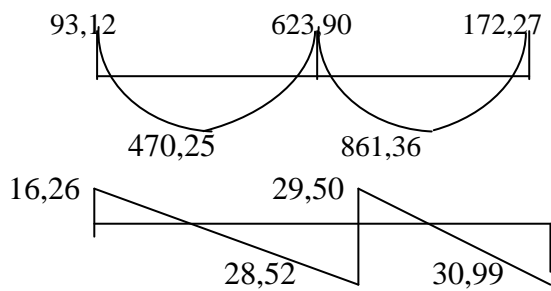


Type:6

ELU :



ELS :



Type3 :

3,30/4=0.82..... condition vérifiée

4/4=1,00..... condition vérifiée

3-1-4: Méthode forfaitaire:

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq \max [(1 + 0,3\alpha) , 1,05] \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq \max [(1,2 + 0,3\alpha) / 2] M_0$$

$$\alpha = P / (P + G) = 250 / (250 + 526) = 0,32$$

$$\text{donc : } M_{t1} + [(0,2M_0 + 0,5M_0) / 2] \geq \max [1,096 ; 1,05] \cdot M_0$$

$$M_{t1} \geq \max(1,096 ; 1,05) M_0 - 0,35 M_0$$

$$M_{t1} \geq \max(1,096 - 0,35 ; 1,05 - 0,35) M_0$$

$$M_{t1} \geq \max(0,74 ; 0,7) M_0$$

$$M_{t1} \geq 0,74 M_0 \Rightarrow M_{t1} = 0,74 M_0$$

$$M_{t2} + [(0,5M_0 + 0,5M_0) / 2] \geq \max [1,096 ; 1,05] \cdot M_0$$

$$M_{t2} \geq \max(1,096 ; 1,05) M_0 - 0,5 M_0$$

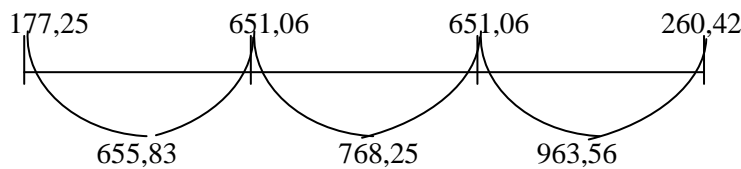
$$M_{t2} \geq \max(1,096 - 0,5 ; 1,05 - 0,5) M_0$$

$$M_{t2} \geq \max(0,59 ; 0,55) M_0$$

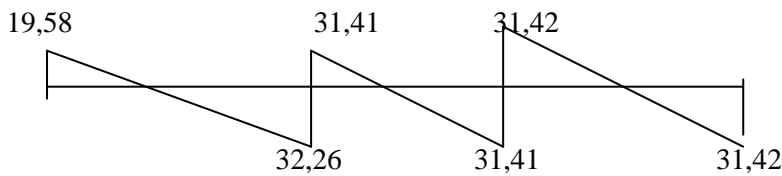
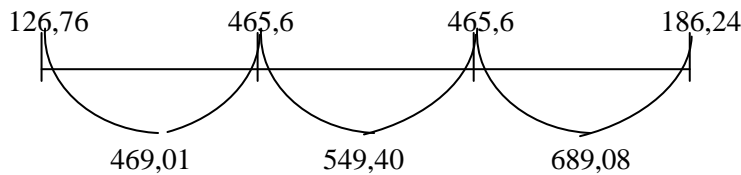
$$M_{t2} \geq 0,59 M_0 \Rightarrow M_{t2} = 0,59 M_0$$

$$M_{t3} = M_{t1} = 0,74 M_0$$

ELU



ELS

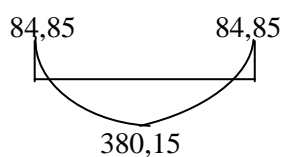


Type:2

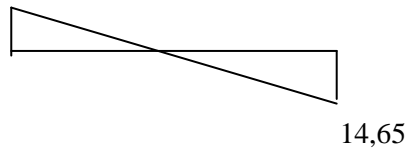
ELU :



ELS :

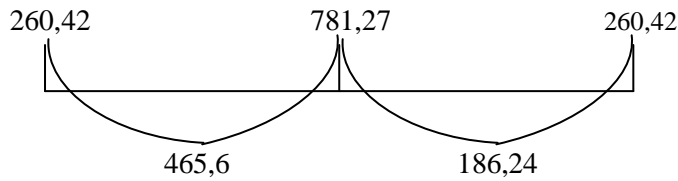


14,65

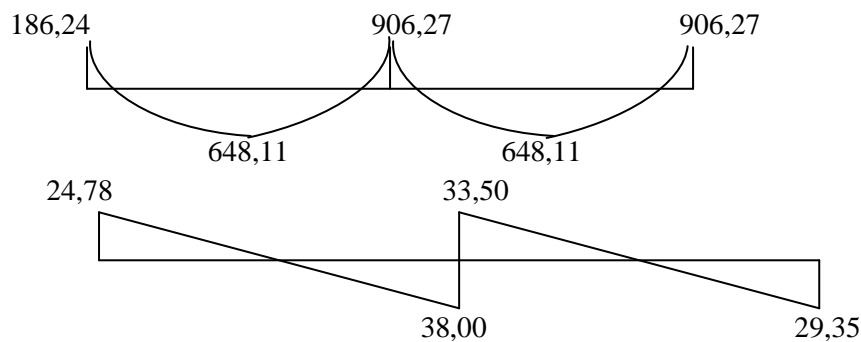


Type:5

ELU:



ELS



Poutrolle	ELU		ELS		Efforts tranchant
	M _{max} appuis	M _{max} travée	M _{max} appuis	M _{max} travée	
Type 01	1438,84	2031,3	1028,97	1451,67	41
Type 02	118,65	531,57	84,85	380,15	14,65
Type 03	651,06	963,56	465,6	689,08	32,26
Type 04	800,8	1204,46	572,68	861,36	32,11
Type 05	781,27	906,27	465,6	648,11	38,06
Type 06	872,42	1204,46	623,9	861,36	30,99
Maximum	1438,84	2031,3	1028,97	1451,67	41

Tableau(3.2): Les moments fléchissant en appuis et en travées des panneaux

Les sollicitations maximales seront donc :

$$M_{tu} = 2031,3 \text{ kg.m} \quad M_{tser} = 1451,67 \text{ kg.m}$$

$$M_{au} = 1438,84 \text{ kg.m} \quad M_{aser} = 1028,97 \text{ kg.m}$$

$$T_u = 41 \text{ kg}$$

3-1-5: Détermination du ferrailage :

➤ **En travée:**

ELU : $M_{tu} = 2031,3 \text{ kg.m} = 20313 \text{ N.m}$

calcul des moments de la table:

$$M_o = \sigma_b \cdot b \cdot h_o \cdot (d - h_o/2) = 14,20 \cdot 60 \cdot 4 \cdot (21,6 - 4/2) = 66796,8 \text{ N.m}$$

$M < M_0 \Rightarrow$ l'axe rentre se trouve dans la table et la section de calcul sera un rectangle de dimension $(b \times h) = (60 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = M / \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 20313 / 14,20 \cdot 60 \cdot 21,6^2 = 0,051$$

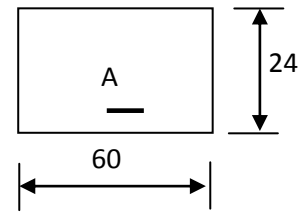
$$\mu = 0,051 < \mu_1 = 0,186$$

$\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \xi_s > 1000 \xi_l$

et $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,065$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,974$$



$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{20313}{348 \cdot 0,974 \cdot 21,6} = 2,774 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 3T12 / ml $\Rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

ELS :

- Fissuration peu nuisible ($\sigma_s \leq \sigma_{s1}$)
- Flexion simple
- Section rectangulaire

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_{b1} = 0,6 f_{c28}$$

$$\gamma = M_{tu} / M_{ts} = 2031,3 / 1451,67 = 1,399$$

$$\alpha = 0,051 < \frac{1,399 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,449 \dots \dots \dots \text{condition v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Donc les armatures calcul\u00e9es \u00e0 L'ELUR conviennent..

	U	α	β	A	A	γ	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$	T	ϕ_l^{max}	δ_t			
										δ_{t1}	δ_{t2}	δ_{t3}	δ_t
Trav\u00e9e	0,051	0,065	0,974	2,774	3,39	1,399	0,449	1557,1	6	-1,167	19,44	27,90	15
appuis	0,181	0,118	0,952	2,01	2,26	1,399	0,449						

Tableau(3.3): tableau des ferrillages

3-1-6: V\u00e9rification des fl\u00e8ches :

L'article (B-6-8-4-24) des r\u00e8gles BAEL 91 ; nous montre qu'il n'est pas n\u00e9cessaire de calculer la fl\u00e8che d'une poutre si cette derni\u00e8re est associ\u00e9e \u00e0 un hourdi et si toutes les in\u00e9galit\u00e9s suivantes sont v\u00e9rifi\u00e9es :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$

2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_{tsr}}{M_{asr}}$

3. $\frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$

Avec L : port\u00e9e entre nus d'appuis.

H : hauteur totale de la poutre.

D : hauteur utile de la section.

B : largeur de la nervure.

M_{tsr} : moment maximale dans la trav\u00e9e suppos\u00e9e ind\u00e9pendante et reposant sur deux appuis simples.

A: section de armatures tendues.

f_e : limite élastique de l'acier utilisé (en Mpa).

$$1. \frac{h}{L} = \frac{24}{500} = 0,048 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{L} = 0,048 < \frac{1}{15} \left(\frac{14516,7}{10289,7} \right) = 0,094 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3. \frac{A}{b_o \cdot d} = \frac{3,39}{12.21,6} = 0,013 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3_2_ Étude des éléments non Structuraux

3-2-1: Définition des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire de l'escalier. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se compose de deux volées et un palier chacun.

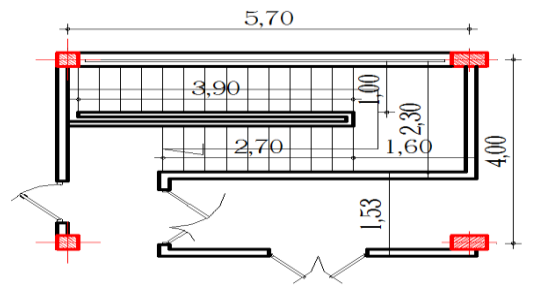


Figure :(3.2): schéma d'escalier

3-2-2: Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contremarches (h) on utilise la formule de **BLONDEL**.

$$59 \leq g + 2 h \leq 66 \quad \dots \dots \dots (1)$$

Dans un escalier bien fait et commode la formule devient :

$$g + 2 h = 64 \quad \dots \dots \dots (2)$$

On obtient le nombre des marches et leurs dimensions par les relations suivantes :

$$n \times h = H_v \quad \dots \dots \dots (3)$$

$$(n - 1) g = L \quad \dots \dots \dots (4)$$

La hauteur de la volée est égale donc à $H_v = H/2$

Avec :

n : nombre de contremarches.

$n-1$: nombre de marches.

h : hauteur de la marche.

g : giron (largeur de la marche)

L : longueur de la ligne de foulée : $L = g (n-1)$

H_v : hauteur de la volée.

H : hauteur d'étage.

➤ **Pour étage courant**

Hauteur d'étage : $H = 4,08 \text{ m}$

$$H_v1 = 2,38 \text{ m.} \quad H_v2 = H - H_v1 = 1,70 \text{ m}$$

Le nombre des contremarches (volée1) : $n = 14$

Le nombre des marches (volée1) : $n-1 = 13$

Le nombre des contremarches (volée2) : $n=10$

Le nombre des marches (volée2) : $n-1 = 9$

$$\text{Alors : } h = \frac{H_v}{n}$$

$$h_1 = 238/14 = 17 \text{ cm.}$$

$$h_2 = 170/10 = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1}$$

$$* g_1 = 390/13 = 30 \text{ cm.} \quad * g_2 = 270/9 = 30 \text{ cm.}$$

$59 \leq 30 + (2 \cdot 17) \leq 66$ condition vérifiée

L'angle d'inclinaisons :

$$\text{Donc : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} \rightarrow \alpha = \operatorname{artg} \frac{h}{g} \quad \alpha = \operatorname{artg} \frac{17}{30} \rightarrow \alpha = 29,54$$

On prend $\alpha = 30^\circ$

Détermination l'épaisseur du volée :

$$L_v/30 \leq e_v \leq L_v/20$$

$$L/30 \cos \alpha \leq e_v \leq L/20 \cos \alpha$$

$$390/30 \cos \alpha \leq e_v \leq 390/20 \cos \alpha$$

$$14,94 \leq e_v \leq 22,41$$

On prend $e_v = 15 \text{ cm}$

Epaisseur du palier:

$$L_p/30 \leq e_p \leq L_p/20$$

$$7,66 \leq e_p \leq 11,5 \quad \text{On prend } e_p = 10 \text{ cm}$$



Descente de charges :

Charge permanent sur la volée :

Carrelage horizontal (2cm)	2000.0,02=40 Kg /m ²
Mortier de ciment horizontal (2cm).....	2000.0,02=40 Kg /m ²
Carrelage vertical(2cm).....	2000.0,02.17/30=22,67 Kg /m ²
Mortier de ciment vertical(2cm).....	2000.0,02.17/30=22,67 Kg /m ²
Poids propre de la pailasse.....	0,15.2500/ cosα=431,02 Kg /m ²
Poids propre de la marche.....	0,17.2200/2=187 Kg /m ²
Enduit de plâtre.....	1000.0,01/ cosα=11,55 Kg /m ²

$$\mathbf{G_v = 754,91 \text{ Kg /m}^2}$$

Surcharge d'exploitation :

$$\mathbf{P_v = 250 \text{ Kg /m}^2}$$

Charge permanent sur le palier :

Carrelage (2cm).....	2000.0,02=40 Kg /m ²
Mortier de ciment (2cm).....	2000.0,02=40 Kg /m ²
Dalle du palier (BA).....	2500.0,10=250 Kg /m ²
Enduit de plâtre.....	1000.0,01=10 Kg /m ²

$$\mathbf{G_p = 340 \text{ Kg /m}^2}$$

Surcharge d'exploitation :

$$\mathbf{P_p = 250 \text{ Kg /m}^0}$$

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$q_v^u = 1,35 \cdot G_v \cdot 1 + 1,5 \cdot p_v \cdot 1 = 1394,13 \text{ Kg /m}^2$$

ELS :

$$q_v^{ser} = G_v \cdot 1 + p_v \cdot 1 = 1004,91 \text{ Kg /m}^2$$

$$M_U = q_v^u l^2 / 8 = 1394,13 \cdot 5,70^2 / 8 = 5661,91 \text{ Kg}$$

$$M_S = q_v^{ser} l^2 / 8 = 1004,91 \cdot 5,70^2 / 8 = 4081,19 \text{ Kg}$$

Un encastrement partiel des appuis

$$M_t = 0,85M, \quad M_a = -0,40M$$

$$M_t^u = 0,85 \cdot 5661,91 = 4812,62 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_a^u = -0,40 \cdot 5661,91 = -2264,76 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_t^s = 0,85 \cdot 4081,19 = 3469,01 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_a^s = -0,40 \cdot 4081,19 = -1632,48 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Ferrailage:

An travée: volée

ELU :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4812,62 \cdot 10}{14,20 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,185$$

$$\mu = 0,185 < \mu_{AB} = 0,186$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

Domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\varepsilon_s = 1$

$$\alpha = 0,25, \quad \beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,9$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4812,62 \cdot 10}{348 \cdot 13,5 \cdot 0,9} = 11,38 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

Armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 b_o d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}$$

$$A_{app} = \max(A_t, A_{min}) = 11,38 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 3,015 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

ELS : MS = 3469,01 dan/m²

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification de contrainte

$$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_s})$$

Flexion simple

Acier en FeE 400

Section rectangulaire

$$\Rightarrow Si \alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28}$$

$$\delta = \frac{M_{\mu}}{M_s} = 1,39 ; \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 ; \alpha = 0,25$$

Donc : $0,25 < 0,445 \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \dots\dots\dots cv$

Les armatures calculées à l'ELU conviennent

	U	α	β	A	A _{min}	$\frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Le Choix	A _{ad}	A _r	Le Choix
En travée	0,185	0,25	0,9	11,38	1,63	0,445	6T16	12,06	3,015	4T10
En appuis	0,087	0,11	0,95	5,074	1,63	0,445	5T12	5,65	1,41	4T10

Tableau(3.4): de moment fléchissant

3-2-3: Poutre palier :

Ferrailage de la poutre palier :

La poutre palier sert d'encastrement au palier, elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier, la poutre palier à la dimension suivante (30 × 35 × 400)

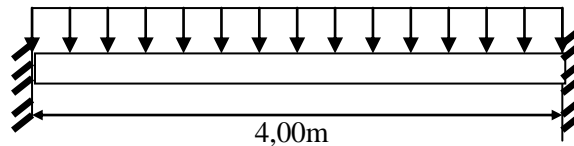


Figure (3.3) : schéma de la poutre palier

Prédimensionnement : La hauteur de la poutre est déterminée par $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ L : portée de la poutre au droit de la cage d'escalier

condition à respecter (suivant les règles parasismiques algérienne) RPA99.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \end{array} \right. \Rightarrow h/b \leq 3$$

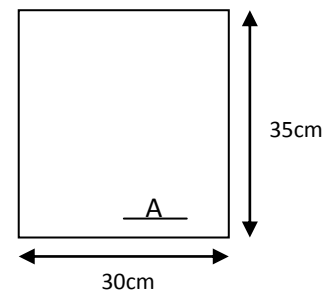
Donc : L = 400cm

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66 \leq h_t \leq 40cm$$

On prend : ht = 35cm
b = 30cm

Vérification des conditions :

- b = 30cm > 20cm → condition vérifiée
- h = 35cm ≥ 30cm → condition vérifiée
- h/b = 1.16 < 3 → condition vérifiée



Descente de charge :

Poids propre de la poutre paliers :

$$P_p = 0,35 \cdot 0,30 \cdot 2500 = 262.5kg/ml$$

Réaction de l'escalier

$$R_a^u = 3973,27 kg/ml \quad R_a^s = 2862,28 kg/ml$$

ELUR : $qu = 1,35 \cdot 262,5 + 3973,27 = 4327,64kg/ml$

ELS : $qs = 262,5 + 2862,28 = 3124,78 kg/ml$

	M_{appuis}	$M_{TRAVée}$
ELU	3462,11	7356,99
ELS	2499,82	5312,12

Tableau(3.5): Evaluation des charges sur les poutrelles

Calcul des armatures longitudinales :

	U	α	β	A	A_{min}	$\frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Le Choix	A_{adop}
En travée	0,140	0,18	0,924	7,26	1,14	0,442	5T14	7,70
En appui	0,08	0,1	0,96	3,28	1,14	0,44	3T12	3,39

Calcul des armatures transversales :

τ_u	$\bar{\tau}_u$		A_I	δ_t			
				δ_{t1}	δ_{t2}	δ_{t3}	δ_t
0,091	3,33	8	2,01	20	10	30	10

Tableau(3.6): calcul du ferrailage de la poutre palier

3_3_Ferrailage des portiques

3-3-1: Ferrailage :

Pour le calcul du ferrailage des éléments résistants de notre structure, on doit tenir compte de combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : $\begin{cases} 1,35 G + 1,5 P \\ G + P \end{cases}$

3-3-2:Définition de logiciel SAP2000

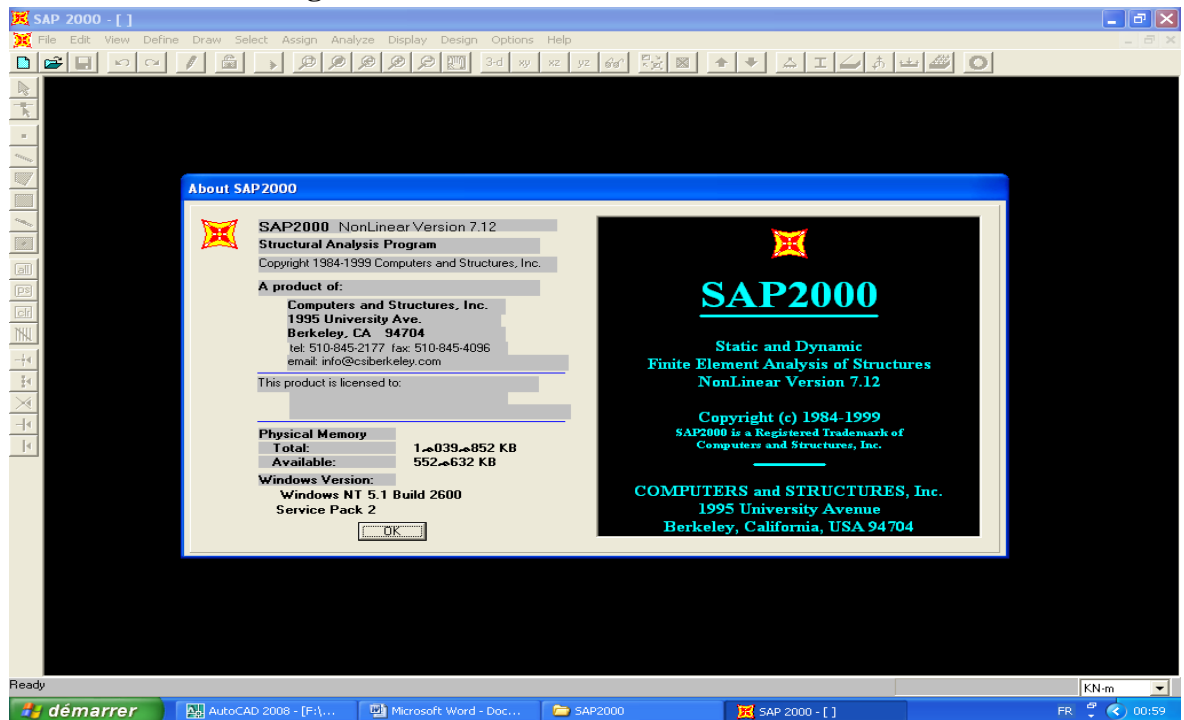


Figure (3.4):SAP 2000

***SAP 2000:** est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, ouvrages d'art, ouvrages hydraulique...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique. L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

-Les sollicitations M, N et T dans les poteaux et les poutres sont donnés par le logiciel « **SAP 2000** ».

3-3-3:Ferrailage des poteaux :

On à un seul type de poteaux à étudier : Type (30 × 30) cm²

a. Armatures minimales imposés par BAEL :

$$A_{\min} = \max (0,2 \cdot b \cdot h/100 ; 4 \text{ cm}^2)$$

b. Détermination de la zone nodale :

- La zone nodale est constituée par le nœud poutre – poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure 8.1.

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

$$L' = 2 h'$$

Poteau (RDC)

$$S = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

On calcul le ferrailage par rapport à l'axe 2 – 2 et l'axe 3 – 3 car il existe deux moments M_{22} et M_{33} , ou ferrailage totale symétrique par rapport à ces deux axes.

1er cas : poteaux

ELUR : (1,35 G + 1,5 P)

Les sollicitations prises en compte

$$N_{\max} = 607,01 \text{ KN}$$

$$M_{22} = 0,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{33} = 6,84 \text{ KN.m}$$

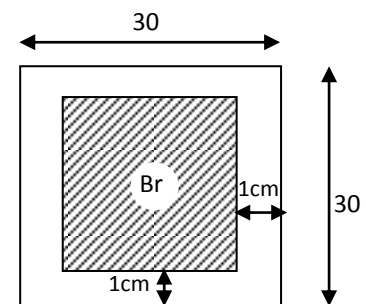
$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} = \frac{6,84}{607,01} = 0,011 \text{ cm}$$

$$e_{G22} = \frac{M_{22}}{N} = \frac{0,79}{607,01} = 0,001 \text{ cm}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$A_1' = \frac{N' - 100 \sigma_b \cdot B'}{\sigma_s \cdot 100} = \frac{607,01 \cdot 10^3 - 100 \cdot 14,2 \cdot 30^2}{348 \cdot 100}$$

$$A_1' = -19,28 < 0 \Rightarrow A_1' = 0 \text{ cm}^2$$



Figure(3.5) Section réduite du béton

ELSF :

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{Lf}{b} = 3,46 \cdot \frac{0,7 \cdot 408}{30} = 32,93$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{32,93}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = 0,69$$

$$A_2' = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right]$$

$$Br = (h - 2)(b - 2) = (30 - 2)(30 - 2) = 784 \text{ cm}^2$$

$$A_2' = \frac{1,15}{400} \left[\frac{607,01 \cdot 10^3}{0,69} - \frac{784 \cdot 25 \cdot 100}{0,9 \cdot 1,5} \right] \frac{1}{100}$$

$$A_2' = -16,44 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_2' = 0 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

1. Suivant les règles BAEL 91 :

$$A_{1 \min} = \max(0,2 \cdot b \cdot h / 100 ; 4 \text{ cm}^2) = \max(1,8 ; 4) \text{ cm}^2$$

$$A_{1 \min} = 4 \text{ cm}^2$$

2. Suivant RPA 99 version 2003 :

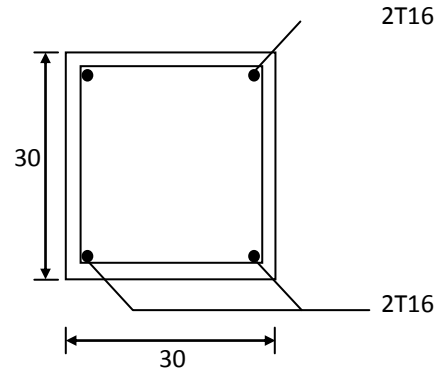
$$A_{2 \min} = 0,80 \% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{2 \min} = 0,80 \% \cdot 30 \cdot 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\max} = \max(A_1 ; A_2 ; A_{1 \min} ; A_{2 \min}) \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max(0 ; 0 ; 4 ; 7,2), \quad A_{\max} = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc la section des armatures adoptée pour

les poteaux (30 × 30) cm² A = 7,2cm² Choix : 4T16 → A = 8,04 cm²



Figure(3.6): disposition des armatures

Type	A ₁	A ₂	A _{1min}	A _{2min}	A _{max}	Le choix
Poteau	0	0	4	7.2	7.2	4T16
Poteau portique	0	0	2,7	10,8	10,8	8T14

Tableau(3.7): calcul du ferrailage des poteaux

1:Vérification de l'effet tranchant :

$$T_u \max = 2,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{2,45 \cdot 10^3}{30 \cdot 27 \cdot 100}, \quad \tau_u = 0,030 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau_u} < \min(0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ d'après le calcul de l'effort tranchant la condition de cisaillement est vérifiée

2: Détermination des armatures transversales :

$$\varnothing_t \geq \varnothing_{\max} \Rightarrow \varnothing_t \geq \frac{1}{3} \cdot 16 = 5,33 \text{ mm on prend } \varnothing_t = 6 \text{ mm}$$

Espacement des armatures transversales :

1. Suivant les règles BAEL 91 :

$$St = \min (15 \varnothing_{\min} ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm})$$

$$= \min (15 \cdot 1,6 ; 40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Dans la zone courante : } St \leq 15 \varnothing_{L\min} = 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

3: Détermination de la zone nodale :

Selon RPA99 article 7.5.22. RPA 99 version 2003

$$L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max ; \left(\frac{408}{6} ; 30 ; 30 ; 60 \right) \text{ cm} = 68 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h' = 68 \text{ cm}$$

$$L' = 90 \text{ cm}$$

4: Recouvrement les barres longitudinales :

$$L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm}$$

On prend $L_R = 70 \text{ cm}$.

3-3-4: Ferrailage des poutres :

On a 2 types de poutres à étudier :

- Poutre principale (30 × 45)
- Poutre secondaire (30 × 35)
- Poutre portique (30 × 45)

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99.

1. Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toutes la longueur de la poutre est de 0,5 % en section.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux de :
 - 4 % en zone courante .
 - 6 % en zone de recouvrement .

Vue que les efforts normaux sont nuls, les poutres seront calculées en flexion simple .

1:Calcul du ferrailage :**Détermination des efforts :**

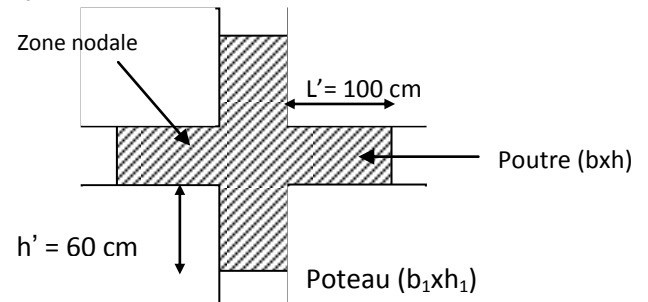
Les combinaisons prises en compte :

Situation durable et transaction :

$$\text{ELUR : } 1,35 G + 1,5 P$$

$$\text{ELS : } G + P$$

A l'aide du fichier des résultants donnée par le SAP 2000 portant le nom EFL SBD on aura les résultants suivants :



Figure(3.7) : Disposition de la zone nodale

Type	Niveau	ELU		ELS		Effort Tranchant
		Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	
poutre Principale	1 ^{er} Etage	84,11	141,20	59,49	101,27	153,83
poutre Secondaire		40,32	51,33	29,12	37,10	89,05
Poutre portique		355,77	352,55	252,31	253,79	280,51

Tableau(3.8): Sollicitations des poutres

Exemple de calcul : poutre (30 × 45) cm² du 1^{er}, 2^{ème}, et 3^{ème} étage

➤ **En travée :**

ELUR : M_{tu} = 84,11 KN.m

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{84110}{14,20 \cdot 30 \cdot 40,5^2} = 0,12 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \nexists \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,160 ; \beta = 0,935$$

$$A = \frac{84110}{348 \cdot 0,935 \cdot 40,5} = 6,38 \text{ cm}^2$$

ELS : M_{t,ser} = 59,49 KN.m

Fissuration peu nuisible ⇒ Il n'est pas nécessaire

De vérifier le contrainte de l'acier (σ_s)

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t,ser}} = \frac{84,11}{59,49} = 1,41$$

Vérification de σ_b

$$\alpha = 0,160 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,455 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91)}$$

$$A_{\min} = 0,5 \% \cdot b \cdot d = 0,005 \cdot 30 \cdot 40,5 = 6,07 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max(6,38 ; 1,47 ; 6,07) = 6,38 \text{ cm}^2$$

„

$$\text{Choix : } 3\text{T}14 + 2\text{T}12 \rightarrow A = 6,88 \text{ cm}^2$$

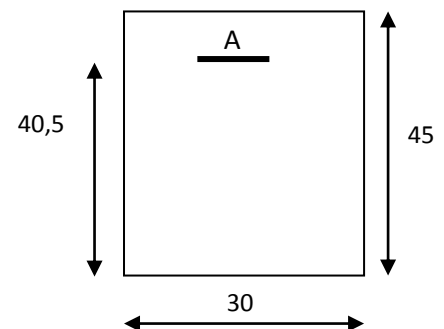
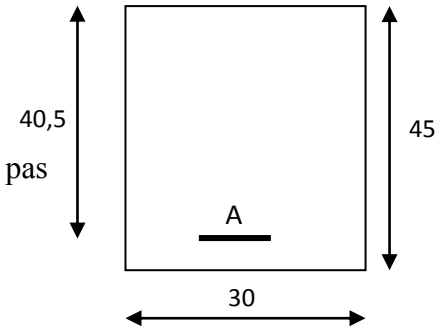
➤ **En appuis :**

ELUR : M_{au} = 141,20 KN.m

$$\mu = \frac{141200}{14,20 \cdot 30 \cdot 40,5^2} = 0,20 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \nexists \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,28 \quad \beta = 0,887$$



$$A_{Fs} = \frac{141200}{348 \cdot 0,887 \times 40,5} = 11,29 \text{ cm}^2$$

ELS : $M_{a \text{ ser}} = 101,27 \text{ KN.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de l'acier σ_s .

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a \text{ ser}}} = \frac{141,20}{101,27} = 1,39$$

$$\text{Vérification de } \sigma_b : \alpha = 0,28 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,447 \Rightarrow \text{CV}$$

\Rightarrow Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton σ_b

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91)}$$

$$A_{\min} = 0,5 \% \cdot b \cdot d = 0,005 \cdot 30 \cdot 40,5 = 6,07 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adap}} = \max(11,29 ; 1,47 ; 6,07) = 11,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 6T16 \rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2$$

2: Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\alpha \text{ max}} = 153,83 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \cdot d} = \frac{153830}{30 \cdot 40,5 \cdot 100} = 1,26 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u \leq \min(0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

3: Détermination des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min(\varnothing; L (16; \frac{450}{35}; \frac{300}{10}); \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) = \min$$

$$\varnothing_t \leq \min(16 ; 12,86 ; 30) \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq 12,86 \text{ mm} \quad \text{on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 4\varnothing_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_o \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{2,01 \cdot 0,9 \cdot 235}{30 \cdot 1,15 \cdot (1,26 - 0,3 \cdot 2,1)} = 19,55 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 36,45 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} = 39,36 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \Rightarrow S_t = 19,55 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 version 2003 :

1. En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing \right) = \left(\frac{45}{4} ; 12 \cdot 8 \right) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
2. En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

4: Vérification des armatures selon le RPA99 version 2003 : $A_t = 0,003 S_t \times b$

1. En zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$
2. En zone courante : $A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Longueur de recouvrement : $L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm}$

On prend $L_R = 70 \text{ cm}$

Exemple de calcul : poutre $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ du 1^{er}, 2^{ème}, et 3^{ème} étage

	U	α	β	A	$\frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0,095	0,125	0,949	3,87	0,442
En appui	0,121	0,162	0,935	5	0,44

Type		A_{cal}	$A_{\text{min(BAEL)}}$	$A_{\text{min(RPA)}}$	A_{adop}	Le choix
Poutre-p	Appuis	6,38	1,47	6,07	6,38	3T14+2T12
	Travée	11,29	1,47	6,07	11,29	6T16
Poutre-s	Appuis	3,87	1,14	4,72	4,72	5T12
	Travée	5	1,14	4,72	5	5T12
Poutre-por	Appuis	16,88	2,44	10,12	16,88	6T20
	Travée	16,71	2,44	10,12	16,71	6T20

δ_t					RPA
δ_{t1}	δ_{t2}	δ_{t3}	δ_t	Zone N	Zone C
39,74	28,35	39,36	28,35	10	15

Tableau(3.9): calcul du ferrailage des poutre

3_4_ Etude infrastructure

3-4-1: Définition des fondations :

Les fondations sont des éléments situés en dessous du niveau de base. Elles devront être suffisamment rigides pour réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain et transmettre les charges de la superstructure

L'étude des fondations se fait sous la combinaison suivante :

Le dimensionnement et le ferrailage se fera sous la combinaison $1,35G \pm 1,5P$

3-4-2: Calcul des semelles isolées :

➤ **Prédimensionnement :**

Semelle S₁ :

$N = 607,01 \text{ KN} \Rightarrow$

Avec $\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars}$

$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y_{corr}} = 6,84 \text{ KN.m} \\ M_{x_{corr}} = 0,79 \text{ KN.m} \\ A \cdot B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

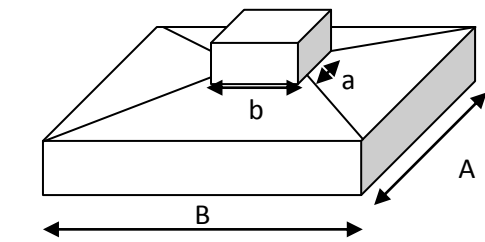


Figure (3-8) : Semelle isolé

On a : $a = b = 30 \text{ cm}$ donc $A = B$

$B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{607,01 \cdot 10^{-2}}{2}} = 1,74 \text{ m}$

$\Rightarrow B \geq 174 \text{ cm}$

On prend $B = 200 \text{ cm}$

$ht \geq \left(\frac{A - a}{4} + c \right) \Rightarrow ht \geq \left(\frac{200 - 30}{4} + 5 \right)$

$\Rightarrow ht \geq 47,5 \text{ cm}$, On prend $ht = 50 \text{ cm}$

$H2 = ht - h1$

$\frac{ht}{3} \leq h1 \leq \frac{ht}{2} \Rightarrow \frac{50}{3} \leq h1 \leq \frac{50}{2} \Rightarrow 16,66 \leq h1 \leq 25$

On prend $h1 = 24 \text{ cm}$,

$H2 = 50 - 24 = 26 \text{ cm}$.

TYPE	N	M ₂₂	M ₃₃	A	B	A _{ado}	B _{ado}	ht	htado	h1ado	h2
Poteau	607,01	0,79	6,84	174,21	174,21	200	200	47,5	50	24	26
Poteau portique	657,38	15,21	101,69	146,67	200,03	150	220	48,75	50		

Tableau (3.10): calcul des sections des semelles isolées

3-4-3: Calcul des semelles jumelles :

Semelle S_{j1} :

$N1 = 234,92 \text{ KN} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{y_{corr}} = 3,34 \text{ KN.m} \\ M_{x_{corr}} = 0,51 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

$N2 = 255,17 \text{ KN} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{y_{corr}} = 2,54 \text{ KN.m} \\ M_{x_{corr}} = 1,49 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

$$N = N_1 + N_2 = 234,92 + 255,17 = 490,09 \text{ KN}$$

Avec $\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars}$

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc: } A = \frac{a}{b} B$$

$$S = A \cdot B$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$S = \frac{a \cdot B^2}{b}$$

$$B = \sqrt{\frac{S \cdot b}{a}}$$

$$A \cdot B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{490,09 \times 10^{-2}}{2} = 2,45 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{2,45 \cdot 0,62}{0,30}} = 225 \text{ cm}, \text{ on prend } B = 250 \text{ cm}$$

$$A = \frac{30}{62} \cdot 250 = 120,96 \text{ cm}, \text{ on prend } A = 130 \text{ cm}$$

$$ht \geq \left(\frac{B-b}{4} + c; \frac{A-a}{4} + c \right) \Rightarrow ht \geq \left(\frac{250-62}{4} + 5; \frac{130-30}{4} + 5 \right)$$

$$\Rightarrow ht \geq 52 \text{ cm}, \text{ On prend } ht = 60 \text{ cm}$$

Semelle jumelle

Type	N ₁	N ₂	N ₃	∑N	A	A _{ado}	B	B _{ado}	h	h _{ado}
02 poteau	234,92	255,17		490,09	120,97	130	225,04	250	52	60
03 poteau	191	105,02	91,38	387,4	139,18	150	139,18	150	27	30
02 portique	657,38	510,37		1167,75	136,36	150	328,39	350	73,25	80
Poteau+portique	229,88	610,41		840,29	146,74	150	423,15	450	94,5	100

Tableau(3.11) : calcul des sections des semelles jumelles

3-4-4: Etude de la semelle S₁ :

➤ Vérification des contraintes

Points propre de la semelle S₁

$$P_s = V_s \cdot \gamma_b \Rightarrow \gamma_b = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = h_1 \cdot A \cdot B + \frac{h^2}{2} (A \cdot B + a \cdot b + \sqrt{a \cdot b \cdot A \cdot B})$$

$$V_s = 0,24 \cdot 2 \cdot 2 + \frac{0,26}{2} (2 \cdot 2 + 0,30 \cdot 0,30 + \sqrt{0,30 \cdot 0,30 \cdot 2 \cdot 2}) = 1,570 \text{m}^3$$

$$P_s = 1,570 \cdot 2500 = 3924,25 \text{kg.}$$

$$N_t = N + 1,35 P = 607,01 + 1,35 \cdot 3924,25 = 65998,74 \text{kg.}$$

$$\sigma = \frac{65998,74}{200 \cdot 200} = 1,65 \text{ kg/m}^2 < 2 \text{ Bars} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{1,2} = \left(\frac{N_t}{A \cdot B} \pm \frac{6M}{A \cdot B^2} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{65998,74}{200 \cdot 200} \pm \frac{6 \cdot 79}{200 \cdot 200^2} = 1,65 \text{ kg/m}^2 < 2 \text{ Bars} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = \frac{65998,74}{200 \cdot 200} \pm \frac{6 \cdot 684}{200 \cdot 200^2} = 1,65 \text{ kg/m}^2 < 2 \text{ Bars} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On doit vérifier si : $\sigma_m < \bar{\sigma}_m$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,65 \text{ kg/m}^2 < 2 \text{ Bars} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Ferrailage :

Vérification de l'application de la méthode des bielles modifiées :

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 0$$

$$\frac{\sigma_m}{B} = \frac{1,65}{2,00} = 0,83 > 0 \Rightarrow \text{on utilise la méthode de bielles.}$$

Calcul des armatures :

Suivant B : $Q = \sigma_m \cdot A \cdot B$

$$Q = 1,65 \cdot 200 \cdot 200 = 66000 \text{ kg.}$$

$$A_B = \frac{Q(B-b)}{8\sigma_s \cdot d} = \frac{66000 \cdot (200-30)}{8 \cdot 348 \cdot 42,5 \cdot 10} = 9,48 \text{ cm}^2.$$

Le choix : 9T12 $\Rightarrow A = 10,18 \text{ cm}^2$

Suivant A :

$$Q = 1,65 \times 200 \times 200 = 66000 \text{ kg.}$$

ELS:

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{s1} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150,1,6\right) \Rightarrow \text{acier } \eta = 1,6 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{s1} = \min(266,67; 240) \Rightarrow \bar{\sigma}_{s1} = 240 \text{MPa}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{\bar{\sigma}_b \cdot A_B}{B} = \frac{15 \cdot 10,18}{200} = 0,76 \text{cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 0,76 \cdot 42,5 = 64,6 \text{ cm}^2$$

$$Y = -D + \sqrt{0,76^2 + 64,6} = 7,31 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{B.Y^3}{3} + 15.A_B(d - y)^2 = \frac{200.7,31^3}{3} + 15.10,18(42,5 - 7,31)^2 = 215135,11 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} = \frac{660}{215135,11} = 0,003$$

$$\sigma_b = K.y_1 = 0,003.7,31 = 0,022 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,022 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15.K(d - y_1) = 15.0,003(42,5 - 7,31) = 1,58 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues.

- **Semelle isolée**

TYPE	V1	V2	Vs	PS	Nt	σ_m	Q	Ab	Aa
Poteau	960	609700	1,570	3924,25	65998,74	1,65	65998,74	8,96	8,96

Tableau(3.12) : calcul des ferrailages des semelles isolées

- **Semelle jumelles**

Type	Vs	PS	Nt	σ_m	Q	Ab	Aa	Poteau	
Portique	1,65	4125	58918,75	1,79	58918,75	8,23	5,64	30	45
02 poteaux	1,95	4875	55590,25	1,71	55590,25	6,83	3,63	30	62
03 poteaux	0,68	1687,5	41018,12	1,82	41018,12	5,19	5,19	62	62
02 portique	4,20	10500	98204	1,87	98204	12,84	5,64	30	77
Poteau+portique	6,75	16875	139556,25	2,07	139556,25	18,89	6,33	30	92

Tableau(3.13) : calcul des ferrailages des semelles jumelles

En cas le joint on propose des semelles jumelées doivent être des ferrailages en double nappe, une nappe supérieure et une nappe inférieure.

3-4-5: Définition des longrines :

Les longrines sont des poutres reliant les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un effort de traction.

Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :
(30x35) cm²

Ferrailage des longrines :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

Suivant BAEL91:

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e E = 0,23.30.31,5.(2,1/400) = 1,14$$

Suivant RPA99/varsian2003:

$$A=0,6\% \cdot b \cdot h$$

$$A=0,006 \cdot 30 \cdot 35=6,30\text{cm}^2$$

$$A=\max(A_{\min\text{BAEL}}; A_{\min\text{RPA}})=6,30\text{cm}^2$$

Le choix : 6 T12 ; On prend $A=6,79\text{cm}^2$

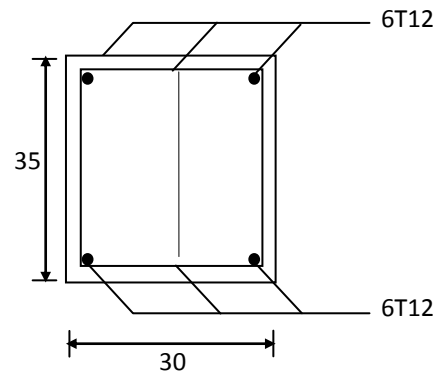
Armatures transversales :

On prend : 4 $\Phi 6$ ($A=1,13\text{cm}^2$).

avec espacement de :

$$e = \min(20\text{cm}, 15n) = 20\text{cm}$$

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



Figure(3.9): Ferrailage de la longrine

CONCLUSION GENERALE

Dans notre travail nous avons rassemblé des informations très importantes, à comparer par les informations précédentes, après de résoudre des problèmes, concernant l'étude d'une structure en béton armé.

Après l'étude de ce travail on peut conclure que :

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement de leurs fondations sur lesquelles il repose. Pour cela, il faut bien étudier le sol choisi pour la réalisation, l'influence de ce dernier sur la conception de l'infrastructure et Pour le dimensionnement et le calcul des fondations, doit assurer la stabilité, durabilité et la sécurité de l'ouvrage à court et à long terme.











Pour déterminer les dimensionnements et les ferraillements adéquats des éléments structuraux il faut :

- Déterminer les charges et les sur charges que peut supporter chaque un des éléments structuraux.
- Calculer les dimensionnements des poteaux et des poutres en utilise des méthodes normalisé et puis comparer les résultats obtenue avec les conditions de l'R.P.A 99 version 2003.
- Déterminer les ferraillements pour chaque élément de structure.

L'étude de ce travail a été bénéfique vue qu'elle nous permet d'améliorer nos connaissances théorique concernant les bâtiments quand soumises aux sollicitations.

Enfin nous espérons que ce travail, soit un document utile et de référence pour les promotions en les prochains futurs pour faire face aux problèmes de calcul numérique, et un point de départ pour d'autres projets.

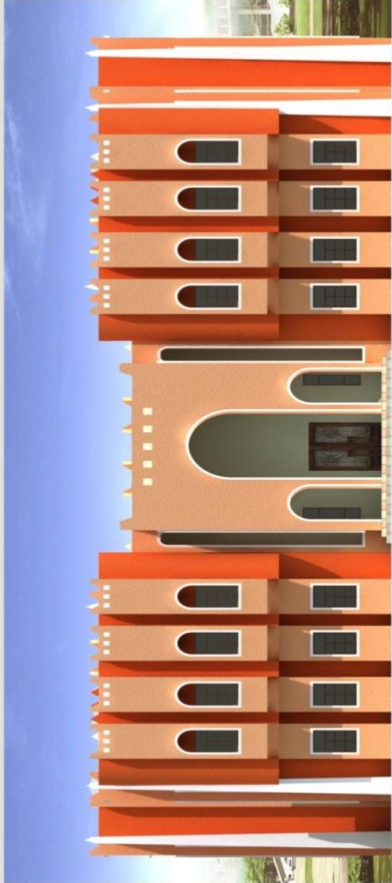
REFERENCES

-  [1]-JEAN PIERRE MOUGIN : "Cours de béton armé B.A.E.L.91: calcul des éléments simples et des structures en béton armé". Eyrolles, 1997
-  [2]-"Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93". Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-41.
-  [3]- Jean PERCHAT : « B.A.E.L.91 » : " Règles techniques de conception et de calcul et constructions des ouvrage en béton armé suivant la méthode des état limites". Eyrolles ,1993
-  [4]-"Règles parasismiques algériennes R.P.A99/version 2003" .Document technique réglementaire -D.T.R.-B.C.2-48.
-  [5]- M. BELAZOUGI : "Béton armé aux l'états limites".
-  [6]- Dirassat Sarl : "Guide pratique de SAP2000".
-  [8]- M-BELAZOUGUI : "Calcul des Ouvrages en Béton Armé".
-  [7]- Hamza et Fateh : Mémoire sur, "étude d'un bâtiment (R+9) ".
-  [8]- Baali -H et Alioua -H : Mémoire sur, "étude d'un logement (R+1) type duplexe à usage d'habitation et commercial"[2014].
-  [9]- Hadj Ahmed-F, Molay Omar-H et Omari-D : Mémoire sur," étude statique d'un ouvrage (R+2+sous sol) "[2011].

Annexes

Annexes 01.

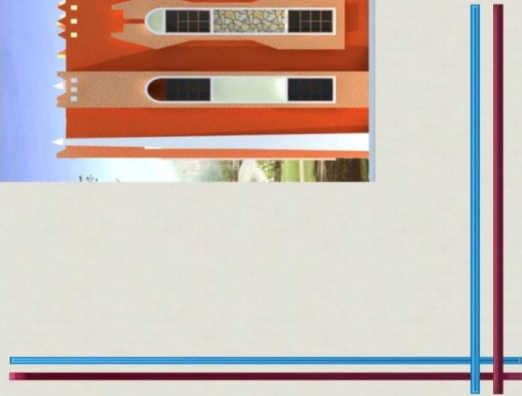
ETUDE ET SUIVI POUR LA REALISATION D'UNE NOUVEAU ANTENNE
DE L'ANSEJ A ADRAR



FACADE PRINCIPALE
ECH:1/100



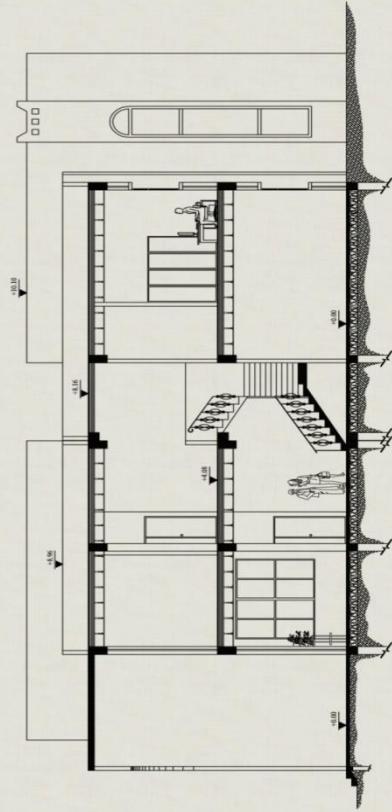
FACADE POSTERIEUR
ECH:1/100



ETUDE ET SUIVI POUR LA REALISATION D'UNE NOUVEAU ANTENNE
DE L'ANSEJ A ADRAR

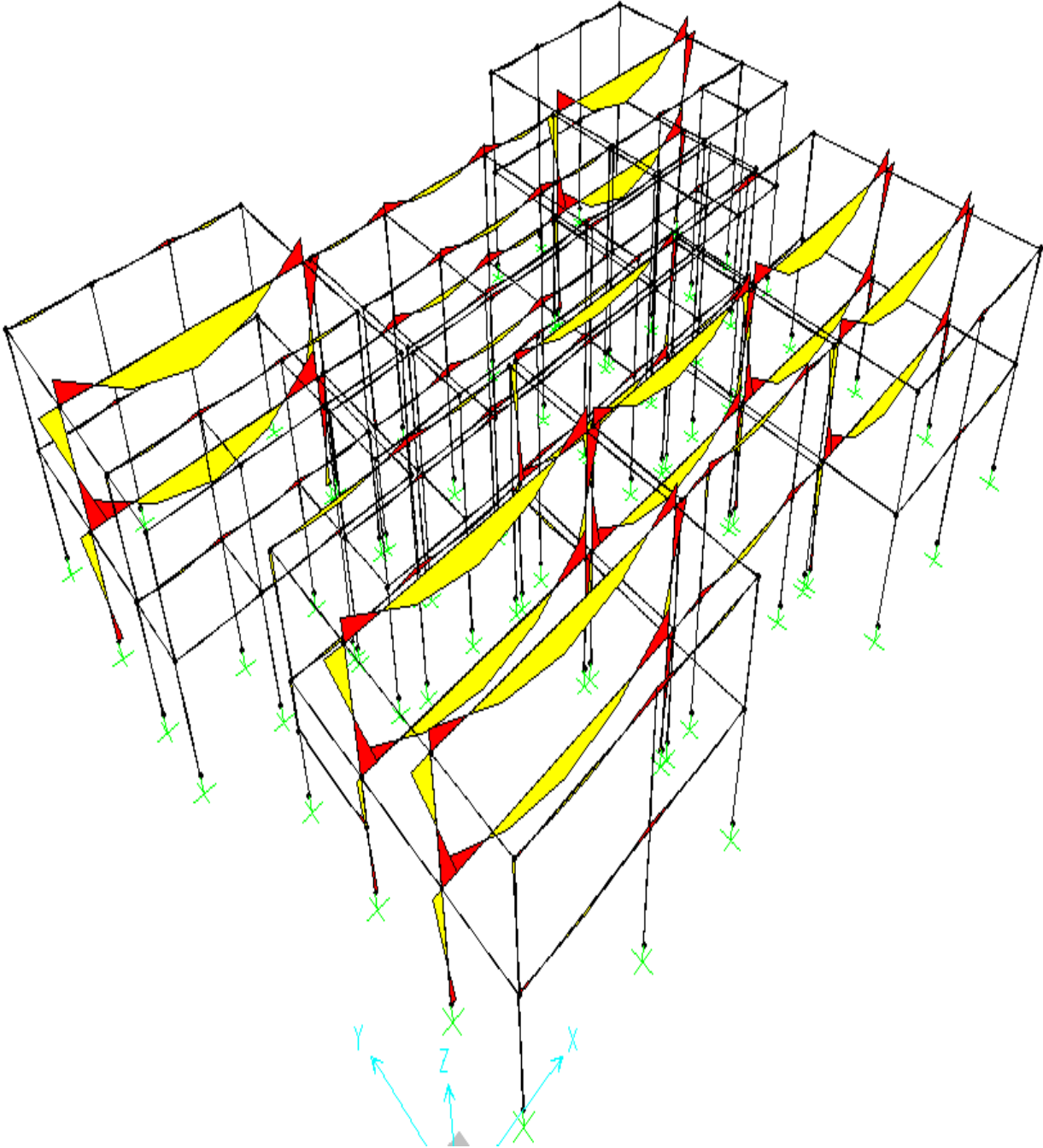


FACADE LATERALE DROITE ECH:1/100

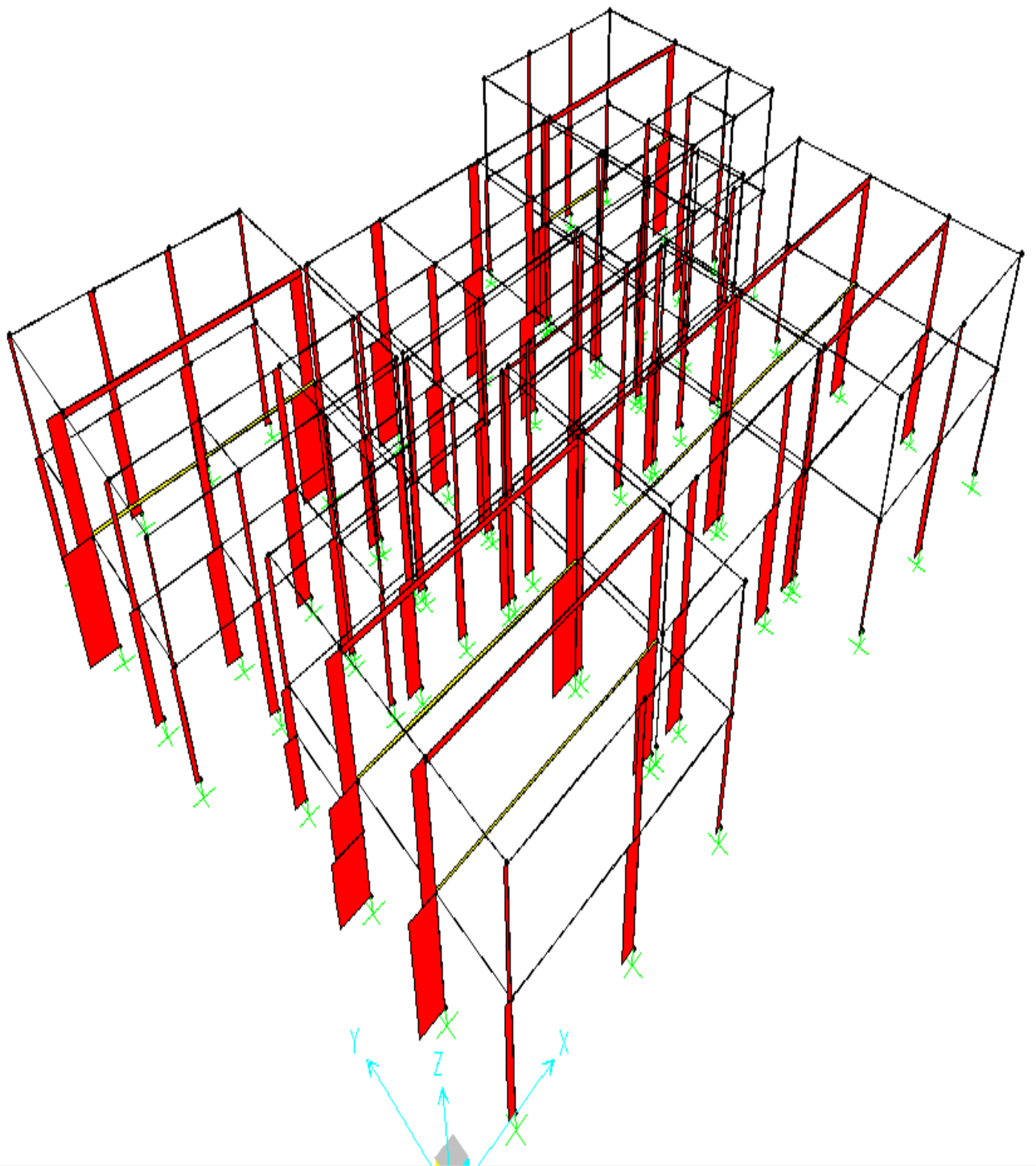


COUPE AA ECH:1/100

Annexe 05:moment fléchissant .



Annexe 06: les efforts normales



Annexe 07: les efforts tranchant

