

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

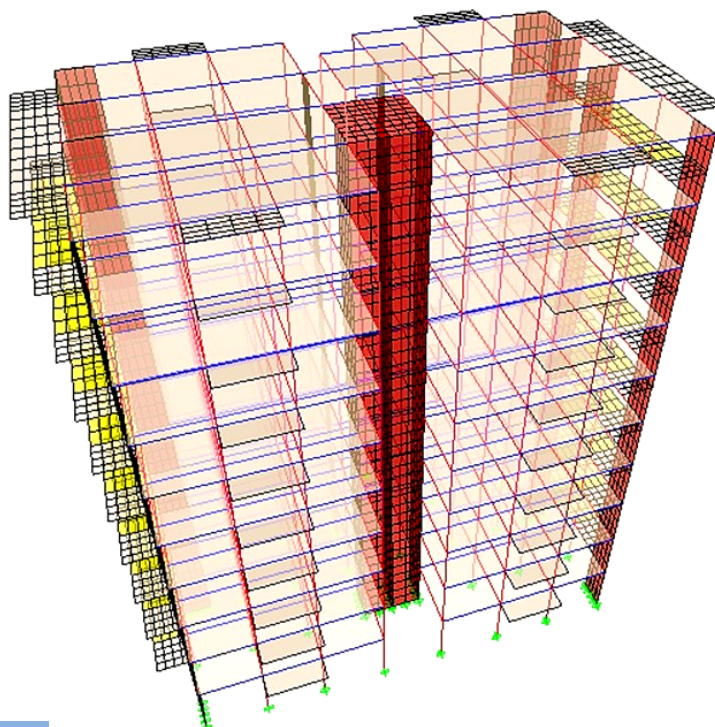


FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME MASTER EN GÉNIE CIVIL.
OPTION : CONSTRUCTIONS CIVILES & INDUSTRIELLES.

Thème

**Calcul D'UNE STRUCTURE RDC+9 ÉTAGES À USAGE
D'HABITATION, CONTREVENTÉE PAR VOILES ET PORTIQUES,
AVEC LE LOGICIEL ETABS**



Réalisé par

M. AKKOUL MASSIPSA
M. ALICHE HAKIM

Dirigé par

M. MANI

Promotion 2018/2019

REMERCIEMENTS

Au premier lieu, nous remercions Dieu le Tous Puissant de nous Avoir Donné la foi qui nous a guidée jusqu'à la réalisation et l'aboutissement de ce projet.

Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus distingués à nos chers parents pour leurs encouragements, leur patience et leur grand soutien durant toutes ces années d'études.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr MANI, de nous avoir fait l'honneur d'assurer l'encadrement de notre travail.

Nous remercions également les membres du jury d'avoir consacré leur temps à la lecture de ce projet de fin d'étude et d'accepter de juger et d'évaluer ce travail.

Nous sincères remerciements à l'ensemble des intervenants de l'Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, surtout nos enseignants qui ont été toujours là pour nous aider, merci pour tout le temps et la patience que vous nous avez accordé et la bonne explication qui nous a éclairé le chemin afin de réaliser notre mémoire.

Un grand merci à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'achèvement de ce travail.

DEDICACES

Je dédie ce travail :

À mes très chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction : ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

Merci infiniment

À mes chers frères : Mohamed, Djilali et Rachid

À mes chères sœurs : Fadhila et Lynda

À toute ma famille sans exception

À tous mes amis et particulièrement : Ghani, Miloud, Fatah, Merzouk, Rafik, Amel, Fatima, Nassima, Rebiha, Chahra, Samir, Lounes, Salim, Djidji.

À toute la promotion Génie Civil (2018/2019)

ALICHE HAKIM

DEDICACES

Je dédie ce travail :

À Mes très chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction : ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

À Mes chers Frères : KOULA , GORTA et SYPHAX

À Mes chères Sœurs : TAFLOU ET TINA

À toute ma Famille sans exception

À tous mes amis et particulièrement : GHANI, LOUNES, BRAHIM, MADJID, GHILAS , MAMEL, REBIHA, , FATI, LALAH, MILOUD, FTOUH ET KHALI AMAR

À toute la promotion de génie civil (2018/2019).

AKKOUL MASSIPSA

SOMMAIRE

Introduction générale

I- Introduction	2
I-1- Présentation de l'ouvrage	2
I-2- Caractéristiques géométriques du bâtiment :	2
I-3- Éléments de l'ouvrage :	2
I-3-1- Ossature :	2
I-3-2- Planchers :	3
I-3-3- Maçonnerie :	3
I-3-4- Escaliers :	3
I-3-5- Revêtement :	3
I-3-6- Système de coffrage :	4
I-4- Caractéristique mécanique des matériaux :	4
I-4-1- Béton :	4
I-4-2- Aciers :	8
II-1- Les planchers :	10
II-2 - Poutres :	11
II-3 - Les voiles :	13
II-4 - Les poteaux :	15
- Descente de charges :	16
Introduction	28
III.1 Calcul de l'acrotère	28
III.1.1 Définition	28
III.1.2 Calcul des sollicitations	28
III.1.3 Combinaison des efforts (BAEL91, art. art A.3.2.2)	30
III.1.4 Ferrailage de l'acrotère :	30
III.2 Calcul des plancher	38
III.2.1- Introduction :	38
III.2.2- Etude du ferrailage de la dalle de compression :	39
III.2.2.1- Étude des poutrelles :	40
III.2.3-méthode forfaitaire :	46
III.2.4- Calculs à L'ELU :	48
III.3. ETUDE DE BALCONS :	59
III.3.1 Introduction :	59
III.3.2 Détermination des charges est surcharges :	60
III.3.3 Combinaison de charges :	60
III.3.4 Ferrailage :	61
III.3.5 Les vérifications :	63
III-4. Calcul d'escaliers	68
III-4-1 Définition :	68

III-4-2 Terminologie :	68
III-4-3 Pré dimensionnement de l'escalier du 1er schéma statique :	69
III-4-4 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :	71
III-4-5- Détermination des sollicitations de calcul :	72
III-4-6 L'état limite ultime (ELU) : $(1,35G+1,5Q)$	73
III-4-6 Ferrailage :	79
III-4-7 L'état limite de service (ELS) :	83
III-4-8 Poutre palière:	94
III.5 Étude de la dalle salle machine.....	104
III.5.1 Introduction :	104
III.5.2 Dimensionnement :	105
III.5.3 Détermination des sollicitations :	106
III.5.4 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	106
III.5.5 Vérification à l'ELU :	110
III.5.6. Calcul à l'état limite de service (L'ELS):	112
III.5.7. Vérification à l'ELS :	115
IV.1 Introduction	117
IV.2 Description du logiciel ETABS.....	117
IV.3 Manuel d'utilisation de L'ETABS	118
IV.4 Étapes de modélisation	119
V.1 Introduction.....	139
V.2 Description du logiciel ETABS	139
VI.1 Ferrailages des poteaux.....	164
VI.1.1 Introduction	164
VI.1.2 Recommandations du (RPA 99/Article 7.4.2) pour le ferrailage des poteaux.....	164
VI.2 Ferrailage des poutres	173
VI.2.1 Introduction	173
VI.2.2 Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2) [13].....	173
VI.2.3 Calcul des armatures (ELU)	174
VI.2.4 Vérifications à l'ELU.....	178
VI.2.5 Vérifications à l'ELS	181
VII.3 Ferrailage des voiles	185
VI.3.1 Exposé de la méthode de calcul	185
VII.3.3 Vérifications.....	190
VII.3.4 Exemple de calcul.....	191
VII.1 Introduction :	201
VII.2 Types de fondations :	201
VII.3 Étude géotechnique du sol :	201
VII.4 Choix du type de fondation :	202
VII.5 Dimensionnement :	202

VII.6	Application :.....	204
VII.7	Étude du radier :.....	206
VII.8	Ferraillage du débord :.....	220
VII.9	Étude des nervures :.....	221

Conclusion générale

Liste des figures

Figure 1-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).....	7
Figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).....	8
Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier	9
Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux	10
Figure II.2: Dimensions de la poutre principale.....	13
Figure II.3 : Dimensions de la poutre secondaire	13
Figure II.4 : Coupe de voile en élévation	14
Figure II.5 : Coupe de voile en plan	14
Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse	16
Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant	17
Figure II.8 : Coupe verticale du mur double cloison	17
Fig. II.9: surface d'influence du poteau « E6 ».....	19
Figure III.1 Coupe transversale de l'acrotère	28
Figure III.2 Schéma statique de l'acrotère	28
Figure III.3 Diagramme des efforts internes	29
Figure III.4 Schéma de calcul de l'acrotère	31
Figure III.5 Ferrailage de l'acrotère	38
Figure III.6: Coupe verticale d'un plancher en corps creux.....	39
Figure III.7: Treillis soudés (20x20) cm ²	40
Figure III.8: Poutrelles.....	40
Figure III.10: Schéma statique de la travée la plus défavorable.	41
Figure III.9: Section d'étude de la poutrelle.....	41
Figure III. 11 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.....	42
Figure III.12:Surface revenant aux poutrelles.....	43
Figure III.13: Dimensions de la poutrelle.....	44
Figure III.14: Schéma statique de la poutrelle à L'ELU.	46
Figure III.15: diagramme des moments d'une poutre continue.....	48
Figure III.16: Diagramme des moments d'une poutre continue.....	50
Figure III.17: Diagramme des efforts tranchants.....	51
Figure III.18:Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.....	52
Figure III.19: Plan de ferrailage du plancher en corps creux.....	59
Figure III.20 : Schéma statique du chargement des balcons.....	59
Figure III.21: Bande d'un mètre de longueur.....	61
Figure III.22: plan de ferrailage du balcon.....	67
Figure III.23 Schéma de l'escalier	68
Figure III.24 Schéma statique	69
Figure III.25 Ferrailage en travée.....	103
Figure III.26 Ferrailage aux appuis d'une poutre palier.....	103
Figure III.27 Salle machine	104
Figure III.28 Schéma statique de la salle machine.....	105
Figure IV.1 Icône de l'application ETABS sur outils informatique.....	118
Figure IV.2 Choix des unités.....	119
Figure IV.3 Géométrie de base	119
Figure IV.4 Modification des longueurs des trames.....	120
Figure IV.5 Modification des hauteurs des étages.....	121
Figure IV.6 Représentation de la structure en 2D et 3D	122

Figure IV.7	Introduction des propriétés mécanique du béton.....	122
Figure IV. 8	Introduction des dimensions des poutres/poteaux.....	123
Figure IV.9	Introduction des dimensions des voiles.....	124
Figure IV. 10	Introduction des dimensions des dalles plaines.....	124
Figure IV.11	Introduction des propriétés mécanique du béton pour le bardage.....	125
Figure IV.12	Définition des charges d'exploitations G et Q.....	126
Figure IV.13	Introduction du spectre de réponse.....	127
Figure IV.14	Définition du chargement EX et EY (séisme).....	127
Figure IV.15	Introduction des combinaisons d'actions.....	128
Figure IV. 16	Introduction de la masse source	129
Figure IV.17	Dessin des poteaux.....	129
Figure IV. 18	Dessin des poutres.....	130
Figure IV.19	Dessin des voiles	131
Figure IV.20	Dessin des dalles pleines.....	131
Figure IV.21	Dessin des planchers	132
Figure IV.22	Encastrement de la base de structure.....	132
Figure IV.23	Vue de la structure en 3D.....	133
Figure IV.24	Chargement de la dalle pleine	134
Figure IV.25	Diaphragme de RDC	135
Figure IV.26	Introduction de nombre de mode.....	135
Figure IV.27	Analyse de la structure.....	136
Figure IV.28	Déplacement de la structure selon le mode 1	136
Figure IV.29	Déplacement de la structure selon le mode 2	136
Figure IV.30	Déplacement de la structure selon le mode 3	137
Figure V.1	Déplacement maximal selon x-x et y-y.....	159
Figure VII.1 :	dimensionnement d'une semelle isolée	202
Figure VII.2 :	schéma des efforts et des moments appliqués sur la semelle.....	204
Figure VII.3 :	Diagramme des contraintes.....	210
Figure VII.4	Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	212
Figure VII.5	schéma du panneau le plus sollicité.....	214
Figure VII.6 :	schéma statique du débord.....	220
Figure VII.8:	Présentation des chargements simplifiés.....	222
Figures VII.9:	Répartition triangulaire.....	222
Figure VI.10:	diagramme de chargements des nervures à L'ELU (sens longitudinal).....	226
Figure VI.11:	diagramme des moments fléchissant a l'ELU (sens longitudinal).....	226
Figure VI.12:	diagramme de chargements des nervures a l'ELS (sens longitudinal).....	226
Figure VI.13 :	diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).....	227
Figure VI.15:	diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens longitudinal).....	227
Figure VI.17 :	diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens longitudinal).....	227
Figure VI.18:	diagramme de chargements des nervures a l'ELU (sens transversal).....	228
Figure VI.19 :	diagramme des moments fléchissant a l'ELU (sens transversal).....	228
Figure VI.20:	diagramme de chargements des nervures a l'ELS (sens transversal).....	228
Figure VI. 21:	diagramme des moments fléchissant a l'ELS (sens transversal).....	229
Figure VI.23:	diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens transversal).....	229
Figure VI.24 :	diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens transversal).....	229

Liste des tableaux

Tableau III. 1: La charge permanente revenant au balcon .	60
Tableau VI.1 caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle	164
Tableau VI.2 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA	165
Tableau VI.3 Détermination des armatures longitudinales des poteaux	167
Tableau VI.4 Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux	168
Tableau VI.5 Détermination des armatures transversales	169
Tableau VI.6 Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux	171
Tableau VI.7 Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux	172
Tableau VI.8 Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres	174
Tableau VI.9 Détermination des armatures longitudinales des poutres principales	177
Tableau 10 Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires	177
Tableau VI.11 Condition de non fragilité du béton de la section minimale.	181
Tableau VI.12: Moments à l'ELS.	182
Tableau 13: Vérifications des contraintes à l'ELS.	183
Tableau 14: Caractéristiques géométriques	191
Tableau VI.15: Ferrailage adopté.	193
Tableau VI.17: Ferrailage des voiles longitudinaux VL2 :	195
Tableau VI.18: Ferrailage des voiles longitudinaux VL3 :	196
Tableau VI.19: Ferrailage des voiles transversaux VT1 :	197
Tableau VI.20: Ferrailage des voiles transversaux VT2 :	198
Tableau VI.21: Ferrailage des voiles transversaux VT3 :	199
Tableau VI.22: Ferrailage des voiles transversaux VT4 :	200
Tableau VII.1: Sens longitudinal	203
Tableau VII.2: Sens transversal	203
Tableau VI.3: Résultante des forces appliquées sur les poteaux (file longitudinale).	204
Tableau VII.4 : Vérification de la condition de non fragilité	217
Tableau VII.6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).	224
Tableau VII.7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).	225

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née de besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue comme une alternative à même de tenir compte de cette nouvelle exigence.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation. Cette étude nous doit permettre d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

Pour répondre à la problématique posée, notre démarche s'articule autour de sept chapitres.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré-dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Une fois que la disposition des voiles est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse de RPA99 version 2003. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre six. L'étude des fondations fera l'objet du septième chapitre.

Tous les calculs ont été menés en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment le BAEL91modifié 99 et le RPA99 version 2003.

CHAPITRE 1

Présentation et description de l'ouvrage

I- Introduction

Un bâtiment à usage d'habitation doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation, et nos calculs vérifiés aux règlements en vigueur de RPA 99 (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifié 99.

I-1- Présentation de l'ouvrage

Notre étude va comporter sur une tour en **(R + 9)** à usage d'habitation implantée à **TIZI - OUZOU** classée zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le **RPA 99 modifié en 2003**, composé de :

- **RDC** à usage d'habitation.
- Neufs **(09)** étages courants à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages est assuré par la cage d'escalier et un ascenseur.

I-2- Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Hauteur total.....	30.60 m
Longueur total.....	27.95 m
Largeur total.....	14.80 m
Hauteur des étages courants.....	3.06 m
Hauteur du RDC.....	3.06 m
Hauteur de l'acrotère	0.60 m

I-3- Éléments de l'ouvrage :

I-3-1- Ossature :

L'ossature du bâtiment est mixte constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé ayant pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment.

I-3-2- Planchers :

Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

I-3-2- 1- Plancher en corps creux :

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

❖ **Fonction de résistance mécanique:** les planchers supportent leurs poids propre et les surcharges d'exploitation.

❖ **Fonction d'isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquée sur place à l'exception des balcons qui sont réalisés en dalle pleine destinée à limiter les étages et a supporter les revêtements du sol. Le plancher terrasse et inaccessible avec une pente de **1,5%** qui facilite l'écoulement des eaux.

I-3-2-2- Dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de la salle machine.

I-3-3- Maçonnerie :

- ❖ **Les murs extérieures** : sont réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm $(10+5+10)=25$ cm.
- ❖ **Les murs de séparation intérieure** : seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

I-3-4- Escaliers :

C'est un ouvrage qui permet de relier entre les différents niveaux de la construction. Notre escalier se comporte de trois types d'escalier ; palier de repos à paillasse adjacente coulés sur place en béton armé et d'un ascenseur.

I-3-5- Revêtement :

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalierenduit ciment.
- Mur intérieure + plafond..... enduit plâtre.

- Salle d'eau+cuisine.....céramique.
- Espace habitable.....dalle de sol+ seuil en marbre.

I-3-6- Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les poteaux.

I-4- Caractéristique mécanique des matériaux :

Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le **Béton + Acier**, qui doivent rependre au RPA 99 version 2003 ainsi que les règles du Béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

I-4-1- Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m³** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

A titre indicatif, nous avons pour **1m³** de béton armé:

I-4-1-1- Granulats :

Sable propre.....380 à 450cm³ ($D_g \leq 5\text{mm}$).

Gravier750 à 850 cm³ ($D_g \leq 25\text{mm}$)

Dosage de ciment CPJ 325.....300 à 400 kg.

Eau de gâchage150 à 200 l.

La réalité pratique conduit vers le rapport $\frac{Eau}{Ciment} \left(\frac{E}{C} \right) = 0.5$

I-4-1-2- Resistance caractéristique du béton :

on peut définir deux types de résistances.

a) Resistance caractéristique à la compression :

le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté **fc₂₈** ,

qu'on détermine après un essai de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (**16x32**) et cela après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend **fc₂₈ = 25 MPa**.

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

b) Résistance caractéristique à la traction :

A l'âge « j » jours notés **ft_j** donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa (BAEL 91, Art. A.2.1, 12)}$$

On prend **f_{cj} = 25 MPa**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times (25) \quad \Rightarrow \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

I-4-1-3- Module de déformation longitudinale du béton :

a) Module d'élasticité instantanée : sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « **E_{ij}** » est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{.....pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa. (BAEL 91, Art .2.1, 22).}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

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

b) Module d'élasticité différée :

on l'utilise pour les charges de longues durées (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le **retrait** et le **fluage** ; on considère dans les calculs que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté **Ev_j**, il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22)}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

I-4-1- 4- Module de déformation transversal du béton :

Il est noté « **G** », il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3}).$$

Avec : $\rightarrow E$: module de Young.

$\rightarrow \nu$: Coefficient de poisson.

Coefficient de poisson (ν): (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3), c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{à ELU.} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{à ELS.} \end{cases}$$

I-4-1- 5- Contraintes limites : elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

a) Etat Limite Ultime (ELU) : Correspond à la perte d'équilibre (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine.

La contrainte limite à la compression notée « f_{bc} » est par

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41}).$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les situation courantes.} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations} \\ \text{accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient dépendant de durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$$\clubsuit \theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$$

♣ $\theta = 0.9 \rightarrow 1h \leq t \leq 24h$.

♣ $\theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1h$.

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à $j = 28$ jours en situation courante on aura :

$$fbc = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Le coefficient « 0.85 » en numérateur et θ en dénominateur a pour objet de tenir compte de la résistance du béton qui est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU, c'est un diagramme nom linéaire dit parabole – rectangle).

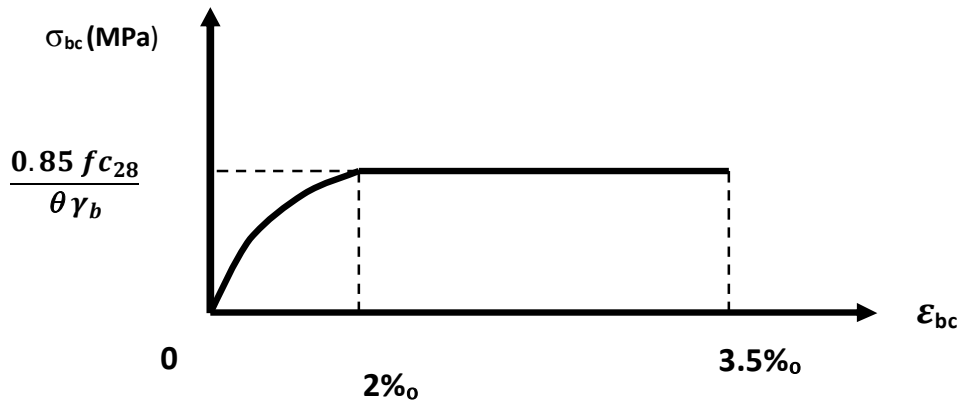


Figure 1-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

b) Contrainte de cisaillement (τ_u) : elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \times d} \quad (\text{BAEL 91, Art A.5.1.21}).$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min\{0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$

c) Contrainte limite de service (ELS) :

C'est l'état au delà duquel les conditions normales d'exploitation et de la durabilité ne sont plus satisfaites.

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.5, 2})$$

Avec : $\overline{\sigma}_b$: Contrainte admissible à ELS.

A j = 28 jours ; $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}.$

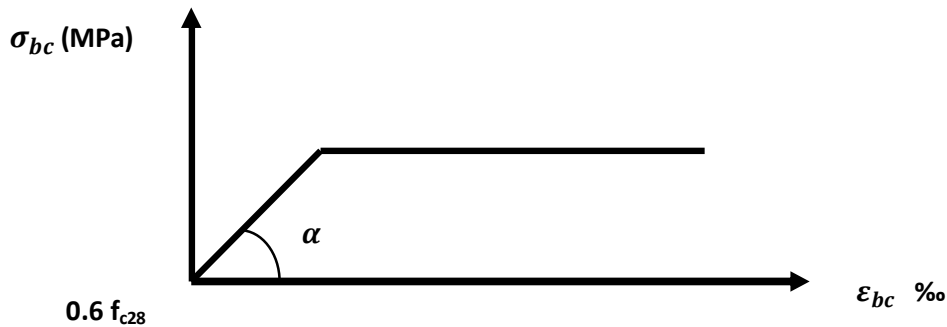


Figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

I-4-2- Aciers :

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- ✓ **Les aciers à haute adhérence** : FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).
- ✓ **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type TS520.

I-4-2- 1- **Module de déformation longitudinale** :

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égale à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1}).$$

I-4-2-2- Contrainte limite :a) Contrainte limite ultime :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ Art.2.1. 3}).$$

Avec : σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{pour les situation accidentelles.} \end{cases}$

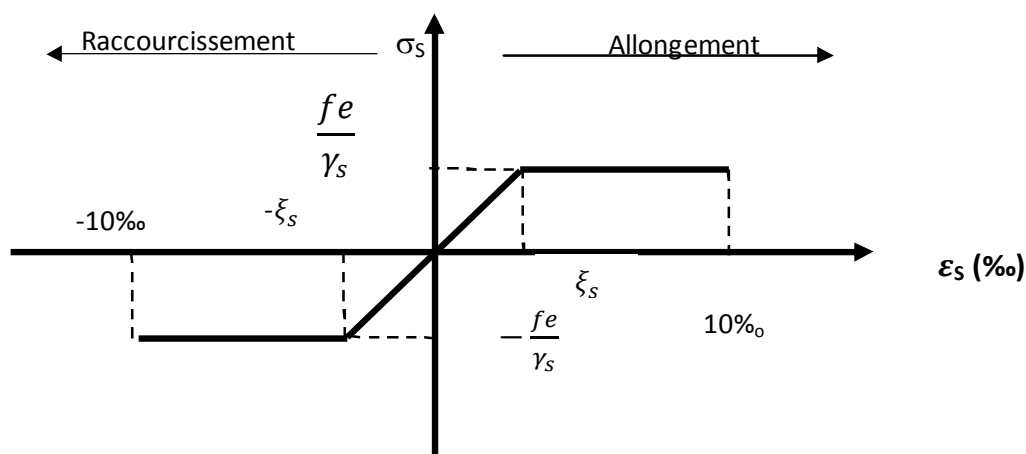


Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Remarque :

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

Type d'acier	Nomination	Symbol e	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Resistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
H A	Haute Adhérence FeE 400	H A	400	400	14‰	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 520 ($\phi < 6$)	TS TL	550	550	8‰	1.3	1

a) Contrainte limite de service :

Etat limite d'ouverture de fissuration : Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

- ❖ **Fissuration peu nuisible** : (BAEL 91/ Art A.4.5, 32), cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99/ A.4.5, 32})$$

- ❖ **Fissuration préjudiciable** : (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33)

$$\overline{\sigma_s} = \min (2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ (MPa)}.$$

η : coefficient de fissuration ; $\eta = 1.6$pour les HA si $\phi \geq 6$ mm.

$\eta = 1.3$pour les HA si $\phi \leq 6$ mm.

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Pour les HA 400 et HA 500}$$

- ❖ **Fissuration très préjudiciable** : (BAEL91 modifiée 99/A.4.5, 34)

La fissuration est considéré comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

I-4-2-3- Protection des aciers : (BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4)

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs ainsi qu'avoir un bétonnage correct, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **c ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c ≥ 3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **c ≥ 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Caractéristique du sol :

La contrainte admissible du sol en cette structure est prise égale à :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

Dans notre structure on prend un enrobage : C = 2,5 cm.

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments

Le prédimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la construction (poutres, poteaux, plancher et voiles).

Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le **RPA99 version 2003**.

I-1- Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment, il assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leurs tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique. Cette fonction peut être assurée par une étanchéité multicouches contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits ferrailée en treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé disposées suivant la petite portée.

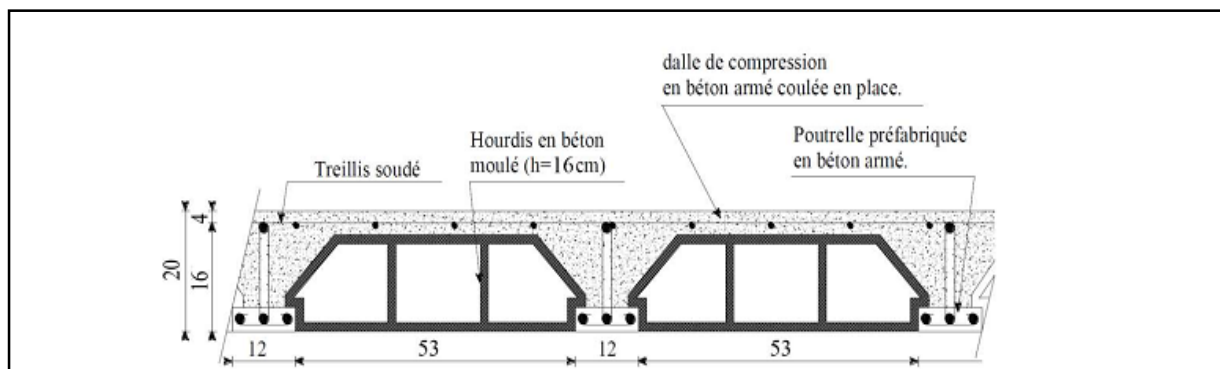


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur totale du plancher notée « h_{tp} » est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec: L_{\max} : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_{tp} : hauteur totale du plancher.

Dans notre cas : $L_{\max} = 3.75 - 0.25 = 3.5\text{m}$

Ce qui nous donne : $h_{tp} = 350 / 22.5 = 15.55 \text{ cm}$.

On opte pour un plancher **(16+4) cm** et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm**.
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm**.

I-2 - Poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- **Hauteur** « ht » : $\frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- **Largeur** « b » : $0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$

Avec : L_{\max} : distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (Art 7.5.1) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

I-1-1- Poutres principales :

$$L_{\max} = 375 - 25 = 350 \text{ cm}$$

La hauteur : $350/15 \leq ht \leq 350/10$

$$23.33 \leq ht \leq 35 \Rightarrow \text{ht} = 35 \text{ cm.}$$

La largeur : $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$

$$14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow b = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :**

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

La section de la poutre principale **$(b \times h_t) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$** .

I-1- 2- Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm.}$$

La hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_t = 30 \text{ cm.}$

$$21.66 \leq h_t \leq 32.5$$

La largeur : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

$$14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow b = 25 \text{ cm.}$$

Donc : la section de la poutre secondaire est **$(b \times h_t) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$** .

➤ **Vérification des exigences :**

- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 1.4 \leq 4 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

→ Poutres principales : **$(25 \times 35) \text{ cm}^2$** .

→ Poutres secondaires : **$(25 \times 30) \text{ cm}^2$** .

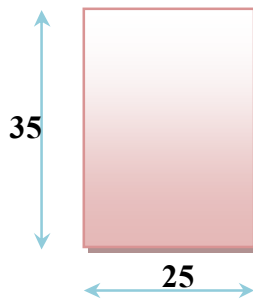


Figure II.2 : Dimensions de la poutre principale

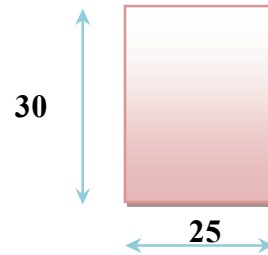


Figure II.3: Dimensions de la poutre secondaire

I-3 - Les voiles :

I-3 -1- Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99) :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

I-3 -2- L'épaisseur du voile (ep) : Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (**he**) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

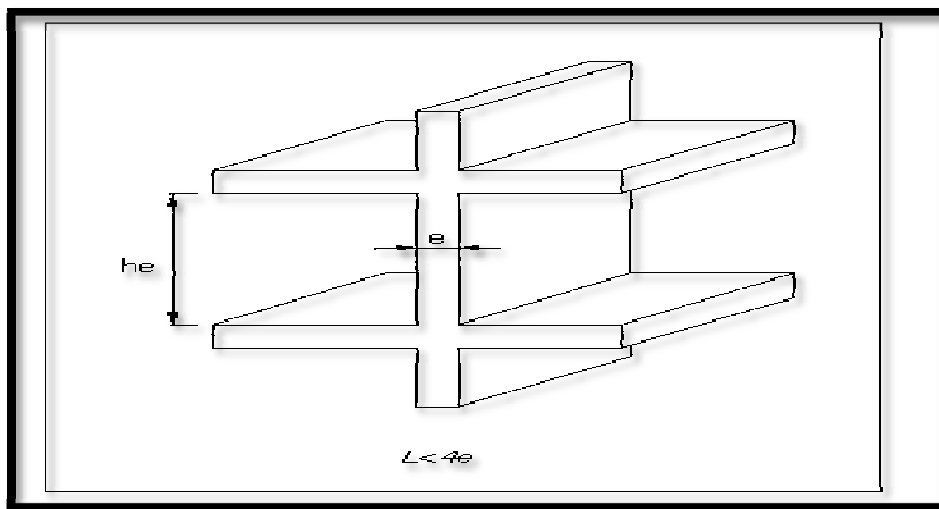


Figure II.4 : Coupe de voile en élévation

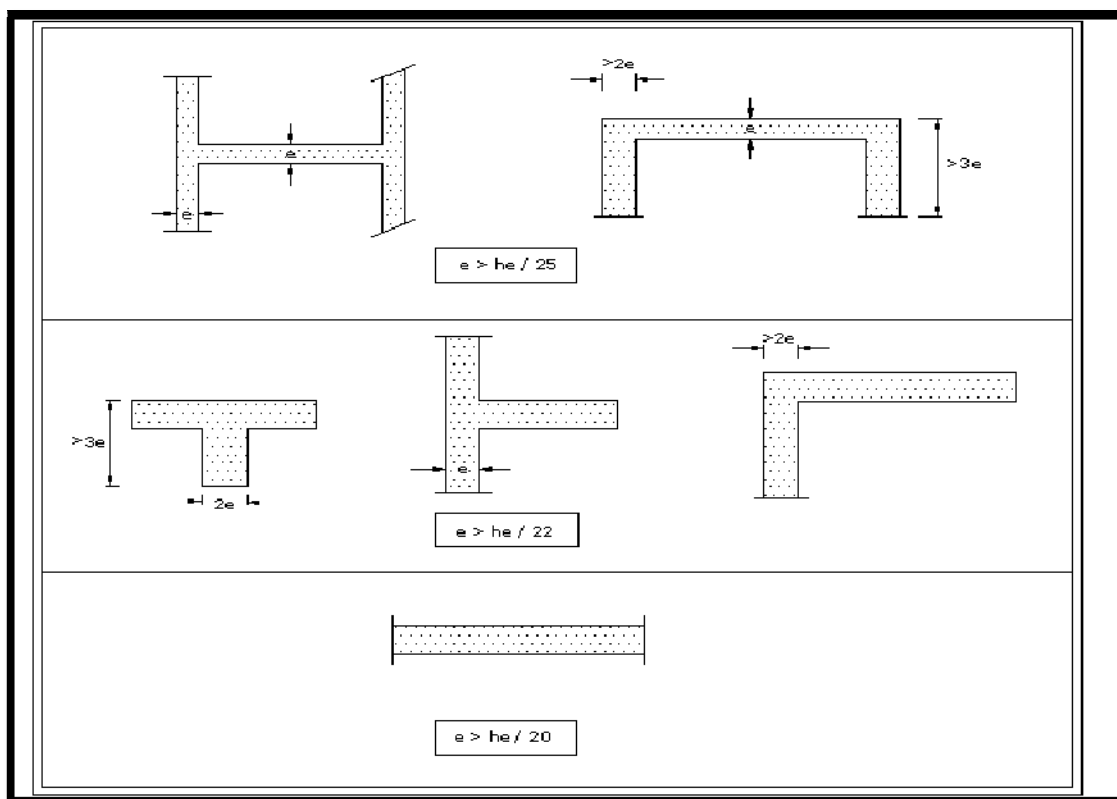


Figure II.5 : Coupe de voile en plan

$$a \geq \frac{he}{20} \quad ; \quad \text{Avec :} \quad he = h - ep \quad \text{et} \quad ep : \text{hauteur de la poutre principale.}$$

$$he = 306 - 35 = 271 \text{ cm.}$$

CAS 3: $a \geq h_e / 20 = 271 / 20 = 13.55 \text{ cm.}$

he: la hauteur libre max d'étage (**he = 271 cm**).

On prend : **ep = 20 cm.**

❖ **Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1):**

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} = 4 \times a \quad \Rightarrow \quad L_{\min} = 100 \geq 4 \times 20 = 80 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec : L_{\min} : la portée minimale d'un voile.

a : épaisseur du voile.

I-4 - Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple N_s , en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Ns : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

$$\sigma_{sol} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

L'effort normal « Ns » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91.

II - Descente de charges :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

II-1- Charges permanentes :

a) Plancher terrasse (inaccessible) :

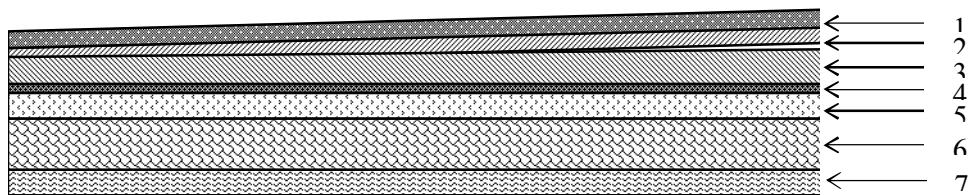


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente Gt du plancher terrasse.

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	1.5	1.00
2. Etanchéité multicouches	5	0.12
3. Béton en forme de pente	7	1.55
4. Feuille de polyane	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	5	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	0.2
		Gt = 5.84 KN/ m².

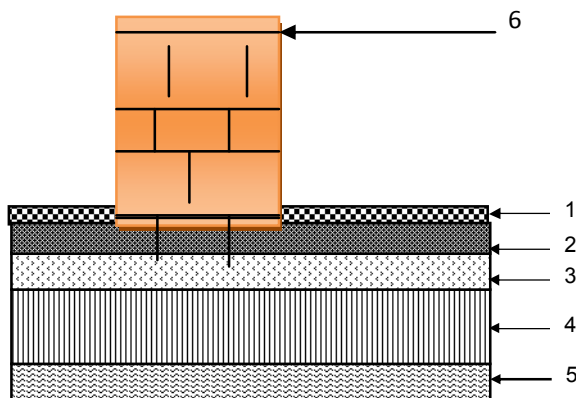
b) Plancher étage courant :

Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle en corps creux	(16+4)	2.80
5. Enduit de plâtre	2	0.20
6. Cloison	10	0.90
		Gt = 5.50

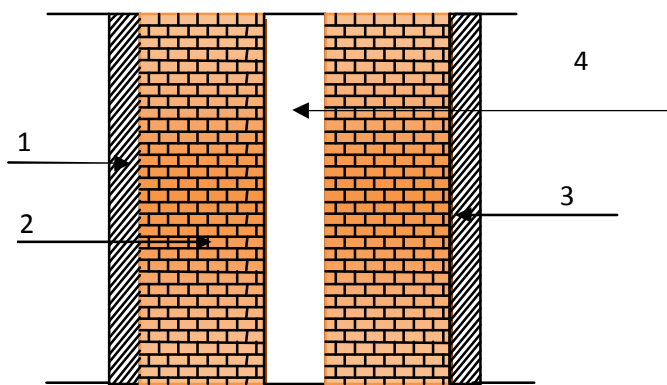
c) Maçonnerie :Mur extérieur :

Figure II.8 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II.3 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	2	0.36
2. Brique creuse	2x10	2x0.9 = 1.8
3. Enduit plâtre	2	0.20
4. Lane d'aire	5	/
		Gt = 2.36

Mur intérieur :

Tableau II4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
enduit plâtre	2x2	2x0.2 = 0.4
Brique creuse	10	0.9
		Gt = 1.3

d) Dalle pleine (balcon) :

Tableau II.5 : valeur de la charge de la dalle pleine (balcon).

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle pleine en béton armé	15	3.75
5. Mortier de ciment	2	0.2
		Gt = 5.55

II-2- Les surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible → $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation → $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher à usage bureau → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Balcons → $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère → $Q = 1.00 \text{ KN/m}$
- Escalier → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

III - Descente de charge :**III- 1- Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est « E5''

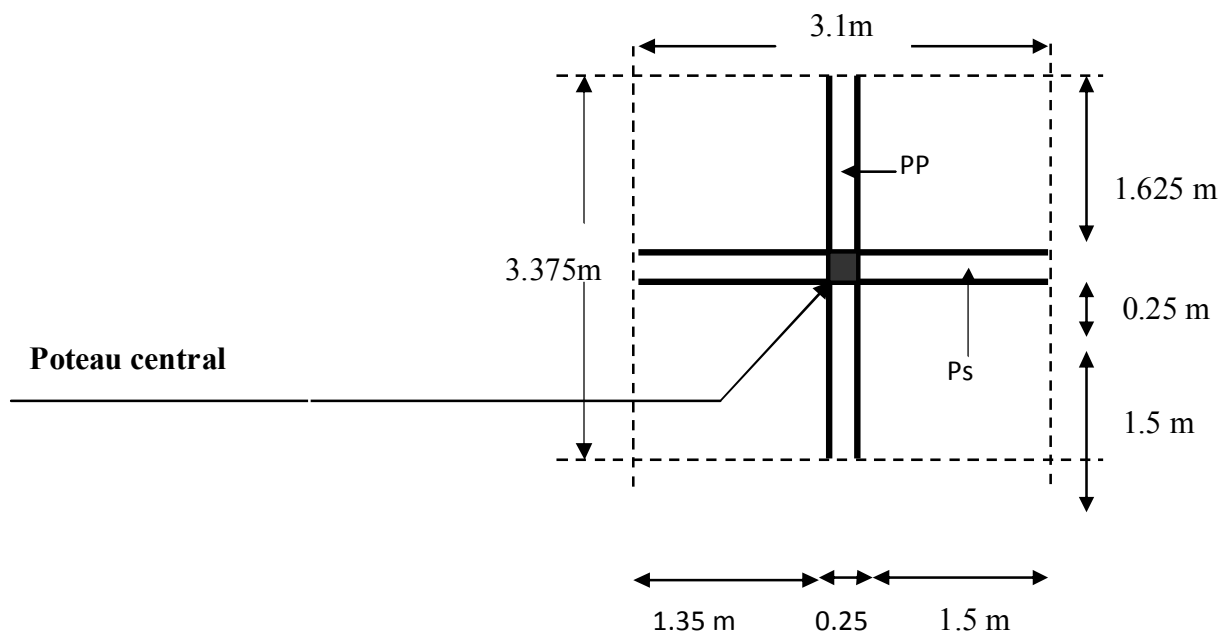
a. Surface d'influence :

Fig. II.9: surface d'influence du poteau « E6 »

- Section nette :

$$S_n = (1.625+1.5) \times (1.35+1.5)$$

$$S_n = 8.90 \text{ m}^2$$

- Section brute :

$$S_b = 3.1 \times 3.375$$

$$S_b = 10.46 \text{ m}^2.$$

b. Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $G_t = 5.84 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage courant : $G_t = 5.50 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher RDC : $G_t = 5.50 \text{ KN/m}^2$.

c. Poids revenant à chaque plancher :

$$\text{Poids du plancher } P = G \times S.$$

- Plancher terrasse :

$$P = 5.84 \times 8.90 = 51.98 \text{ KN}.$$

- Plancher étage :

$$P = 5.50 \times 8.90 = 48.95 \text{ KN}.$$

d. Poids propre revenant à chaque poutre :

- Poutres principales :

$$P = (0.25 \times 0.35) \times 25 \times 3.125 = 6.83 \text{ KN}.$$

- Poutres secondaires :

$$P = (0.25 \times 0.30) \times 25 \times 2.85 = 5.34 \text{ KN}.$$

D'où le poids totale :

$$P = 6.83 + 5.34$$

Ce qui donne : **$P = 12.17 \text{ KN}$.**

e. Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse $Q_0 = 1.00 \times 8.90 = 9.8 \text{ KN}$.
- Plancher étage courant $Q_1, Q_2, Q_3 = \dots = Q_9 = 1.50 \times 8.90 = 13.35 \text{ KN}$.
- Plancher RDC : $Q_{10} = 2.5 \times 8.90 = 22.25 \text{ KN}$.

f. Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\begin{cases} b = 25 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- Poids de poteaux de étage courant :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ KN}.$$

- Poids de poteau du RDC :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ KN}.$$

III -2 - Loi de dégression de charge :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad ; \text{ Pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

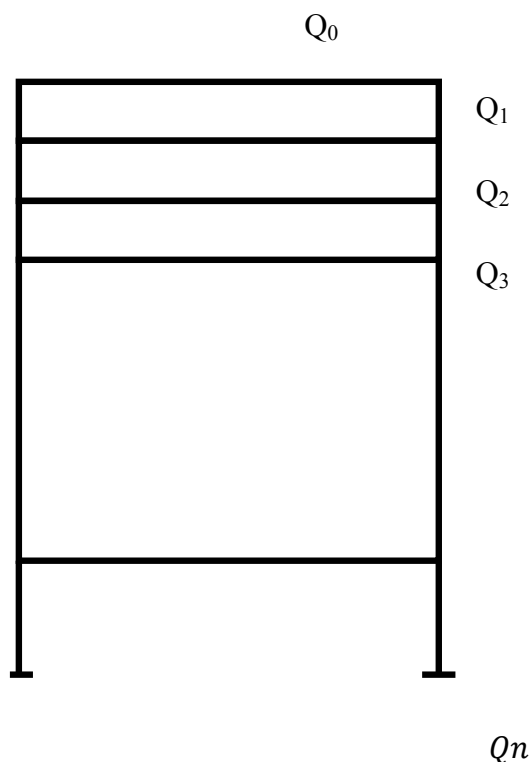
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$$

$$n \geq 5$$



III -3 - Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	TERRASSE	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67	0.65

Les surcharges cumulées :

Niveau TER : $Q_0 = 8.9 \text{ KN}$.

Niveau 09 : $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 22.15 \text{ KN}$.

Niveau 08 : $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 34.265 \text{ KN}$.

Niveau 07 : $Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 44.945 \text{ KN}$.

Niveau 06 : $Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 54.29 \text{ KN}$.

Niveau 05 : $Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 62.3 \text{ KN}$.

Niveau 04 : $Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 68.975 \text{ KN}$.

Niveau 03 : $Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 71.249 \text{ KN}$.

Niveau 02 : $Q_8 = Q_0 + 0.69 (8Q_1) = 82.592 \text{ KN}$.

Niveau 1 : $Q_9 = Q_0 + 0.67 (9Q_1) = 89.4 \text{ KN}$.

Niveau RDC : $Q_{RDC/9} = Q_0 + 0.65 (9Q_1 + Q_{10}) = 101.46 \text{ KN}$.

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vue la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de **RPA99 (version 2003)** suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{en zone IIa.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Tableau II.6 : récapitulatif de la descente de charge.

NIVEAUX	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	Q _i	Q _{cum}		Section trouvée	Section adoptée
10	51.98	12.17	/	64.15	64.15	8.9	8.9	73.05	48.7	30x30
9	48.95	12.17	4.781	65.901	130.051	22.25	31.15	161.201	107.467	30x30
8	48.95	12.17	4.781	65.901	195.952	34.265	65.415	261.367	174.245	30x30
7	48.95	12.17	4.781	65.901	261.853	44.945	110.36	372.213	248.142	35x35
6	48.95	12.17	4.781	65.901	327.754	54.29	164.65	492.404	328.269	35x35
5	48.95	12.17	4.781	65.901	393.655	62.3	226.95	620.605	413.737	35x35
4	48.95	12.17	4.781	65.901	459.556	68.975	295.925	755.481	503.654	35x35
3	48.95	12.17	4.781	65.901	525.457	71.249	367.174	892.631	595.087	40x40
2	48.95	12.17	4.781	65.901	591.358	82.592	449.766	1041.124	694.083	40x40
1	48.95	12.17	4.781	65.901	657.259	89.4	539.166	1196.425	797.617	40x40
RDC	48.95	12.17	6.89	68.01	725.269	101.46	640.626	1365.895	910.597	40x40

Vérification relative aux coffrages :

(RPA 99 VERSION 2003 / ART 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (**he**) en une seule fois. Et les dés décollage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } h_e : \text{ est la hauteur libre du poteau.}$$

✓ **Poteau (30x30)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 30 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) = 30 \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \\ 1/4 < 30/30 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau (35x35)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 35 \geq 25 \\ \text{Min}(b, h) = 35 \geq 15.3 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau (40x40)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 40 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) = 40 \geq 15.3 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

Vérification au flambement :

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b^4/12$

B : section transversal du poteau ($B = b^2$)

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{l_0}{b}$$

$$\lambda = 2.42 \frac{l_0}{h}$$

$$\rightarrow \text{Poteau (30 x 30)} \dots \lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.30 = 24.684 < 50$$

$$\rightarrow \text{Poteau (35 x 35)} \dots \lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.35 = 21.158 < 50$$

$$\rightarrow \text{Poteau (40 x 40)} \dots \lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.40 = 18.513 < 50$$

$$\rightarrow \text{Poteau RDC (40 x 40)} \dots \lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.40 = 18.513 < 50$$

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

CHAPITRE III

Calcul des éléments

Introduction

Dans le présent chapitre nous calculerons les éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et les balcons.

Le calcul de ces éléments s'effectuera suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique algérien **RPA99**, version 2003.

III.1 Calcul de l'acrotère

III.1.1 Définition

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, il sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

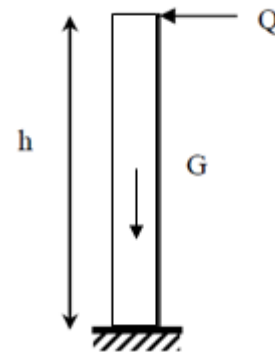
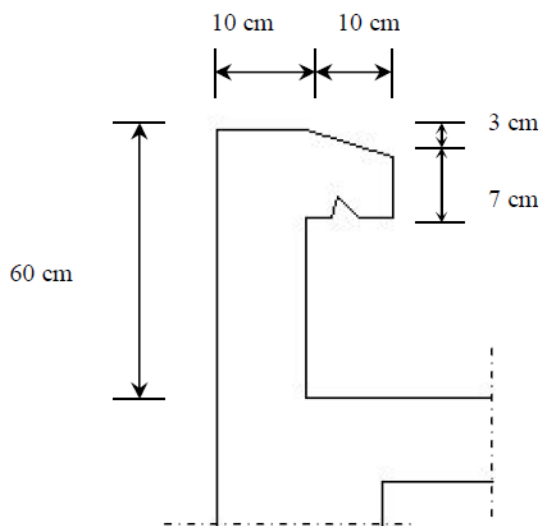


Figure III.1 Coupe transversale de l'acrotère **Figure III.2** Schéma statique de l'acrotère

III.1.2 Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

a) Inventaire des charges**➤ Poids propre « G »**

$$G = \rho \times S \times 1ml \rightarrow G = 25 \times S$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,6 \right] = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

➤ Surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante)

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

b) Les efforts internes**b.1) Effort normal dû au poids propre « G »**

$$N_G = G \times 1ml = 1,7125 \text{ KN.}$$

b.2) Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q »

$$M_Q = Q \times H \times 1ml = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

b.3) Effort tranchant dû à la main courante « Q »

$$T_Q = Q \times 1ml = 1 \text{ KNm}$$

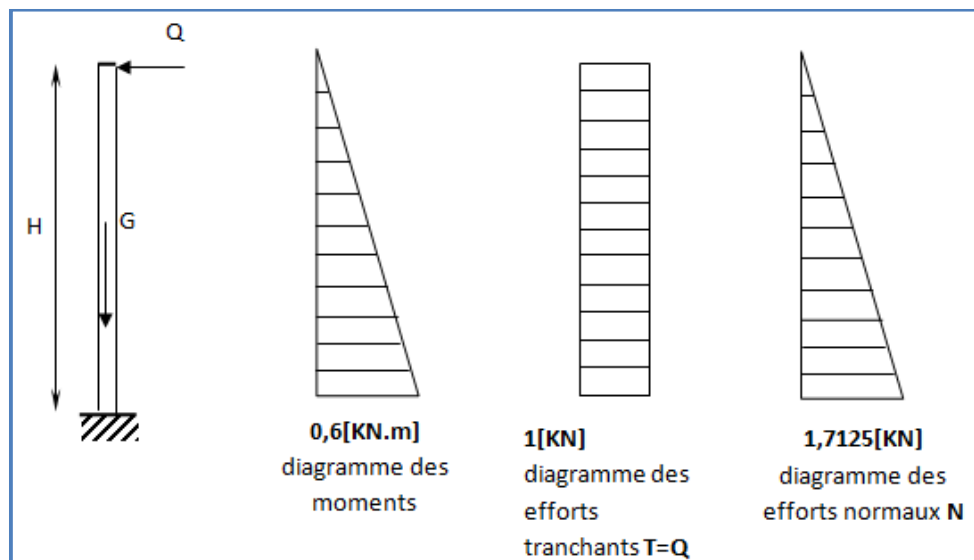


Figure III.3 Diagramme des efforts internes

III.1.3 Combinaison des efforts (BAEL91, art. art A.3.2.2)**III.1.3.1 à l'état limite ultime (ELU)****➤ Effort normal**

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q \rightarrow N_U = 1,35 \times 1,7125$$

$$N_u = 2,312 \text{ [KN]}.$$

➤ Moment de renversement

$$M_U = 1,35M_G + 1,5M_Q \rightarrow M_U = 1,5 \times 0,6$$

$$M_U = 0,9 \text{ [KN.m]}$$

➤ Effort tranchant

$$T_U = 1,5 \times T_Q \rightarrow T_U = 1,5 \times 1$$

$$T_U = 1,5 \text{ [KN]}$$

III.1.3.2 à l'état limite de service (ELS)**➤ Effort normal**

$$N_S = N_G + N_Q \rightarrow N_S = 1,7125 + 0$$

$$N_S = 1,7125 \text{ [KN]}$$

➤ Moment de renversement

$$M_S = M_G + M_Q \rightarrow M_S = 0 + 0,6$$

$$M_S = 0,6 \text{ [KN.m]}$$

➤ Effort tranchant :

$$T_S = T_Q \rightarrow T_S = 1 \text{ [KN]}$$

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $B = 100 \text{ cm}$, soumise à un effort normal N et à un moment de renversement M .

La fissuration est considérée comme préjudiciable puisque ces éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, eau, neige....etc.).

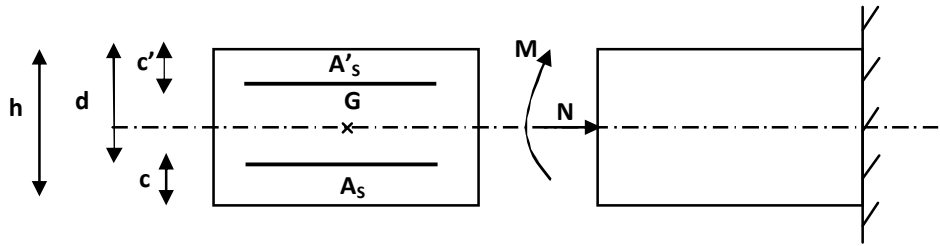


Figure III.4 Schéma de calcul de l'acrotère

h : épaisseur de la section = **10 cm** .

b : largeur de la section = **100 cm** .

c' : enrobage (c'est la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton)
c' = **2 cm** .

d : hauteur utile = **h - c = 8 cm** .

III.1.4.1 calcul a l'ELU :

- Position de l'axe neutre :

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_U}{N_U}$$

Avec :

M_U : moment dû à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité

Donc :

$$e_u = \frac{0,9}{2,312} = 0,389[\text{m}] \rightarrow e_u = 38,9[\text{cm}]$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = [3\text{cm}] \rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

$\frac{h}{2} - c$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc : la section sera calculée en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif « **M_f** » puis on déduira la section d'armatures réelles « **AS** » en **flexion composée**.

- Calcul de la section en flexion simple :

- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité des armatures.

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$M_f = 2,312 \left[0,389 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,969 [\text{KN.m}]$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,969 \times 10^3 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,01066$$

Avec :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{bu}}{\gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \rightarrow f_{bu} = \sigma_{bc} = 14,2 [\text{MPa}]$$

$$\mu_b = 0,01066 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

à partir des abaques on tire la valeur de $\rightarrow \beta = 0,995$

- Armature fictives :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e - 400}{\gamma_s \times 1,15} = 348 [\text{MPa}] \text{ avec : } \beta = 0,995$$

$$A_{stf} = \frac{0,969 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,350 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section en flexion composée

- Armatures réelles

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,284 [\text{cm}^2]$$

$$A_{st} = 0,284 [\text{cm}^2]$$

III.1.4.2 vérifications a L'ELU :**a) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2.1) :**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}(e_s - 0,455 \times d)}{f_e(e_s - 0,185 \times d)}$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,350 \text{ [m]} \rightarrow e_s = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times (25)$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1(35 - 0,455 \times 8)}{400(35 - 0,185 \times 8)} = 0,90 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures principales :

$$A_{st} = 0,284 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ [cm}^2\text{]} \geq A_{st} = 0,284 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow A = \max (A_{st}; A_{\min})$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adoptera alors la section minimale.

$$A_s = A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est :

$$A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : $3\text{HA}8 = 1,50 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ [cm]}$$

➤ vérification de l'espacement des barres :Armatures principales :

$$S_t = 25 \text{ [cm]} < \min\{3h; 33[\text{cm}]\} = 30[\text{cm}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t = 20 \text{ [cm]} < \min\{4h; 45[\text{cm}]\} = 40[\text{cm}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement : [BAEL91, Art A.5.1 ; 1.]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1$$

$$V_u = 1,5[\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ [MPa]}$$

 V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU ; b : largeur de la barde considérée = 100 cm ; d : hauteur utile de la section, $d = h - c$.

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4[\text{MPa}]\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4[\text{MPa}]\right) = \min(2,5; 4) = 2,5[\text{MPa}]$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification de l'adhérence des barres : [BAEL, Art A 6.1, 3.]

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$$\Psi_s: \text{Coefficient de scellement droit} = \begin{cases} 1,5 \text{ HA} \\ 1 \text{ rond lisse} \end{cases}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sum U_i : \text{Somme des périmètres ultimes des barres.} \\ \sum U_i = \pi \times n \times \varnothing = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

n : Nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,048} = 0,207 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

c) ancrage des barres : [BAEL 91, Art A.6.1, 23.]

La longueur de scellement l_s est donnée par : $l_s = 40\varnothing = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$.

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de **$0,6l_s = 20 \text{ cm}$** et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III.1.4.3 Calcul à L'ELS :

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites est les aciers.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K_1 = 48,29 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,921 \times 8 \times 2,01} = 40,51 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48,29} \times 40,51 = 0,839 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée,}$$

Cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

➤ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1,6$: Coefficient de fissuration (barres à haut adhérence)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \quad \rightarrow \quad \overline{\sigma}_{st} = \min \{266,67; 201,63\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = 40,51 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **vérification de l'acrotère au séisme**

D'après le RPA 99 (version 2003) , L'action des forces horizontales «**F_p**» doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante «**Q**».

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, zone IIa et groupe 2 → $A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 → soit $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$W_p = 1,7125 \text{ [KN/ml]}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN/ml} \leq Q = 1 \text{ [KN/ml]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal

$Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

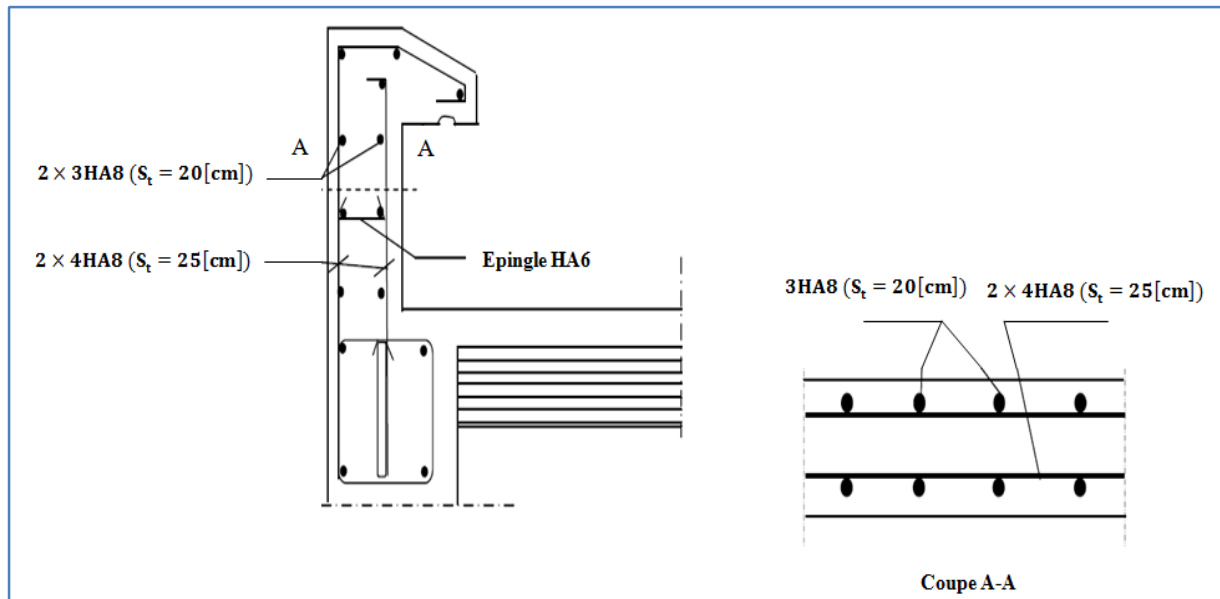


Figure III.5 Ferrailage de l'acrotère

III.2 Calcul des plancher

III.2.1- Introduction :

Notre projet est constitué de plancher en corps creux très communément employés dans les bâtiments d'habitation.

Le plancher en corps creux est composé de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65cm et disposées dans le sens de la petite portée.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu et comme isolant.
- Une dalle de compression qui est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) de nuance (TLE 520) ayant comme fonction de :
 - ➡ Limier les risques de fissuration par retrait
 - ➡ Résistance sous l'effet des charges appliquées
 - ➡ Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines.

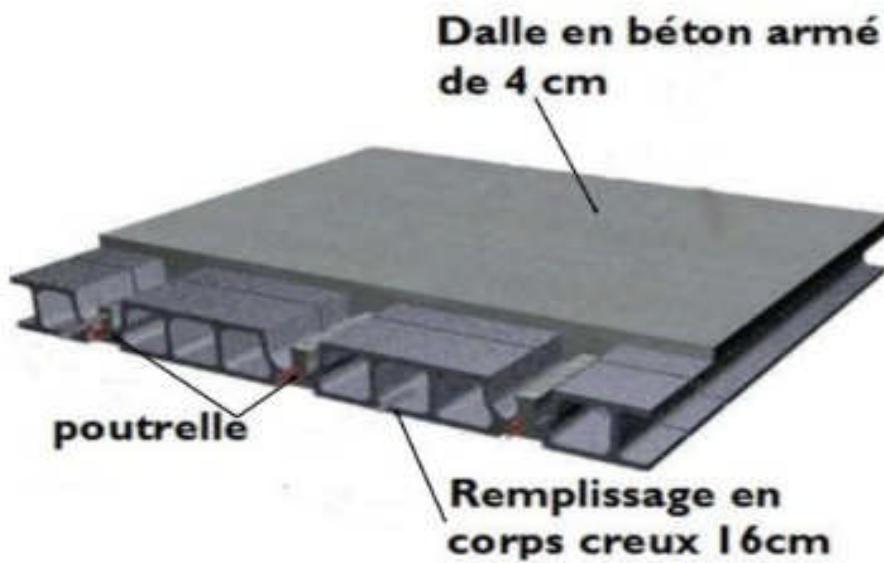


Figure III.6: Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

III.2.2- Etude du ferrailage de la dalle de compression :

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le (BAEL.B6.8.423).

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

✚ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :** $A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$

Avec :

L: La distance entre axes des poutrelles compris entre 50 cm et 80 cm, on prend $L = 65$ cm.

f_e : Limite d'élasticité des aciers en MPa.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : $A_{\perp} = 5T5/\text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec : un $St = 20$ cm.

✚ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : $A_{//} = 5T5/\text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec : un $St = 20$ cm.

✓ **Conclusion :**

On opte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé dimension **(5x200) mm²**.

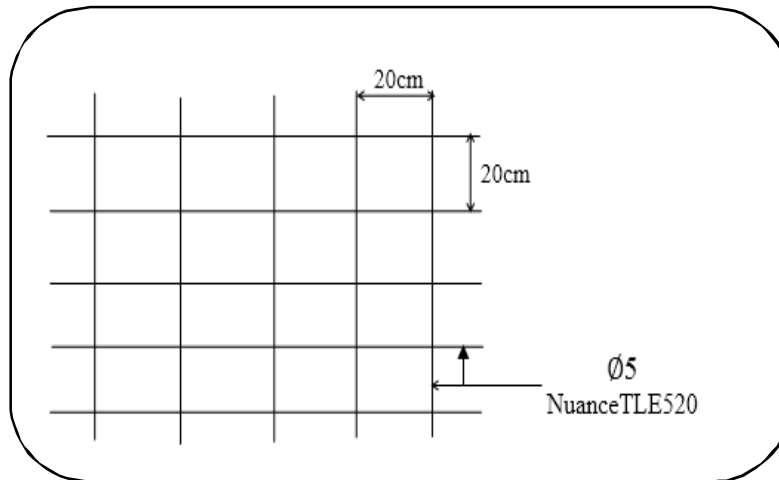


Figure III.7: Treillis soudés (20x20) cm².

III.2.2.1- Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives, comme la montre la figure ci-dessous.

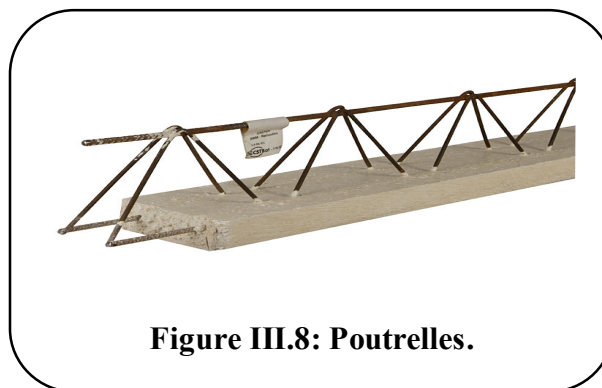


Figure III.8: Poutrelles.

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (dans notre cas c'est le **RDC**. Les poutrelles travaillées en flexion.

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes avant et après coulage du béton.

Etude de la poutrelle avant le coulage du béton :

L'objectif de calculer la poutrelle avant coulage de la dalle de compression est de déterminer si la poutrelle peut se suffire seule à reprendre son propre poids et le poids de l'ouvrier et le poids du

corps creux. Dans le cas contraire il faudra prévoir des étais intermédiaires pour la conforter. Ces étais serviront d'appuis intermédiaires pour la poutrelle.

La poutrelle est considérée comme étant une poutre de section rectangulaire de (12×4) cm² simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95KN/m² et le poids de l'ouvrier

Le calcul se fera pour la travée la plus longue.

1-Chargement :

- Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12$ KN/ml.
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62$ KN/ml.
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1$ KN/ml.

$$G_t = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml.}$$

2-Ferraillage à l'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ($L = 3.50$ m).

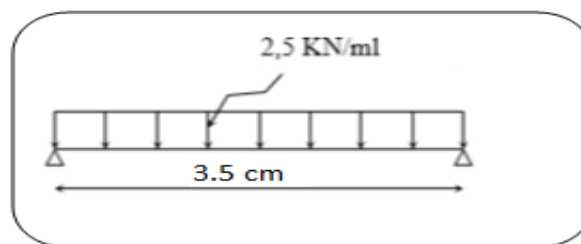


Figure III.10: Schéma statique de la travée la plus défavorable.

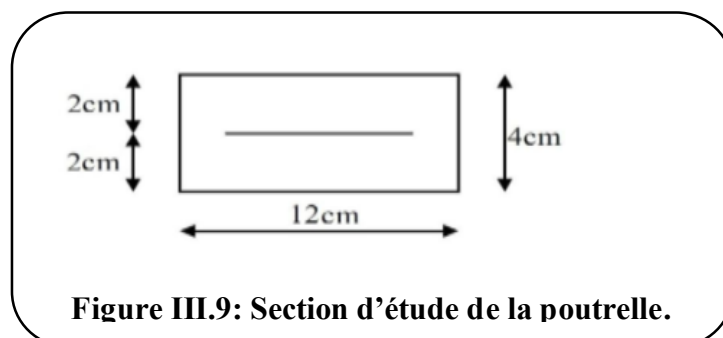


Figure III.9: Section d'étude de la poutrelle.

➤ *Combinaisons de charges :*

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,74) + 1,5(1,00) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ *Calcul des moments en travée :*

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5(3,50)^2}{8} = 3,82 \text{ KN/m}$$

➤ *Calcul de l'effort tranchant :*

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,50}{2} = 4,37 \text{ KN/ml}$$

➤ *Calcul des armatures :*

- Soit : M_u : moment max entravée
- b : largeur de la section
- d : hauteur utile, avec $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$
- $c = 2 \text{ cm}$
- $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$: contrainte du béton à la compression

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,82 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 5,60$$

$$\mu = 5,60 > \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{Section doublement armée (SDA).}$$

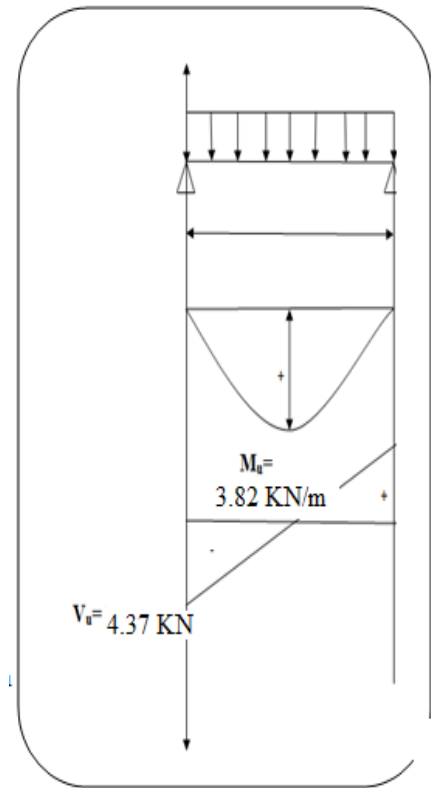


Figure III. 11 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

- ✓ **Remarque :** Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser (armatures de compression et de traction) vue la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage qui lui seront transmises de manière à ce que les armatures comprimés ne soient pas nécessaires.

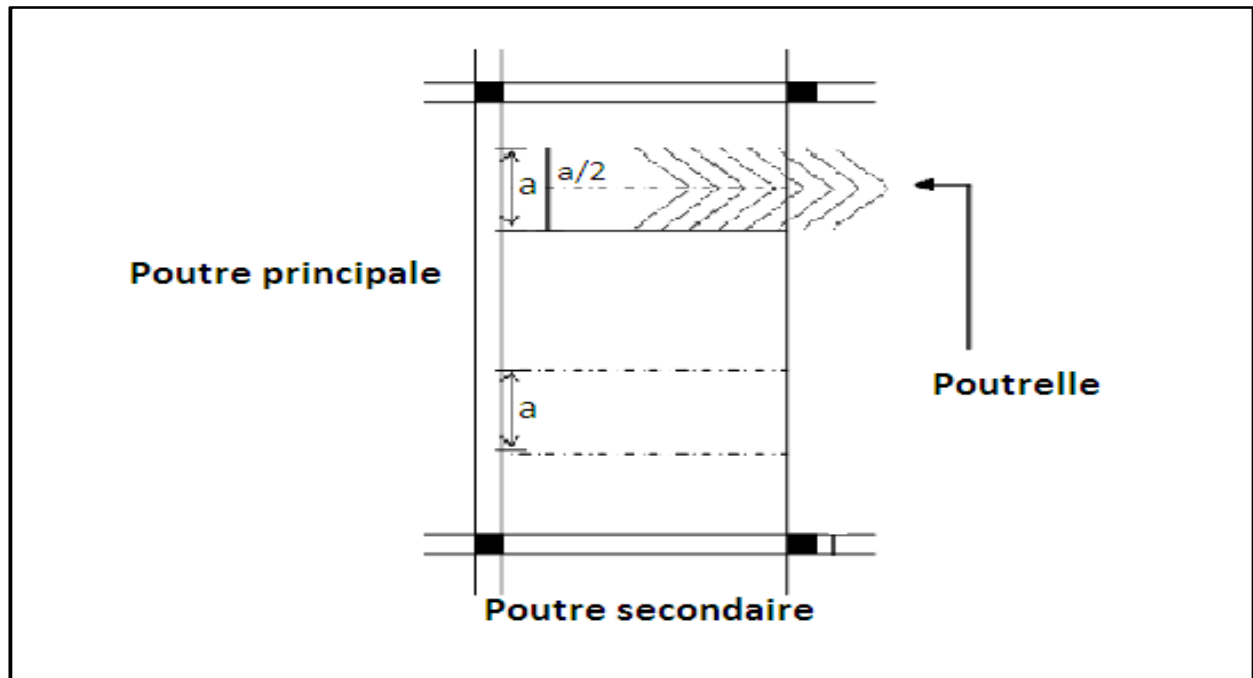


Figure III.12: Surface revenant aux poutrelles.

Etude de la poutrelle Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis partiellement encastrée à ces deux extrémités. Elle supporte :

- son poids propre
- le poids du corps creux
- le poids de la dalle de compression
- les charges et surcharges revenant au plancher

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T.

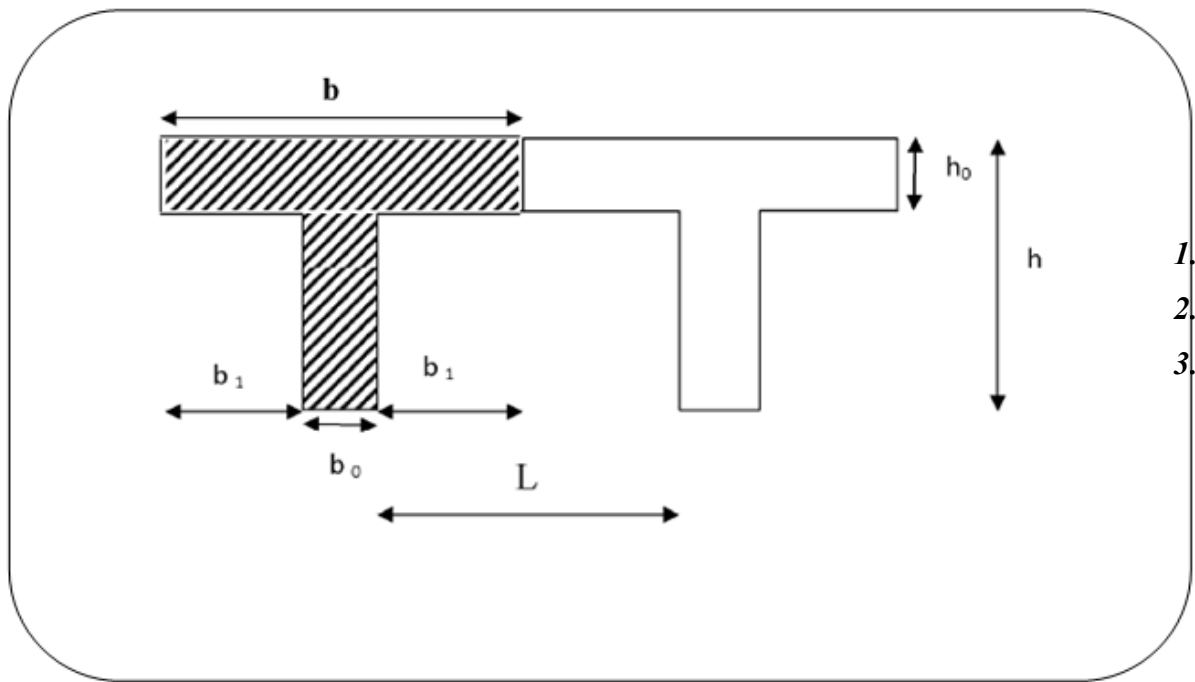


Figure III.13: Dimensions de la poutrelle.

Dimensionnement de la poutrelle :

$h = (16+4)$: hauteur de la poutrelle.

$h_0 = 4$ cm : épaisseur de la dalle de compression.

$b_0 = 12$ cm : largeur de la nervure.

b : largeur de l'ourdis de chaque côté de la nervure.

$L = 300$ cm : portée de la grande travée.

L_0 : distance entre deux parements voisins des deux poutrelles ($L_0 = 65 - 12 = 53$ cm).

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\}$$

Donc :

$$b_1 \leq \min \{ 26.5 ; 35 ; 32 \} \longrightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm.}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

4. Le chargement :

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties

	Charge permanente G (KN/ml)	Charge d'exploitation Q (KN/ml)	ELU (1.35G+1.5Q) KN/ml	ELS (G+Q) KN/ml
Plancher terrasse inaccessible	$5,84 \times 0,65 = 3,79$	$1 \times 0,65 = 0,65$	6,09	4,44
Plancher d'étage courant	$5,50 \times 0,65 = 3,57$	$1,5 \times 0,65 = 0,97$	6,27	4,54
Plancher RDC	$5,50 \times 0,65 = 3,57$	$1,5 \times 0,65 = 0,97$	6,27	4,54

Nous considérerons pour nos calculs, le plancher le plus sollicité est le plancher d'étage courant :

$$G = 3,57 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,97 \text{ KN/ml}$$

5. Combinaison de charge :

- A L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (3,57) + 1.5 \times (0,97) = 6,27 \text{ KN/ml}$.

- A L'ELS : $q_s = G + Q = 3,57 + 0,97 = 4,54 \text{ KN/ml}$.

- Nous avons trois types de poutrelles :

Le premier comporte un plancher sur 4 appuis et le deuxième sur 3 appuis, le troisième sur 12 appuis.

-Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

1^{er} cas : On a une poutre sur quatre appuis :

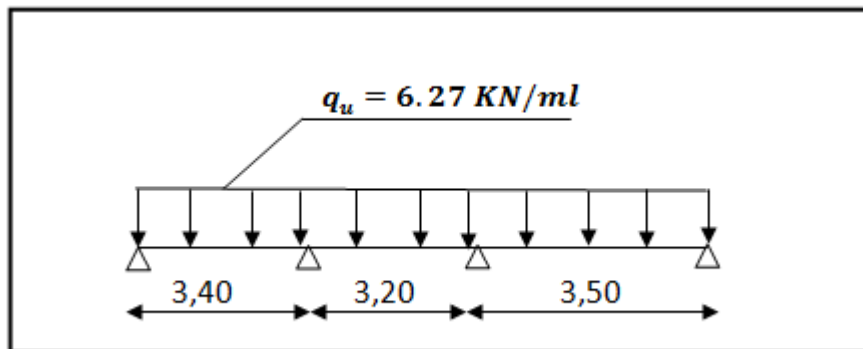


Figure III.14: Schéma statique de la poutrelle à L'ELU.

III.2.3-méthode forfaitaire :

a- Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Condition 1 :

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m^2 .

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 3.57 = 7,14 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,97 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,97 \text{ KN/ml} < \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Condition 2 :

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Cette condition est vérifiée car nous avons utilisé le même type de poutrelles.....**Condition vérifiée.**

Condition 3 :

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$C \text{ à d : } 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,40}{3,20} = 1,06 \\ \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,20}{3,50} = 0,91 \end{array} \right\}$$

$$0,8 \leq 1 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Condition 4 :

La fissuration est considérée comme non préjudiciable *Condition vérifiée.*

✓ Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

b- Principe de la méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

c- Exposé de la méthode :

- M_0 : la valeur du moment max dans la travée indépendante. $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.

- M_w : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

- M_e : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

- M_t : la valeur du moment max en travée de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } Q = 0 \longrightarrow \alpha = 0 \\ \text{Pour } Q = 2G \longrightarrow \alpha = 2/3 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Donc } \alpha \text{ est compris entre } 0 \text{ et } 2/3.$$

Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha) M_0$ et $(1 + 0.3 \alpha) M_0 \geq 1.05 M_0$.
- $M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0$ dans le cas d'une travée de rive.
- $M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \alpha)}{2} M_0$ dans le cas d'une travée intermédiaire.

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3 M_0$ pour les appuis de rive semi-encastrés.

Pour notre cas :

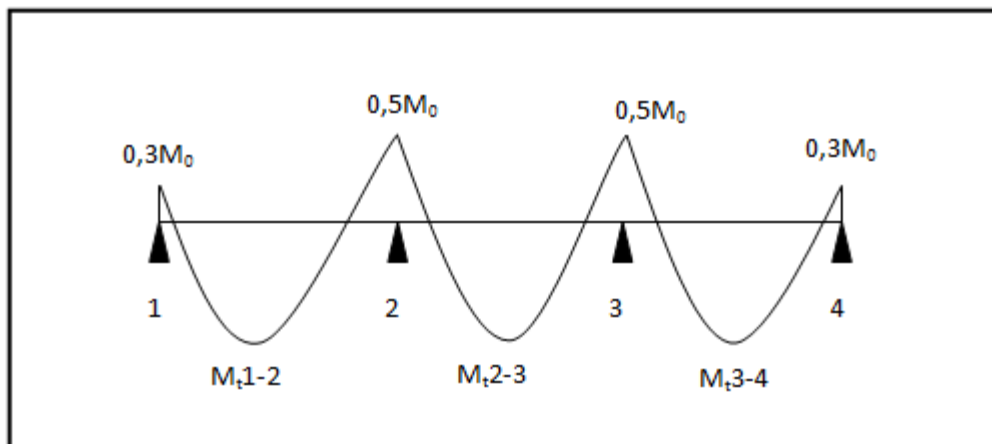


Figure III.15: diagramme des moments d'une poutre continue.

III.2.4- Calculs à L'ELU :

- **Calcul du rapport de charge α :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,5+1,5} = 0.2 \\ 1 + 0,3\alpha = 1,123 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,561 \end{array} \right.$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0,661$$

-Calcul des moments fléchissants :

✓ **calcul des moments isostatiques M_{oi} à l'ELU :**

$$M_{01} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6,27 \times 3,40^2}{8} = 9,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6,27 \times 3,20^2}{8} = 8,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6,27 \times 3,50^2}{8} = 9,60 \text{ KN.m}$$

✓ **calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 9,06 = 2,718 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 \times 9,06 = 4,53 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,5 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,5 \times 9,60 = 4,80 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 9,60 = 2,88 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul moments en travées :**

$$\text{Travée 1.2 : } \begin{cases} M_t \geq \frac{2,718+4,53}{2} + \max(1,05 \times 9,06 ; 1,123 \times 9,06) = 6,55 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0,661 \times 9,06 = 5,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{1,2} = 6,55 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée 2.3 : } \begin{cases} M_t \geq \frac{4,53+4,80}{2} + \max(1,05 \times 8,02 ; 1,123 \times 8,02) = 4,341 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0,561 \times 8,02 = 4,499 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{2,3} = 4,499 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée 3.4 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{4,80+2,88}{2} + \max(1,05 \times 9,60 ; 1,123 \times 9,60) = 6,94 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,661 \times 9,60 = 6,345 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{3,4} = 6,94 \text{ KN.m}$

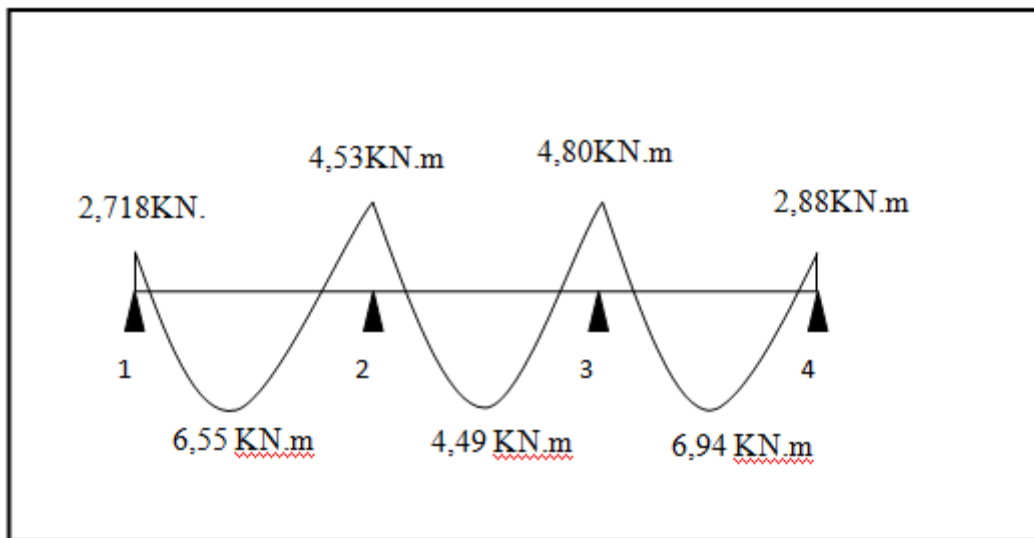


Figure III.16: Diagramme des moments d'une poutre continue.

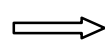
-Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Avec : } \theta(x=0) = \frac{qu \times l}{2}$$

$$\theta(x=L) = -\frac{qu \times l}{2}$$



$$\begin{cases} T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui ;

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ;

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée

- **Application :**

$$\text{Travée 1.2} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{6,27 \times 3,40}{2} + \frac{(-4,53) - (-2,718)}{3,40} = 10,12 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6,27 \times 3,40}{2} + \frac{(-4,53) - (-2,718)}{3,40} = -11,19 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée 2.3} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{6,27 \times 3,20}{2} + \frac{(-4,80) - (-4,53)}{3,20} = 9,94 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6,27 \times 3,20}{2} + \frac{(-4,80) - (-4,53)}{3,20} = -10,11 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée 3.4} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{6,27 \times 3,50}{2} + \frac{-(2,88) - (-4,80)}{3,50} = 11,52 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6,27 \times 3,50}{2} + \frac{-(2,88) - (-4,80)}{3,50} = -10,43 \text{ KN} \end{array} \right.$$

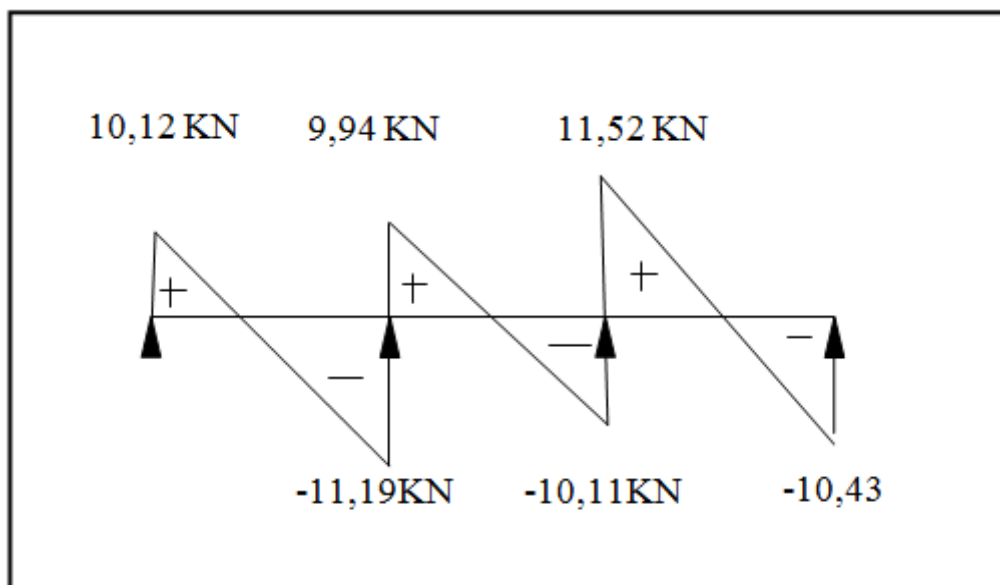


Figure III.17: Diagramme des efforts tranchants.

C/ Ferrailage

NB :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 6,94 \text{ KN.m et } M_{a \max} = 4,80 \text{ KN.m}$$

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

-moment résistant

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_f = 6,94 < M_0 = 59,07 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

\rightarrow La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur " b " et de hauteur " h ".

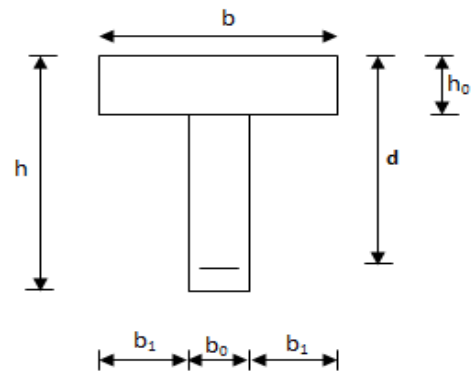


Figure III.18: Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de

1. Calcul des armatures longitudinales

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,94 \cdot 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,023 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,023 \rightarrow \beta = 0,988$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{6,94 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,121 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$$b_0 = 12 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}$$

-Moment réduit :

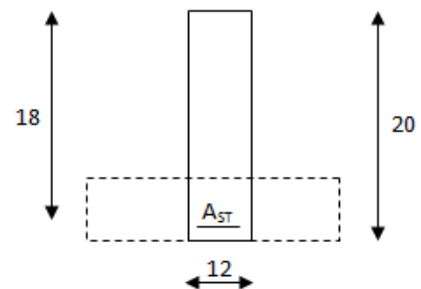
$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,80 \cdot 10^2}{12 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,086$$

$$\mu = 0,086 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,086 \rightarrow \beta = 0,955$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{4,80 \times 10^2}{0,955 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 0,802 \text{ cm}^2$$



Soit $A_{st} = 2HA10 = 1,57\text{cm}^2$

2. Vérifications à L'E.L.U:

➤ Vérification à la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 1,57\text{cm}^2 > 0,26\text{cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 1,57\text{cm}^2 > 0,26\text{cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

➤ Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales, et l'arrêt des armatures longitudinales.

➤ Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 11,52 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5\text{MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{11,52 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,53 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

- Aux travées :

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2b 0,9d} = \frac{11,52 \cdot 10^3 (650-120)}{40 \cdot 2 \cdot 650 \cdot 162} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 11,52 \times 10^3}{120 \times 162} = 1,185 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1,5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{11,52 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 2 \times 10} = 1,132 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,13 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres: (BAEL91.Art. A-6-1-2)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s$

$$L_a = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

3. Calcul des armatures transversales :

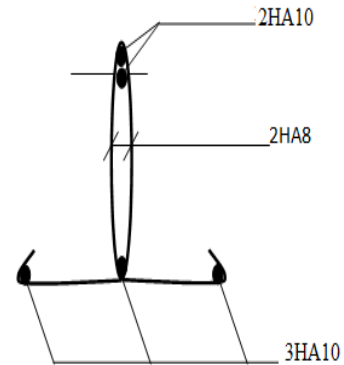
➤ **Le diamètre minimal des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 12 ; 0,8 ; 10 \} = 8 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2$$



➤ **La section des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = 16,2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

4. Vérification à l'ELS :

• **Combinaison de charge à l'ELS:**

• $q_s = G+Q = 4,54 \text{ KN/ml.}$

$q_s = 4,54 \text{ KN/ml}$

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge q_u . Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,54}{6,27} = 0.724$$

$$M_{ts}^{\max} = M_{tu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 6,94 \times 0,724 = 5,024 \text{ KN. m}$$

$$M_{ap s}^{\max} = M_{ap u}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 4,80 \times 0,724 = 3,475 \text{ KN. m}$$

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leur sont relatives sont :

a/-Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s \cdot k$

➤ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi_{10} = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow \alpha_1 = 0.430$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.430}{15(1 - 0.430)} = 0.050$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.024 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 235} = 138.75 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.050 \times 138.75 = 6.94 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi_{10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12.18} = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow \alpha_1 = 0.370$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.370}{15(1 - 0.370)} = 0.039$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{3.475 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 140.37 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.039 \times 140.37 = 5.474 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

b/ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

c/ Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 315\text{cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 21\text{cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{3,15} = 0,063 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,20}{3,15} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{5,92}{59,07} \Rightarrow 0,06 > 0,01 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \cdot 18} = 1,09 \rightarrow \beta_1 = 0,856$$

$$A_{st} = \frac{M_s^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,26 \cdot 10^2}{0,856 \cdot 180 \cdot 348 \cdot 10^{-1}} = 1,10 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{1,10}{12 \times 18} = 0,0051 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

Armatures principales : Aux appuis : $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

En travée : $A_{sa} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : $A_t = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$ (cadre + étrier); $S_t = 20\text{cm}$

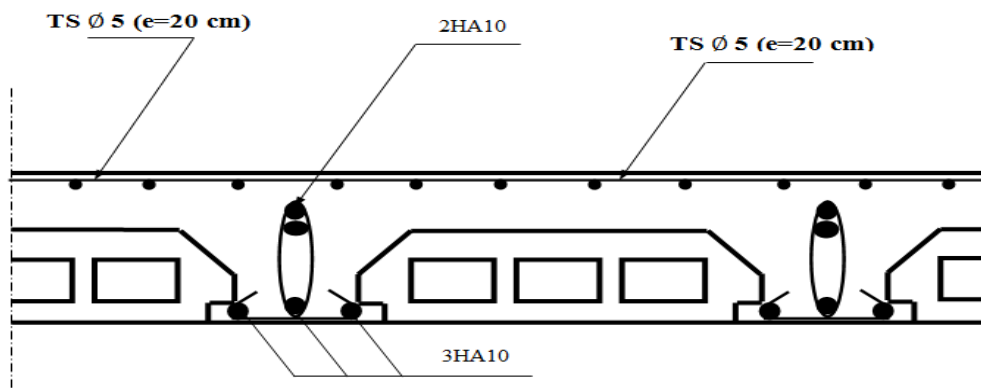


Figure III.19: Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III.3. ETUDE DE BALCONS :

III.3.1 Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau du plancher. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes :

- G : charge permanent uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.
- Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur

L=1.80 m largeur du balcon

Dans notre cas :
$$e_p \geq \frac{180}{10} = 18cm$$

L'épaisseur de la dalle pleine est de 18 cm

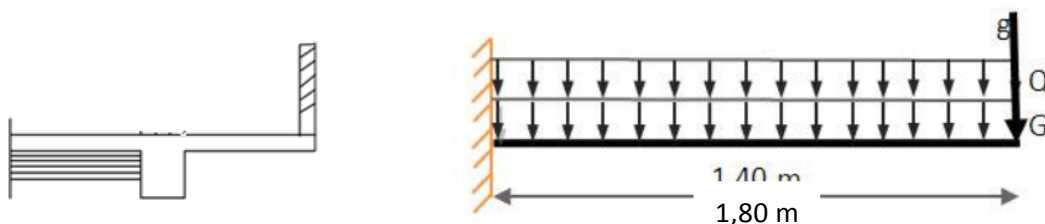


Figure III.20 : Schéma statique du chargement des balcons

III.3.2 Détermination des charges est surcharges :

a) Charges permanente :

- ☐ Charge permanent : $G = 5.55 \text{ KN/m}^2$
 $G = 5.55 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{chapitre 2}$
- ☐ Charge concentrée (Poids garde-corps) : $g = 1.78 \text{ KN/m}^2$

Tableau III. 1: La charge permanente revenant au balcon .

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Mure en brique creuses	0.10	9	0.9
2	Enduit ciment	0.02 x 2	22	0.88
Charge permanente du garde corps $g = 1.78 \text{ KN/m}^2$				

b) Surcharge d'exploitation :

- ☐ Surcharge du balcon : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

III.3.3 Combinaison de charges :

Pour une bonde de 1m de largeur

➤ **A L'ELU : $1,35G + 1,5Q$**

- dalle : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5.55 + 1,5 \times 3.5) \times 1 = 12.742 \text{ KN/ml}$
- Garde corps : $g_u = 1,35g = (1,35 \times 1.78) \times 1 = 2.40 \text{ KN}$

➤ **A L'ELS : $G + Q$**

- dalle : $q_s = G + Q = (5.55 + 3.5) \times 1 = 9,05 \text{ KN/ml}$
- Garde corps : $g_s = g = 1.78 \text{ KN}$

1) Calcule des moments :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement, le moment est égale à :

- Moment d'encastrement provoqué par une charge uniformément répartie

$$M_{qu} = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{12.742 \times 1.80^2}{2}$$

$$M_{qu} = -20.642 \text{ KN.m}$$

- Moment provoqué par la charge concentrée

$$M_{gu} = -g_u \times b = -2.40 \times 1.80$$

$$M_{gu} = -4.320 \text{ KN.m}$$

- Moment total : $M_u = M_{qu} + M_{gu}$

$$M_u = -20.642 - 4.320 = -24.962 \text{ KNm}$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieures sont tendues.

III.3.4 Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de (1 m) de longueur et de (22cm) d'épaisseur en flexion simple

Largeur de la section $b=100\text{cm}$

L'épaisseur de la dalle pleine $h=18\text{cm}$

L'enrobage $c=3\text{cm}$

Hauteur utile $d=15\text{cm}$

$M_u = 24.962 \text{ KN m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

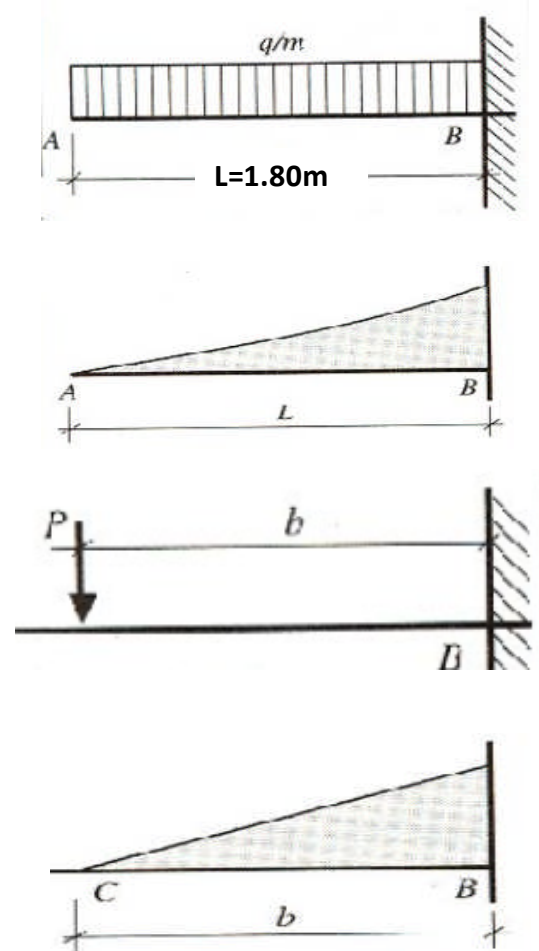


Figure III.21: Bande d'un mètre de longueur.

$$f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.12 \text{ MPa}$$

$f_{bu} = \sigma_b$: contrainte du beton comprimé

$$\mu = \frac{24.962 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.12} = 0.078$$

$$\mu = 0.078 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.078 \longrightarrow \beta = 0.959 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ **Armatures principal:**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.962 \times 10^6}{0.959 \times 150 \times 348} = 498.643 \text{ mm}^2 = 4.986 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

- $\gamma_s = 1$ *cas accidentel*
- $\gamma_s = 1.15$ *autre cas*

$$A_u = 4.986 \text{ cm}^2 \text{ On adoptera } 6\text{HA}12 = 6.65 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$$

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{6.65}{4} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1.66 \text{ cm}^2 \text{ On adoptera } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III.3.5 Les vérifications :

a) Vérification à l'ELU

➤ Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art A.4.2.1/) :➡ **Armature principales :**Il faut vérifier que $A \geq A_{\min}$

Avec :

- $A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$
 - $f_e = 400 \text{ MPa}$
 - $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$
 - $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $$\left. \begin{array}{l} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right\} f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_u = 6.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.➤ Vérification des espacements des barres (BAEL 91 modifié 99, Art A.8.2, 42/) :- Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ Nous avons adopté $S_t = 14 \text{ cm}$ Condition vérifiée.- Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ Nous avons adopté $S_t = 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.➤ Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91, Art A.5.2.1/) :➡ Contrainte tangentielle conventionnelle ultime τ_u

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{25.336 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.169 \text{ MPa}$$

- T_u Effort tranchant à l'ELU :

$$T_u = q_u \times L + g_u = 12.742 \times 1.80 + 2.40 = 25.336 \text{ KN}$$

- b: Largeur minimal de la section (b=100cm)
- d : Hauteur utile (d=15cm)

➡ Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau}_u$

FPP	$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right]$	• FPP : Fissuration peu préjudiciable
FTP ou FP	$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right]$	• FTP : Fissuration très préjudiciable
		• FP : Fissuration préjudiciable
		• $\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle
		• $\gamma_b = 1.5$ autre cas

Pour la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right] = \min[2.5MPa ; 4MPa] = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.169 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'adhérence des barres (Entrainement) (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

a) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence

Cette contrainte tient compte à la fois des **caractéristiques de l'acier** avec le coefficient de scellement ψ_s **et celles du béton**, avec sa résistance à la traction f_{tj} :

- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1MPa$$

b) La contrainte d'adhérences d'entrainement :

Cette contrainte va s'opposer à l'effort de traction dans la barre

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{25.336 \times 10}{0.9 \times 15 \times 22.608} = 0.830MPa$

- T_u : effort tranchant

- $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 6 \times 1.2 \times 3.14 = 22.608 \text{ cm}$

$\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

$$\tau_{se} = 0.830MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Calcul de la longueur de scellement:

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit « l_s »

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33cm$$

- $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_s$: contrainte d'adhérence

- $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)

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

On adopter $l_s = 45 \text{ cm}$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encre mesuré au moins $l_r = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

On adopte des crochets de longueur $l_r = 20 \text{ cm}$

➤ Influence de l'effort tranchant aux appuis sur le béton (BAEL 91 Art 521):

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9 d \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 25.336 \text{ kN} \leq 0.267 \times 0.9 \times 19 \times 100 \times 2.5 = 901.125 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification à l'ELS

Combinaison de charge:

- dalle : $q_s = G + Q = (5.55 + 3.5) \times 1 = 9.05 \text{ kN/m}$

- Garde corps : $g_s = g = 1.78 \text{ kN}$

Calcul des moments d'encastrement :

□ Moment d'encastrement provoqué par une charge uniformément répartie

$$M_{qs} = -\frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{9.05 \times 1.80^2}{2} = -14.661 \text{ kN.m}$$

□ Moment provoqué par la charge concentrée

$$M_{gs} = -g_s \times b = -1.78 \times 1.80 = -3.204 \text{ kN.m}$$

□ Moment total : $M_s = M_{qs} + M_{gs}$

$$M_s = -14.661 - 3.204 = -17.865 \text{ kN.m}$$

➤ Vérification des contraintes de l'acier (vérification vis-à-vis de l'ouverture de fissure):

Il faut vérifier que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

- $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}}$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{bd} = \frac{100 \times 6.65}{100 \times 15} = 0.443$$

Donc $\beta = 0.8985$ et $K_1 = 34.26$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{17.865 \times 10^6}{0.8985 \times 150 \times 6.65 \times 10^2} = 199.330 \text{ MPa}$$

Donc on a $\sigma_s = 199.330 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

➤ Vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\bullet \quad \sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{34.26} = 5.885 \text{ MPa}$$

Donc on a $\sigma_b = 5.885 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

Condition vérifiée

La section est vérifiée vis à vis de la compression

➤ Vérification de la flèche: (BAEL91, Art B.6.8.424) :

D'après le BAEL 9, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
3. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

Avec : $h=18\text{cm}$; $L=1.80\text{m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $A_u=5.65 \text{ cm}^2$

$$M_0 = M_s = 17.865 \text{ KNm}; M_t = M_U = 24.942 \text{ KNm}$$

$$1. \quad \frac{h}{L} = \frac{18}{180} = 0.10 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \quad \frac{h}{L} = \frac{18}{180} = 0.10 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{24.942}{15 \times 17.865} = 0.093 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$3. \quad \frac{A}{b \times d} = \frac{6.65}{15 \times 100} = 0.0044 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaires.

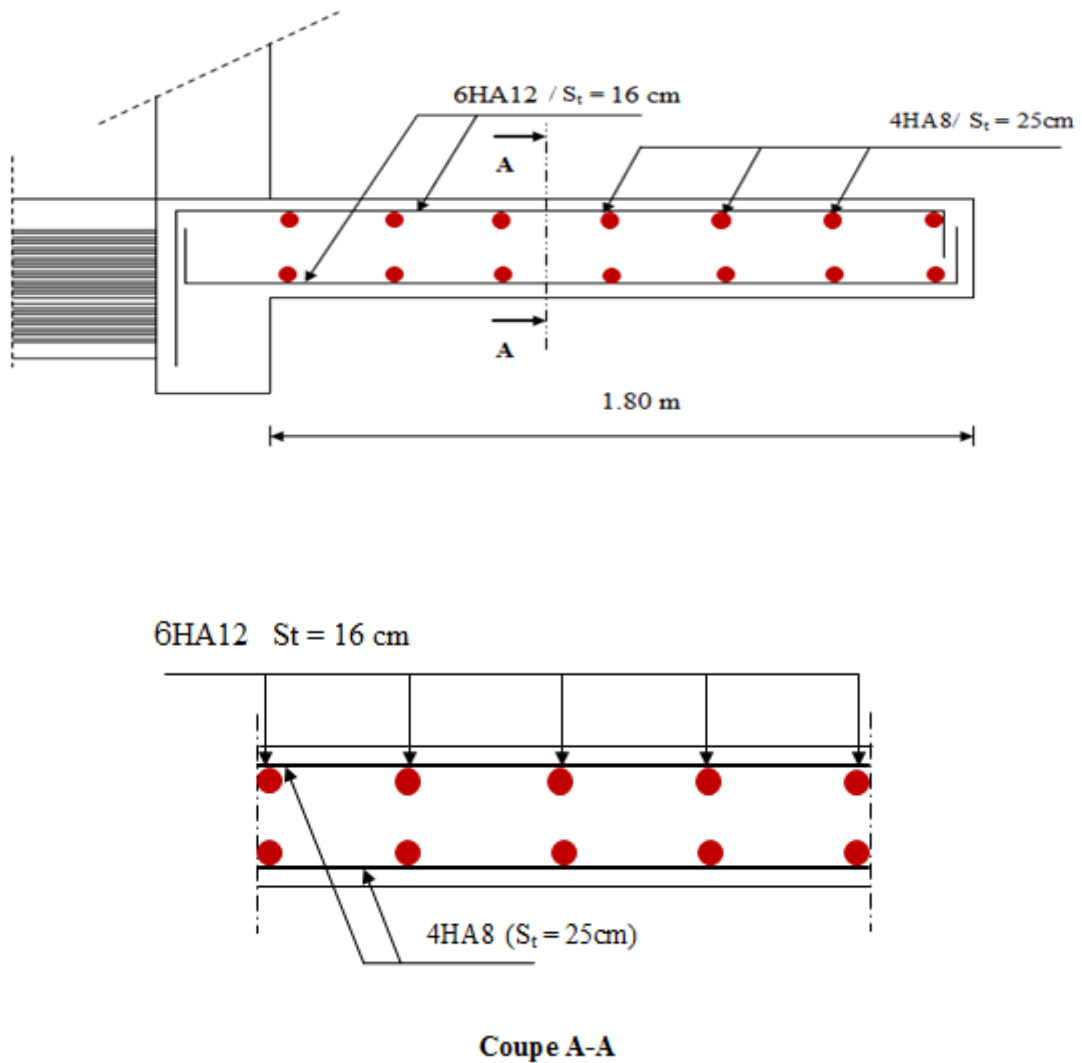


Figure III.22: plan de ferrailage du balcon.

III-4. Calcul d'escaliers

III-4-1 Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à deux volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

III-4-2 Terminologie :

- **La marche:** est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche:** est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g :** est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **h :** hauteur de la contre marche.
- **La volée:** est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L_1 .
- **La paillasse d'épaisseur ep :** est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'embranchement E :** représente la largeur de la marche.
- **le palier de longueur L_2 :** est l'élément intermédiaire entre deux volées

La montée H représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

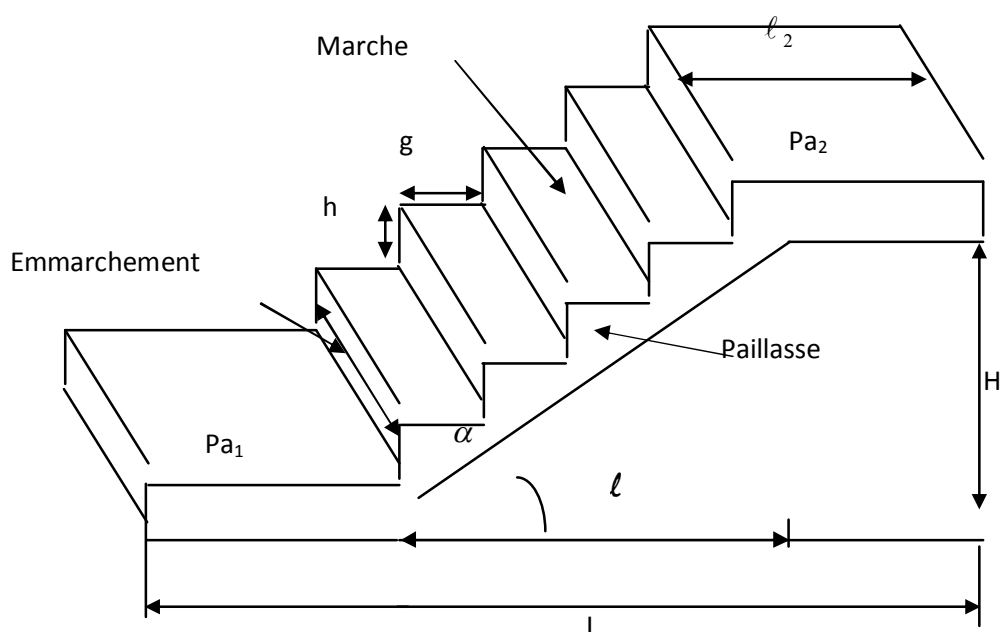


Figure III.23 Schéma de l'escalier

III-4-3 Pré dimensionnement de l'escalier du 1er schéma statique :

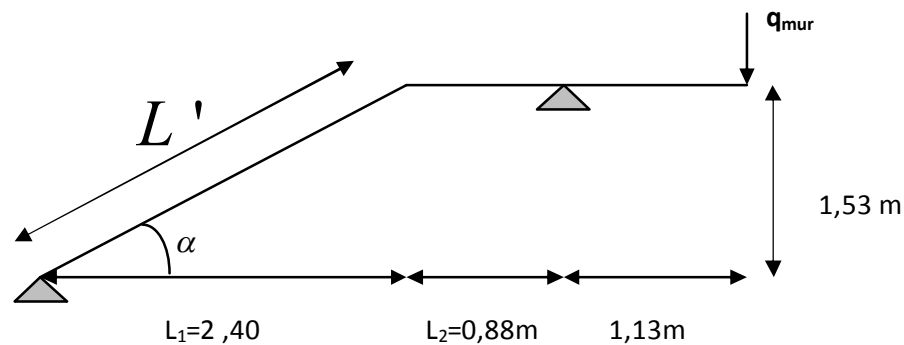


Figure III.24 Schéma statique

Pour assurer le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet de pré dimensionner convenablement notre escalier.

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

avec :

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

$$22 \leq g \leq 34 \text{ cm}$$

Nombre de contre marches (n) : $n = \frac{H}{h}$.

- Nombre de marches : $m = n - 1$
- Ligne de foulée représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

Application :

Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour l'étage RDC $H = 3.06 \text{ m}$.

alors : $n = 3.06/0.17 = 18$.

Comme l'étage RDC et courant comporte deux paillasses identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par volée.

Soit :

- $h = 17 \text{ cm}$.

- $N = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$.

- $M = (n-1) = 8$.

Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L1/n-1$.

On a : $L1=2.4\text{m}$, $L2=2,01\text{m}$

$$L1 = 2.4\text{m} \quad g = 2.4/8 = 0.3\text{m} \quad g = 30\text{cm}.$$

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 66 \Rightarrow 59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}.$$

- L'embranchement est de 143 cm.

La longueur de ligne de foulée: $l = g(n-1) = 30 (9-1) = 240 \text{ cm}$

Geron G	$22 \leq g \leq 34cm$	30 cm
Hauteur d'une contre marche h	$14 \leq h \leq 20cm$	17 cm
condition de BLONDEL	$59 \leq g + 2h \leq 66cm$	64 cm
Hauteur d'un volée H	/	153 cm
L'emmarchement E	/	143 cm
La longueur de ligne de foulée L	$g (n-1)$	240 cm

III-4-4 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{avec : } L_0 : \text{longueur développée.}$$

$$L_0 = L' + 0,61 \quad \text{avec : } L' : \text{Longueur en plan de la volée}$$

On a :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,843} = 284,69 [\text{cm}]$$

$$L_0 = 240 + 88 = 328 [\text{cm}]$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{328}{30} \leq e \leq \frac{328}{20} \Rightarrow 10,93 \leq e \leq 16,4 \text{ cm}$$

On adopte : **e = 14 cm**.

III-4-5- Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple en considérant la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers.

a) Charge permanente :

- **Palier :**

Poids propre: $25 \times 0,14 \times 1 = 3,5 \text{ KN/ml}$

Revêtement (mortier+carrelage): $(20 + 22) \times 0,02 \times 1 = 0,84 \text{ KN/m}$

Désignation	Epaisseur (m)	φ poids volumique (KN/m ³)	G [KN /ml]
Poids propre de la dalle pleine en BA	0.14	25	3,5
Poids mortier	0.02	20	0.40
Poids carrelage	0.02	22	0.44

Poids total du palier : **G1 = 4,34 KN/m**

- **Paillasse :**

Poids de la paillasse : $\frac{25 \times 0,14 \times 1}{\cos \alpha} = 4,15 \text{ KN / ml.}$

Poids propre des marches : $\frac{25 \times 0,17 \times 1}{2} = 2,13 \text{ KN / ml}$

Garde corps : 0,2 KN/ml

- Poids de revêtement :

Carrelage (2cm) : $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN / ml.}$

Mortier de pose : 0,40 KN/ml

Désignation	Epaisseur (m)	φ poids volumique (KN/m ³)	G [KN /ml]
Poids propre de la paillasse	$(0.14 \times 1) \div \cos \alpha$	25	4,15
Poids propre des marches	$(0,17 \times 1) \div 2$	25	2,13
Poids de mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids carrelage	0.02	22	0.44
Garde corps	/	/	0.2

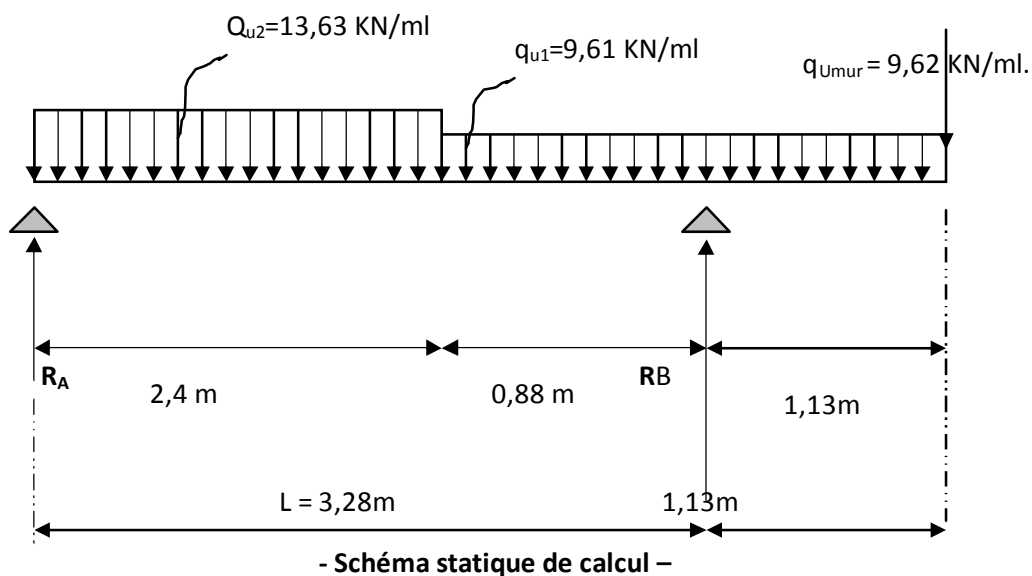
Poids total du paillasse : **G2=7,32KN/ml**

b) Charge d'exploitation :

➤ $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

III-4-6 L'état limite ultime (ELU) : $(1,35G+1,5Q)$

- Palier : $q_{u1} = 1.35 \times 4,34 + 1,5 \times 2,5 = 9,61 \text{ KN / ml}$.
- Paillasse : $q_{u2} = 1.35 \times 7,32 + 1,5 \times 2,5 = 13,63 \text{ KN / ml}$.
- Charge concentrée : $q_{umur} = 1.35 \times 2.44 \times (3.06 - 0.14) = 9.62 \text{ KN / ml}$



III-4-5-1 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

❖ Calcul des réactions d'appuis:

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,4q_{u2} + 2,01q_{u1} + q_{Umur} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2,4 \times 13,63 + 2,01 \times 9,61 + 9,62$$

$$R_A + R_B = 61,65 \text{ KN/ml.}$$

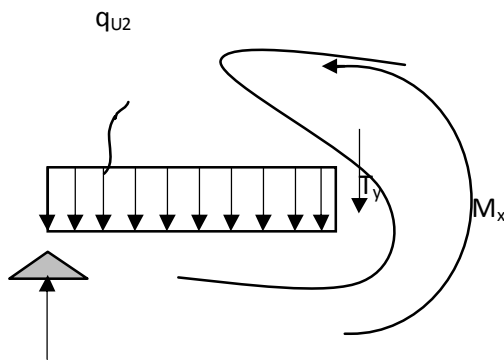
$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + q_{u1} \times 2,01 \times \left(2,4 + \frac{2,01}{2}\right) + q_{Umur} \times 4,41.$$

$$R_B \times L = 13,63 \times 2,4 \times 1,2 + 9,61 \times 2,01(2,4 + 1,005) + (9,62 \times 4,41) = 147,45 \text{ KN}$$

$$R_B = \frac{147,45}{3,28} = 44,95 \text{ KN.}$$

$$R_A = 61,65 - 44,95 = 16,7 \text{ KN.}$$

$$R_A = 16,7 \text{ KN.}$$

❖ 1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$ 

R_A

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x.$$

$$T(x = 0) \Rightarrow T = 16,7 \text{ KN}$$

$$T(x = 2,4) = 16,7 - 13,63 \times 2,4 = 16,7 - 32,71 = -16,01 \text{ KN.}$$

$$x = 1,23 \text{ m, } 1,23 \in [0 ; 2,4].$$

- Calcul des moments fléchissants :

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 16,7x - \frac{13,63}{2} x^2$$

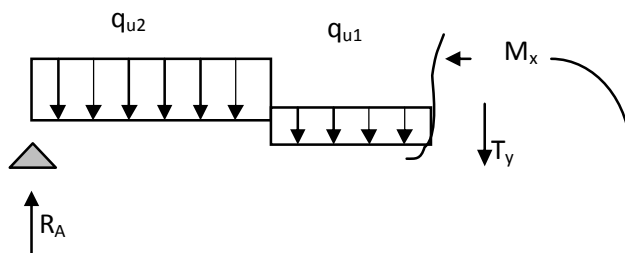
$$M(x) = 16,7x - 6,815x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,4 \text{ m}, \quad M(x=2,4) = 0,83 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = M(x=1,23) = 16,7 \times 1,23 - 6,815(1,23)^2 = 11,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 10,23 \text{ KN.m.}$$

- ❖ 2^{ème} tronçon : $2,4 \leq x \leq 3,28 \text{ m}$



$$T(x) = R_A - q_{u2}(2,4) - q_{u1}(x-2,4)$$

$$T(x=2,4) = 16,7 - 13,63 \times 2,4 - 9,61 \times (0) = -16,01 \text{ KN}.$$

$$T(x=3,28) = 16,7 - 13,63 \times 2,4 - 9,61(3,28 - 2,4) = -24,47 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 2,4 - q_{u1}(x - 2,4) = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 2,4 + 2,4 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 0,73 \text{ m}$$

$$x = 0,73 \text{ m}; \quad x \notin [2,4; 3,28].$$

- Calcul des moments fléchissant :

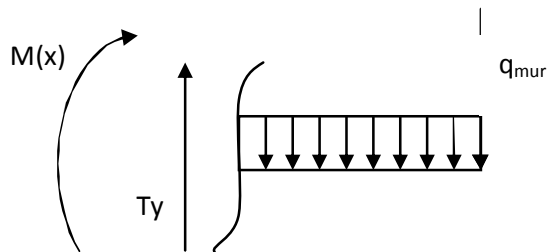
$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times 2,4 \times (x - 1,2) - q_{u1} \left(\frac{(x - 2,4)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 16,7x - 13,63 \times 2,4(x - 1,2) - 9,61 \left(\frac{(x - 2,4)^2}{2} \right)$$

$$M(x = 2,4) = 0,83 \text{ KN.m}$$

$$M(x = 3,28) = -16,98 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,13 \text{ m}$



$$T(x) = q_{u1}x + q_{umur}$$

$$x = 0 \Rightarrow T(x) = 9,61 \times 0 + 9,62 = 9,62 \text{ KN}$$

$$x = 1,13 \Rightarrow T(x) = 9,61 \times 1,13 + 9,62 = 20,48 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -q_{umur} \times x - q_{u1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(x) = 0$$

$$x = 1,13 \text{ m} \Rightarrow M(x) = -9,62 \times 1,13 - 9,61 \times \frac{1,13^2}{2} = -17,01 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{u2} \times 2,4 \left(x - \frac{2,4}{2} \right) - q_{u1} \frac{(x - 2,4)^2}{2}$$

$$M(x) = 16,7 \times x - 13,63 \times 2,4 \left(x - \frac{2,4}{2} \right) - 9,61 \frac{(x-2,4)^2}{2}$$

$$T(x) = 16,01 - 9,61 x = 0 \Rightarrow x = \frac{16,01}{9,61} = 1,67m$$

$$x = 1,67m$$

Les résultats dans le tableau suivant :

Tronçon	Expression de Ty	Expression de Mx	X(m)	Ty(KN)	Mx(KN.m)
0 ≤ x ≤ 2,4	T(x) = R _A - q _{u2} .x.	$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2}$	0	16,7	0
			2,4	-16,01	0,83
2,4 ≤ x ≤ 3,28	T(x) = R _A - q _{u2} (2,4) - q _{u1} (x-2,4)	M(x) = R _A .x - q _{u2} × 2,4 × (x - 1,2) - q _{u1} $\left(\frac{(x-2,4)^2}{2} \right)$	2,4	-16,01	0,83
			3,28	-24,47	-16,98
0 ≤ x ≤ 1,13	T(x) = q _{u1} x + q _{umur}	M(x) = - q _{umur} × x - q _{u1} × $\frac{x^2}{2}$	0	9,62	0
			1,13	20,48	-17,01

Remarque :

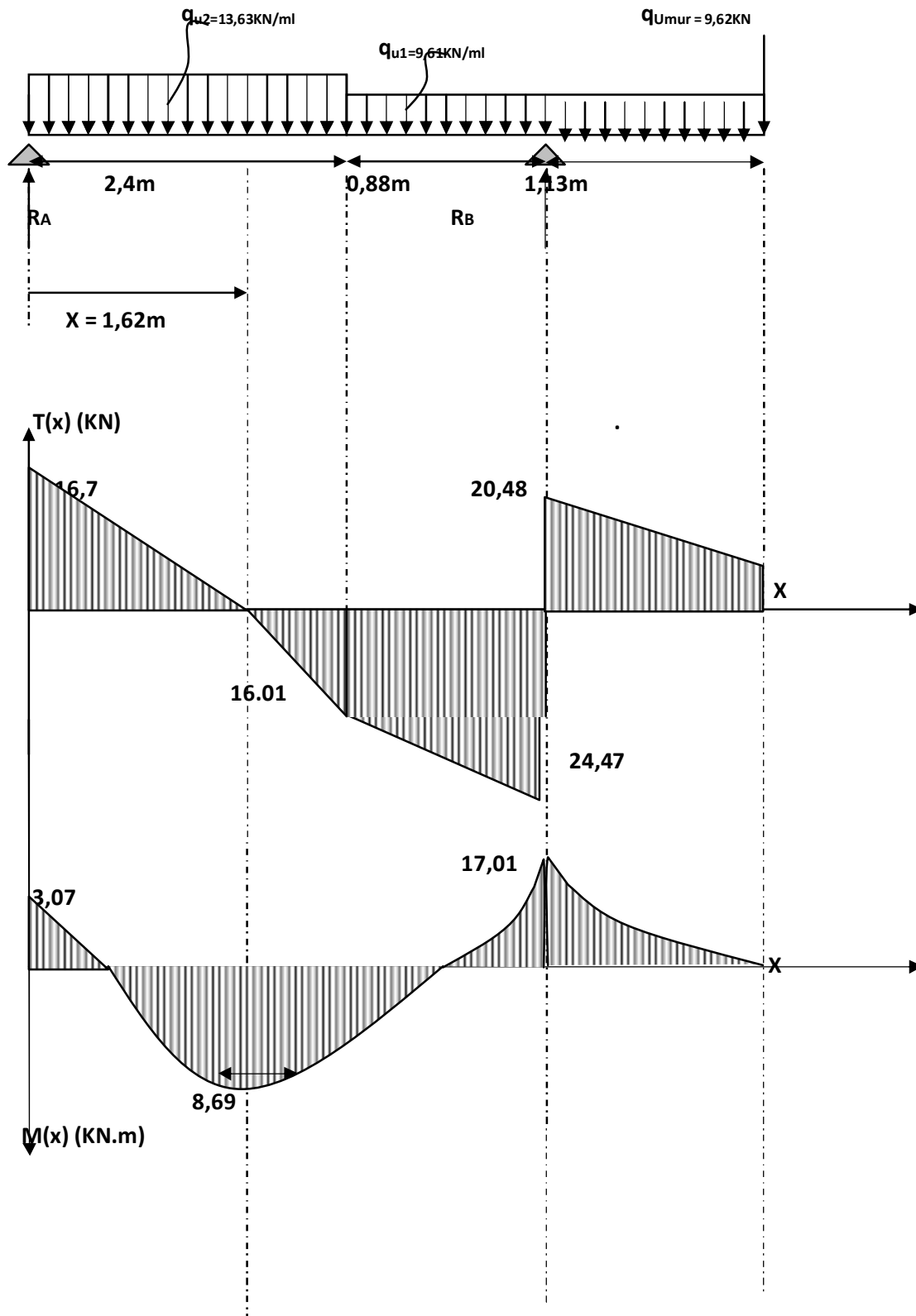
A fin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

- En appui (A) : M_{ua} = - 0,3M_u^{max} = - 0,3 (10,23) = - 3,07 KN.m

- En travées : M_{ut} = 0,85M_u^{max} = 0,85 (10,23) = 8,69 KN.m

- En appui (B) M_{ub} = -17,01 KN.m.

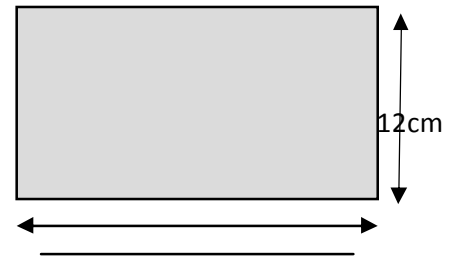
III-4-5-2 Diagramme des sollicitations : (ELU):



III-4-6 Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

$$d=12\text{cm} ; c=2\text{cm} ; b=100$$



III-4-6-1 Armatures longitudinales :

➤ En appui (A) :

$$M_{uapp} = 3,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{3,07 \times 10^6}{1000 \times (120)^2 \times 14,2} = 0,015$$

$$\mu_b = 0,015 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{(SSA)}.$$

.Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{sup} = 0$)

$$\mu_b = 0,014 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad (\text{par interpolation}) \quad \beta = 0,9925$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,07 \times 10^5}{0,9925 \times 14 \times 348 \times 10^2} = 0,63 \text{ cm}^2.$$

$$\text{soit : } A_s = 3 \text{ HA10} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ En appui (B) :

$$M_{uapp} = 17,01 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17,01 \times 10^6}{1000(120)^2 14,2} = 0,083$$

$$\mu_u = 0,083 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}.$$

$$\mu_u = 0,083 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \beta = 0,9575.$$

$$A_{appB} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,01 \times 10^5}{0,9575 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 4,25 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_s = 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

➤ En travée :

$$M_{ut} = 8,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,69 \times 10^6}{1000(120)^2 14,2} = 0,042$$

$$\mu_b = 0,042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \textbf{(SSA)}.$$

$$\mu_b = 0,042 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,979$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,69 \times 10^5}{0,979 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2,12 \text{ cm}^2$$

soit : $A_s = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{st} = 0$).

III-4-6-2 Armatures de répartition :

➤ Aux appuis :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$$

En appui A : $A_{\min} = 0,59 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit : 4 HA8 = 2,01 cm²/ml

En appui B : $A_{\min} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit : 4 HA8 = 2,01 cm²/ml

➤ En travée :

$$\frac{3,14}{4} \leq A_r$$

$$A_{\min} = 0,785 \text{ cm}^2$$

soit : 4 HA8 = 2,01 cm²/ml

Les armatures			$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Section D'acier	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Armatures longitudinales	Aux appuis	A	0,63	3HA10	2,36
		B	4,25	4HA12	4,52
	En travée	/	2,12	4HA10	3,14
Armatures répartitions	Aux appuis	A	0,59	4HA8	2,01
		B	1,13	4HA8	2,01
	En travée	/	0,785	4HA8	2,01

III-4-6-3 Vérification a l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ A4.21) :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2.$$

Appui A : $A_{\text{sapp}} = 2,36 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2$

En travée : $A_{\text{st}} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2$

Appui B : $A_{\text{sapp}} = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2$

}
(Conditions vérifiées)

b) Répartition des barres :

- Armatures longitudinales :

$$S_t < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = (33 ; 25) [\text{cm}] \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

- **Armatures de répartition :**

$$St \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 [\text{cm}]$$

$$S_t = (25 ; 25)[\text{cm}] < 45[\text{cm}] \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}.$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91 /Art61.3) :

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \tau_{se} = \Psi_s \times f_{ij} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 ; \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 24,47 \text{ KN (calculé).}$$

$$\sum u_i = \eta \times \pi \times \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,0 = 15,7 [\text{cm}].$$

$$\tau_{se} = \frac{24,47 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157} = \frac{24470}{16956} = 1,44 < 3,15 \text{ MPa (Condition vérifiée).}$$

Pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers.

d) vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA552) :

$$\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 [\text{MPa}] \text{ (avec } \gamma_b = 1,5)$$

$$\tau_u = \frac{24,47 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,204 [\text{MPa}]. \Rightarrow \tau < \bar{\tau} = 3,33 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{(Condition vérifiée),}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132) :

- **Influence sur le béton :**

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 120 \times 25}{1,5} = 720 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 24,47 \text{ KN} \leq 840 [\text{KN}]. \text{ (Condition vérifiée).}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

-

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(24,47 - \frac{3,07}{0,9 \times 0,12} \right) \times 10^3 = -0,11 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 > -0,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

- **Ancrage des barres :**

Longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \phi \times 35,27.$$

Le **BAEL** limite $L_s = 40 \phi$ lorsque en utilise $f_e = 400 \text{ MPA}$ donc $L_s = \phi \times 40$.

III-4-7 L'état limite de service (ELS) :

III-4-7-1 Combinaison de charge : (G+Q).

- Palier : $q_{s1} = 1 \times 4,34 + 1 \times 2,5 = 6,84 \text{ KN / ml}$.
- Paillasse : $q_{s2} = 7,32 + 2,5 = 9,82 \text{ KN / ml}$.
- Charge concentrée : $q_{smur} = 2,44 \times (3,06 - 0,14) = 7,12 \text{ KN/ml}$.

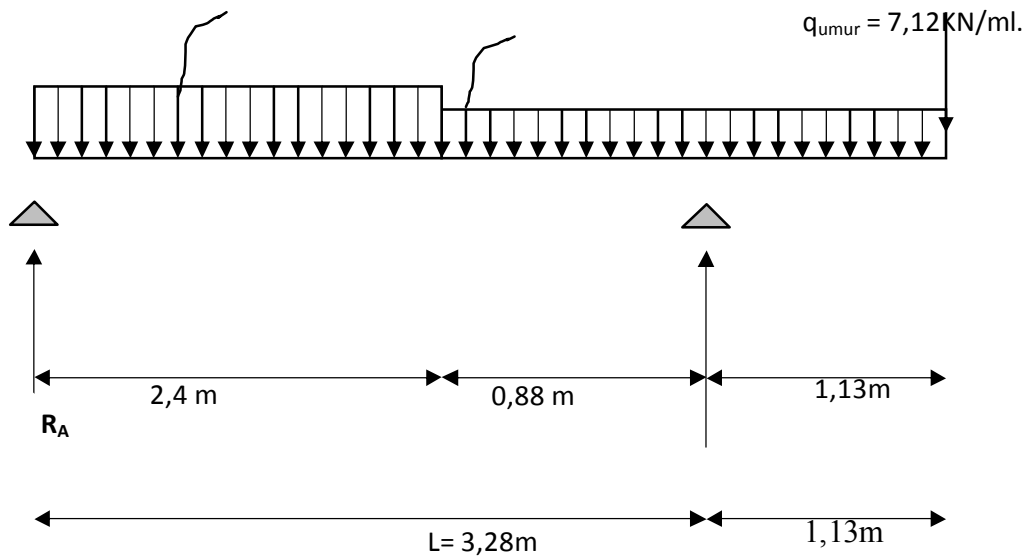


Schéma statique de calcul

III-4-7-2 Calcul des réactions d'appuis:

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,4q_{s2} + 2,01q_{s1} + q_{smur} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2,4 \times 9,82 + 2,01 \times 6,84 + 7,12$$

$$R_A + R_B = 44,44 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{s2} \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + q_{s1} \times 2,01 \times \left(2,4 + \frac{2,01}{2}\right) + q_{smur} \times 4,41.$$

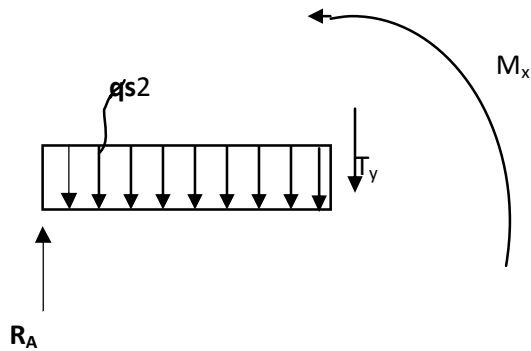
$$R_B \times L = 9,82 \times 2,4 \times 1,2 + 6,84 \times 2,01(2,4 + 1,005) + (7,12 \times 4,41)$$

$$R_B = \frac{106,49}{3,28} = 32,47 \text{ KN.}$$

$$R_A = 44,44 - 32,47 = 11,97 \text{ KN.}$$

$$R_A = 11,97 \text{ KN.}$$

❖ 1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$



$$T(x) = R_A - q_{s2} \cdot x.$$

$$T(x=0) \Rightarrow T = 11,97 \text{ KN}$$

$$T(x=2,4) = 11,97 - 9,82 \times 2,4 = -11,6 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{s2} \cdot x = 0 \Rightarrow R_A = q_{s2} \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{s2}} = \frac{11,97}{9,82} = 1,22 \text{ m}$$

$$x = 1,22 \text{ m}, \quad 1,22 \in [0 ; 2,4].$$

- **Calcul des moments fléchissants :**

$$M(x) = R_A x - q_{s2} \frac{x^2}{2} = 11,97x - \frac{9,82}{2} x^2$$

$$M(x) = 11,97x - 4,91x^2.$$

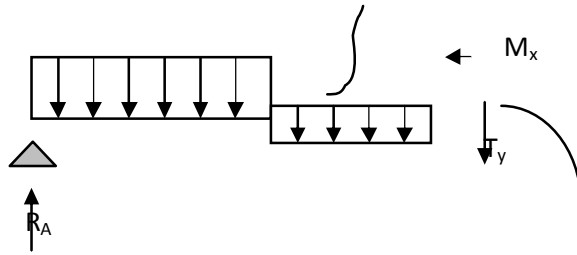
$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,4\text{m}, & M(x=2,4) = 0,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\text{smax}} = M(x=1,22) = 11,97 \times 1,23 - 4,91(1,23)^2 = 7,29 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M_{smax} = 7,29 \text{ KNm}}$$

❖ **2^{ieme} tronçon :** $2,4 \leq x \leq 3,28$

qs1



$$T(x) = R_A - q_{s2}(2,4) - q_{s1}(x - 2,4)$$

$$T(x = 2,4) = 11,97 - 9,82 \times 2,4 - 6,84 \times (0) = -11,6 \text{ KN}.$$

$$T(x = 3,28) = 11,97 - 9,82 \times 2,4 - 6,84(3,28 - 2,4) = -17,62 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{s2} \times 2,4 - (x - 2,4) q_{s1} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s2} \times 2,4 + 2,4 \times q_{s1}}{q_{s1}} = 0,70 \text{ m}$$

$$x = 0,70 \text{ m} ; \quad x \notin [2,4 ; 3,28].$$

- Calcul des moments fléchissant :**

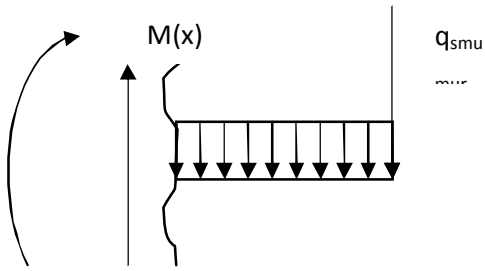
$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s2} \times 2,4 \times (x - 1,2) - q_{s1} \left(\frac{(x - 2,4)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 11,97x - 9,82 \times 2,4(x - 1,2) - 6,84 \left(\frac{(x - 2,4)^2}{2} \right).$$

$$M(x = 2,4) = 11,97(2,4) - 9,82 \times 2,4(2,4 - 1,2) = 0,45 \text{ KN.m}$$

$$M(x = 3,28) = 11,97(3,28) - 9,82 \times 2,4(3,28 - 1,2) - 6,84 \left(\frac{(3,28 - 2,4)^2}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M(x) = -12,41 \text{ KN.m}$$



$$T(x) = q_{s1}x + q_{smur}$$

$$x = 0 \Rightarrow T(x) = 6,84 \times 0 + 7,12 = 7,12 \text{ KN}$$

$$x = 1,13 \Rightarrow T(x) = 6,84 \times 1,13 + 7,12 = 14,85 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -q_{smur} \times x - q_{s1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(x) = 0$$

$$x = 1,13 \text{ m} \Rightarrow M(x) = -7,12 \times 1,13 - 6,84 \times \frac{1,13^2}{2} = -12,41 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_{s2} \times 2,4 \left(x - \frac{2,4}{2} \right) - q_{s1} \frac{(x - 2,4)^2}{2}$$

$$M(x) = 11,97 \times x - 9,82 \times 2,4 \left(x - \frac{2,4}{2} \right) - 6,84 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$$

$$T(x) = 4,12 - 3,42x = 0 \Rightarrow x = \frac{4,12}{3,42} = 1,2 \text{ m}$$

$$x = 1,2 \text{ m}$$

Les résultats dans le tableau suivant :

Tronçon	Expression de Ty	Expression de Mx	X(m)	Ty(KN)	Mx(KN.m)
$0 \leq x \leq 2,4$	$T(x) = R_A - q_{s2} \cdot x$	$M(x) = R_A x - q_{s2} \frac{x^2}{2}$	0	11,97	0
			2,4	-11,6	0,45
$2,4 \leq x \leq 3,28$	$T(x) = R_A - q_{s2}(2,4) - q_{s1}(x - 2,4)$	$M(x) = R_A \cdot x - q_{s2} \times 2,4 \times (x - 1,2) - q_{s1} \left(\frac{(x - 2,4)^2}{2} \right)$	2,4	-11,6	0,45
			3,28	-17,86	-12,41
$0 \leq x \leq 1,13$	$T(x) = q_{s1}x + q_{umur}$	$M(x) = -q_{umur} \times x - q_{s1} \times \frac{x^2}{2}$	0	7,12	0
			1,13	14,85	-12,41

Remarque :

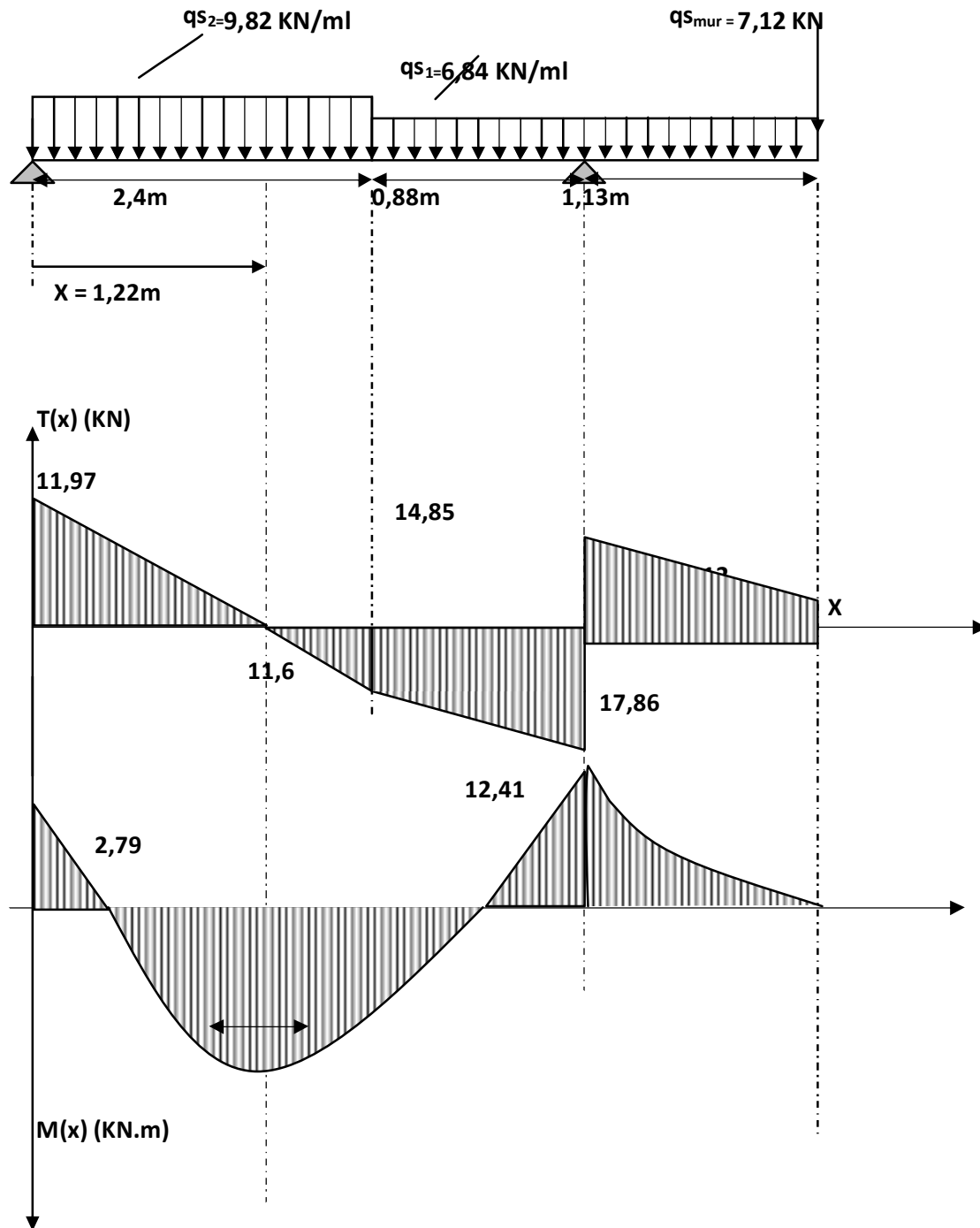
Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{smax} au niveau des appuis et en travée.

- En appui : $M_{sa} = -0,3M_s^{max} = -0,3(9,29) = -2,79 \text{ KN.m}$

- En travées : $M_{st} = 0,85M_s^{max} = 0,85(9,29) = 7,9 \text{ KN.m}$

— En appui B : $M_{sa} = -12,41 \text{ KN.m}$

III-2-7-3 Diagramme des sollicitations : (ELS)



III-4-7-4 vérification à l' ELS :

a) contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

➤ Appui A :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,36}{100 \times 12} = 0,197.$$

$$\rho_1 = 0,197 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,9282 \\ K = 54,52 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,018 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{2,79 \times 10^3}{2,36 \times 0,9282 \times 12} = 106,14 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,018 \times 106,14 = 1,91 < 15 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 1,91 < 15 MPa \Rightarrow (\text{Condition est vérifiée}).$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,262 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,9188 \\ K_1 = 46,45 \\ K = \frac{1}{46,45} = 0,022 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{7,9 \times 10^3}{3,14 \times 0,9188 \times 12} = 228,19 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 228,19 = 5,02 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5,02 < 15 MPa \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Appui B :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,377 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,9052 \\ K_1 = 37,85 \\ K = \frac{1}{37,85} = 0,026 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{cs}}{A\beta_1 d} = \frac{12,41 \times 10^3}{4,52 \times 0,9052 \times 12} = 252,76 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,026 \times 252,76 = 6,57 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6,57 < 15 MPa \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissurations :

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de la flèche :

1- Paillasse :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$-1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{14} ; \frac{h}{L} = \frac{14}{328} = 0,043 \geq \frac{1}{14} = 0,0714 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$-2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{h}{L} = 0,043 < 0,85 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

avec :

$$M_t = 7,9 KN \cdot m$$

$$M_0 = 7,94 KN \cdot m$$

Conclusion :

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Calcul de la flèche :

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

avec : E_v = module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

I_0 = moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[As \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A' s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[As \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right] = \frac{100 \times 14^3}{12} + 15 \times \left[3,14 \left(\frac{14}{2} - 2 \right)^2 \right] = 24044,17 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026$$

ρ = le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0022 \times 5} = 3,8$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \text{ avec } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,262 \Rightarrow \beta_1 = 0,9188$$

$$\sigma_s = \frac{7,9 \times 10^6}{0,9188 \times 120 \times 3,14 \times 10^2} = 228,19 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,178$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu} = 15777,02 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{7,9 \times 10^6 \times 3280^2}{10 \times 10818,86 \times 15777,02 \times 10^4} = 4,98 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 6,56 \text{ mm}$$

$$f < \bar{f} \quad \Longrightarrow \quad \text{la flèche est vérifiée.}$$

2- la console :

Pour se dispenser du calcul de la flèche, on vérifie :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{14} \\ \frac{h}{L} = \frac{14}{113} = 0,12 \\ \frac{1}{14} = 0,0714 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{14} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{14}{113} = 0,12 \\ \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{4,37}{10 \times 4,37} = 0,1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \text{condition vérifiée}$$

avec : $M_t = M_0 = M_{q_5}$

$$M_{q_5} = \frac{Q_s L^2}{2} = \frac{6,84 \times (1,13)^2}{2} = 4,37 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{4,37}{100 \times 12} = 0,0036 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées \Rightarrow le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-4-8 Poutre palière:**Introduction:**

La poutre palière est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

III-4-8-1 pré dimensionnement

- **Hauteur :**

$$L = 305 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{305}{15} \leq h \leq \frac{305}{10} \Rightarrow 20,33 \leq h \leq 30,5 \text{ cm.}$$

Selon le RPA99 modifié 2003 $h_t \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ on opte pour $h_t = 30 [\text{cm}]$

- **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

$$\text{Selon le RPA99} \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25 [\text{cm}]$$

Donc la poutre palière aura pour dimension $b \times h = 25 \times 30 \text{ cm}^2$

III-4-8-2 charge revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre $0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN / ml.}$

- Réaction du palier (ELU) : 19,42KN/ml

- Réaction du palier (ELS) : 20,44KN/ml

$$q_u = (1,875) \times 1,35 + 19,42 = 28,09 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$q_s = 1,875 + 20,44 = 22,31 \text{ KN} / \text{ml}$$

III-4-8-3 à l' ELU :

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{28,09 \times (3,05)^2}{8} = 32,66 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 32,66 \text{ KN.m.}$$

- **L'effort tranchant :**

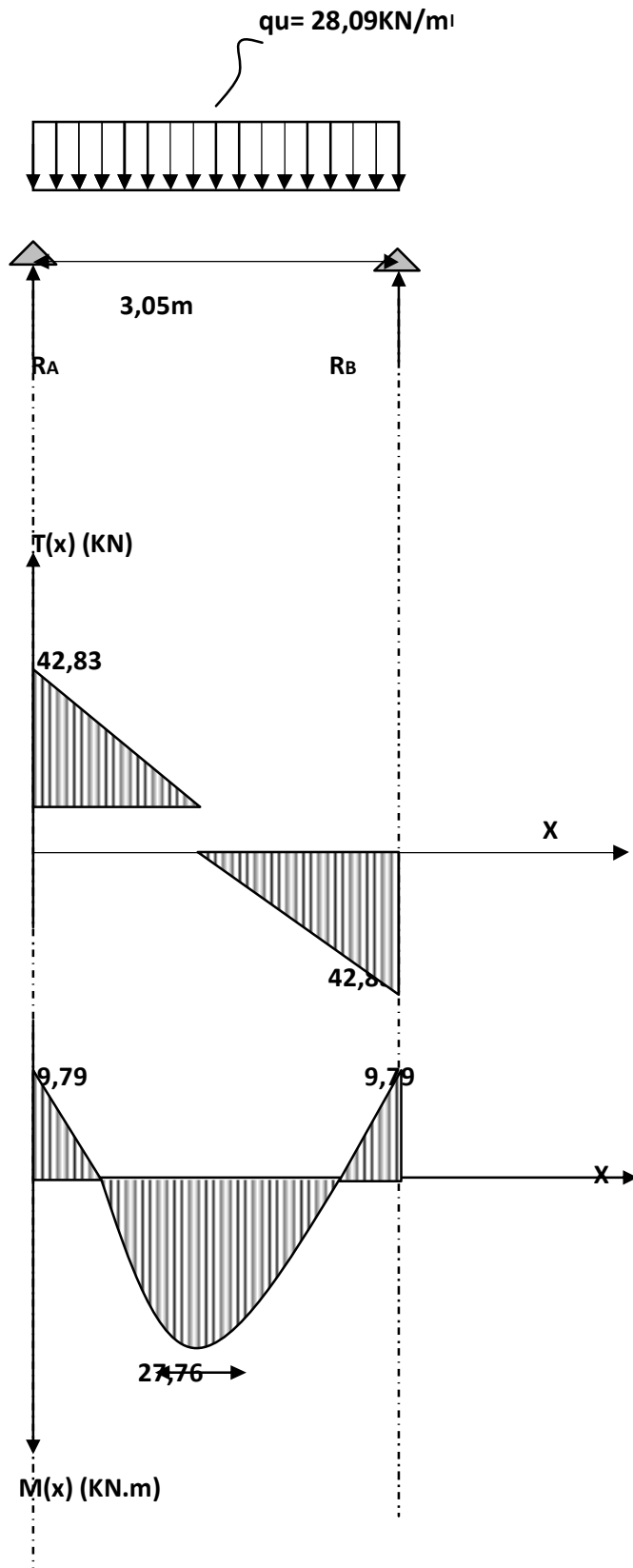
$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{28,09 \times (3,05)}{2} = 42,83 \text{ KN}.$$

En tenant compte des semi encastres on aura :

$$M_{uapp} = (-0,3) M_0 = -9,79 \text{ KN}.$$

$$M_{ut} = (0,85) M_0 = 27,76 \text{ KN.m}$$

III -4-8-4 Diagramme des sollicitations :



III-4-8-5 Ferrailage :

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc} \text{ tableau}} = \frac{27,76 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,099 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,099 \longrightarrow \beta = 0,947.$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27,76 \times 10^3}{0,947 \times 28 \times 348} = 3,01 \text{ cm}^2.$$

soit : 3 HA14 = 4,62 cm²

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,79 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 = \mu_l \Rightarrow SSA.$$

Tableau:

$$\mu_b = 0,034 \longrightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,79 \times 10^3}{0,983 \times 28 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2.$$

soit : A_{app} = 3HA10 = 2,36 cm²

- Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$4,62 + 2,36 = 6,98 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit de 4% en zone courante.

$$6,98 \text{ cm}^2 < \frac{4 \times b \times h}{100} = 30 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

III-4-8-6 Vérification à l'ELU :

a) Condition de l'effort tranchant (BAEL91 ArtA522) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{42,83 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,612 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25, 4) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,612 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

b) influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL91 Art5.132) :

- **Influence des aciers :**

$$A_u = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} \leq A_{uapp}$$

$$A_u = \frac{42,83 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1,23 \text{ cm}^2 < A_{uapp} = 2,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

- **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 42,83 \text{ KN} \leq 0,4 \times 250 \times (0,9 \times 280) \times \frac{25}{1,5} = 420 \text{ KN}.$$

$$T_u = 42,83 \text{ KN} \leq 420 \text{ KN} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

c) vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91, ArtA613):

$$\tau_{ue} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{eu} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,0 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\tau_e = \frac{42,83 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 942} = 0,18 [\text{MPa}] \leq \bar{\tau}_e$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 Art6.127) :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Le BAEL limite $L_s = 40 \phi$ pour FeE 400.

on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixé à $0,4L_s$

$$0,4L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35} ; \frac{250}{10} ; 10 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{8,57 ; 25 ; 10\} = 8,57 \text{ mm}$$

on prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 6HA8 = 3,01 \text{ cm}^2 \quad \text{exigence du (R.P.A version 2003) [Art.7.5.2.2]}$$

➤ **Espacement :**

$$\text{Zone nodale: } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 25 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1,2 ; 25 \text{ cm} \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{soit: } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

e) **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,02 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III -4-8-7 à L'ELS :

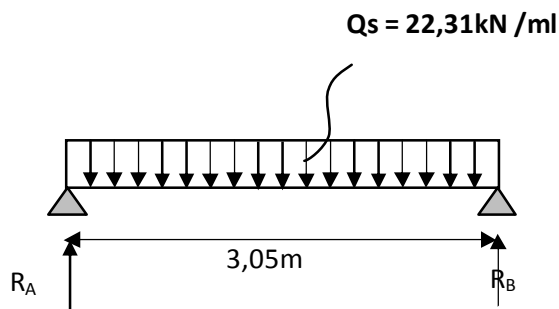


Schéma statique à L'E.L.S

❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{22,31 \times 3,05}{2} = 34,02 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{22,31 \times (3,05)^2}{8} = 25,94 \text{ KN}$$

Moments corrigés :

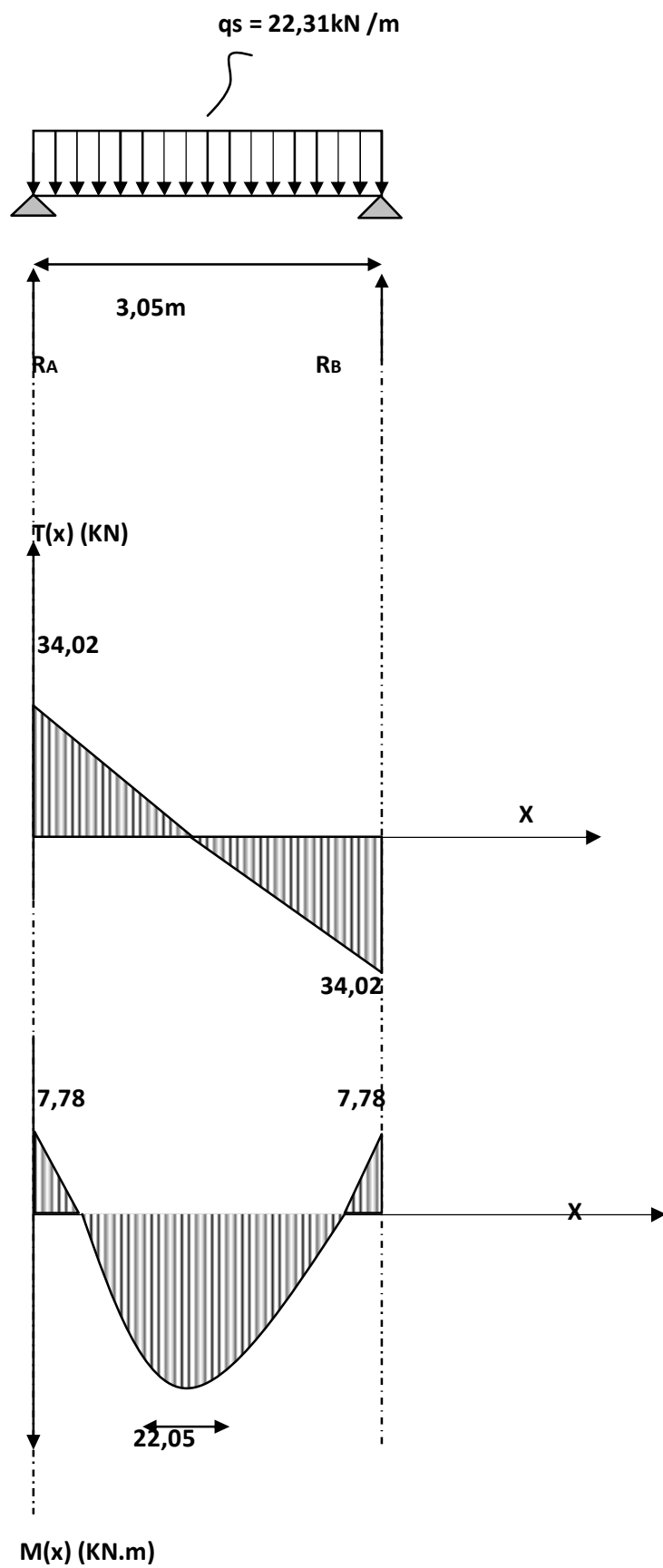
En travée : $M_t = 0,85 \times 25,94 = 22,05 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = -0,3 \times 25,94 = -7,78 \text{ KN.m}$

❖ Effort tranchant :

$$V^{\max} = R_A = R_B = 34,02 \text{ KN}$$

III -4-8-8 Diagrammes des sollicitations :



III-4-9 Vérification à L'E.L.S :

a) Vérification de la flèche :

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{305} = 0,098 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{305} = 0,098 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{22,05}{10 \times 25,94} = 0,085 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{b.d} = \frac{3,02}{25 \times 30} = 0,00402 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow Les conditions sont vérifiées

b) Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire D'après BAEL91 révisé 99 Articles (B.6.3)

c) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &\leq 0,6 f_{c28} \\ \sigma_{bc} &\leq 15 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

aux appuis: $A_a = 2,36 \text{ cm}^2$, $M_a = -7,78 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 28} = 0,337$$

$$\rho = 0,337 \rightarrow \beta = 0,910 \rightarrow \alpha = 0,270 \rightarrow k = 0,024$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{7,78 \times 10^3}{2,36 \times 0,910 \times 28} = 129,38 \text{ Mpa} \quad \sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,024 \times 147,13 = 3,11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,11 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage de Poutres palière :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 6HA8

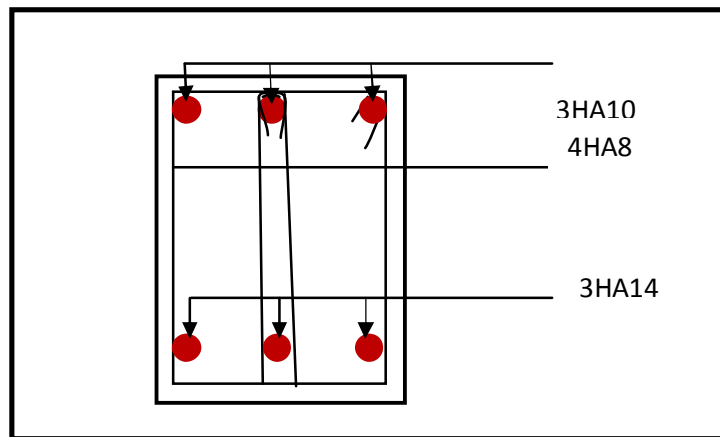


Figure III.25 Ferraillage en travée.

Sur appuis:

- Armatures longitudinales : 3HA10
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 6HA8

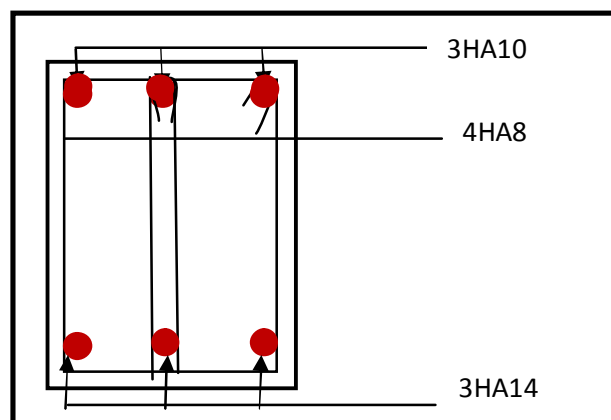


Figure III.26 Ferraillage aux appuis d'une poutre palier.

III.5 Étude de la dalle salle machine

III.5.1 Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (09 niveaux), un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre niveaux

La dalle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$) surface d'impacte au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens au milieu du panneau. Vu que la charge localisée se repartie sur presque la totalité du panneau on considère une charge uniformément repartie.

- La surface de la cabine est ($1,68 \times 1,45 = 2,43 \text{ m}^2$)
- en plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau son poids est estimé à 9 tonnes ($P = 90 \text{ KN}$) repartie sur une surface de $(90 \times 90) \text{ cm}^2$ transmis par le système de levage de l'ascenseur.
- La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

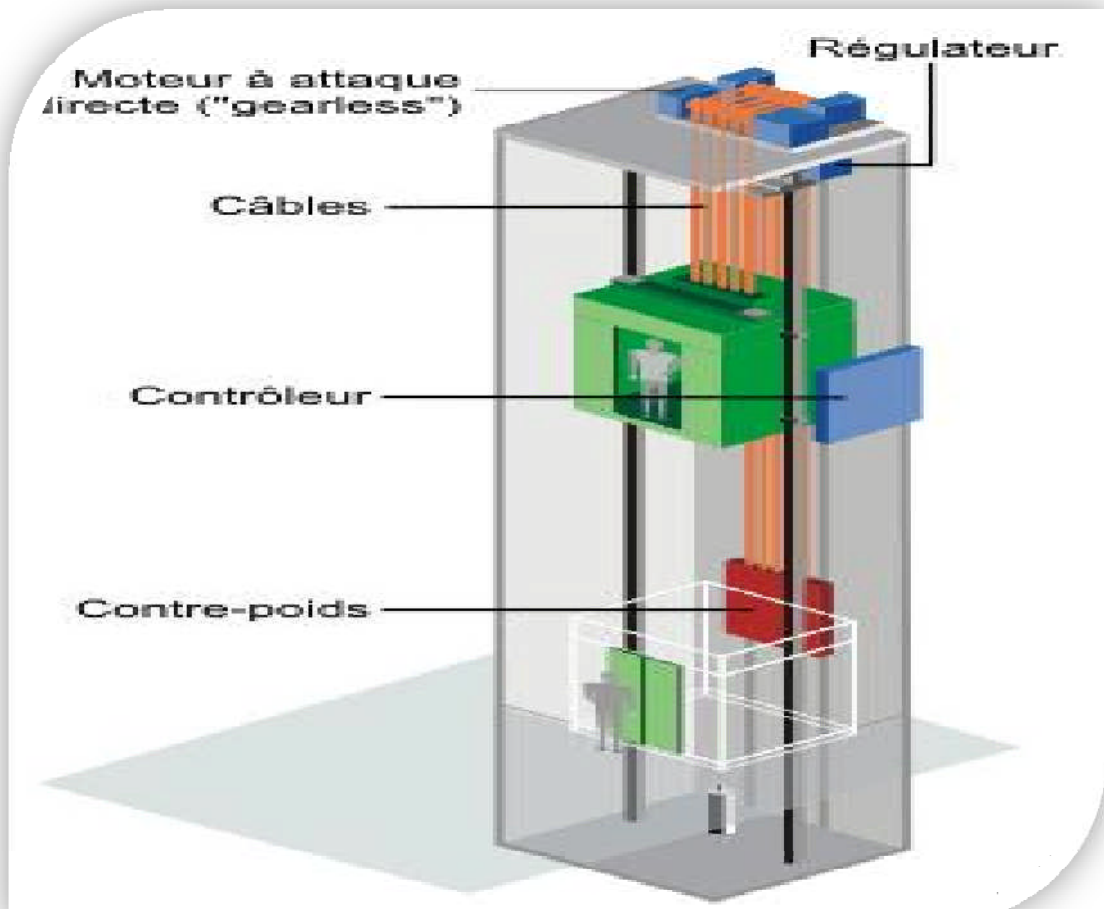


Figure III.27 Salle machine

III.5.2 Dimensionnement :

❖ Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{145}{30} = 4,83$ cm } On adopte une hauteur $h_t = 20$ cm.

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t^{min} = 12$ cm

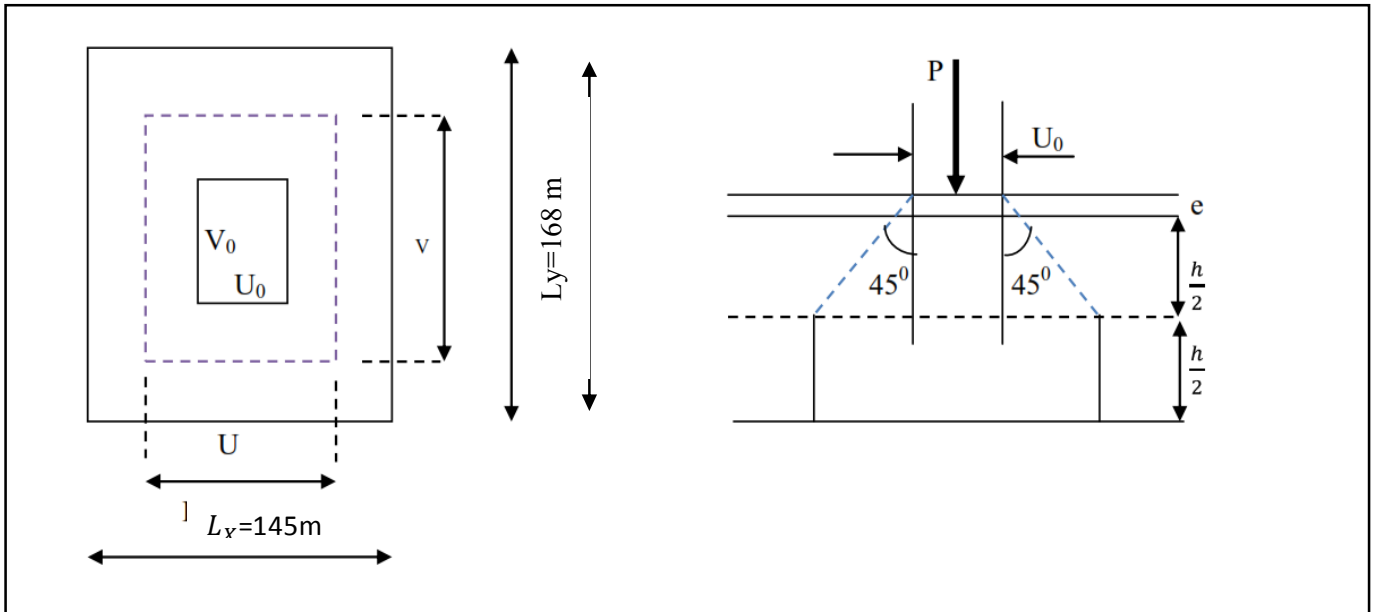


Figure III.28 Schéma statique de la salle machine.

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$(U_0 \times V_0)$: Surface de contact.

$(U \times V)$: Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

On a :

- $U = U_0 + 2.\xi .e + h_0$
- $V = V_0 + 2.\xi .e + h_0$

Avec:

- $h_0 = 20$ cm épaisseur de la dalle
- $U_0 = 90$ cm
- $V_0 = 90$ cm
- ξ : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton $\xi = 1$
- e : revêtement de la dalle ($e = 2$ cm)

D'où : $U = 90 + 4 + 20 = 114$ cm

$V = 90 + 4 + 20 = 114$ cm

III.5.3 Détermination des sollicitations :

❖ A L'ELU :

Poids propre de la dalle $G = 0.20 \times 25 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$\begin{cases} P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} \text{ (charge concentrée du système de levage)} \\ q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)} \end{cases}$$

❖ A L'ELS :

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.5.4 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

a. Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système du levage:

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P (\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

- ν : coefficient de Poisson ($\nu=0$ à L'ELU et $\nu=0.2$ à L'ELS)
- p : Intensité de la charge centrée
- M_1 et M_2 coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction des rapports : $\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$; $\frac{U}{l_x}$; $\frac{V}{l_y}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0,8 \\ \frac{V}{L_y} = 0,6 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,069 \\ M_2 = 0,056 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0,8 \\ \frac{V}{L_y} = 0,7 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,065 \\ M_2 = 0,052 \end{array} \right.$$

$$\Delta u \left(\frac{v}{L_y} \right) = 0,7 - 0,6 = 0,1$$

$$\Delta M_1 = 0,065 - 0,069 = -0,004$$

$$\Delta M_2 = 0,052 - 0,056 = -0,004$$

$$\Delta u \left(\frac{v}{L_y} \right) = 0,67 - 0,6 = 0,07$$

$$\Delta M_1 = \frac{0,07 \times (-0,004)}{0,1} = 0,0028$$

$$\Delta M_2 = \frac{0,07 \times (-0,004)}{0,1} = 0,0028$$

$$\varphi_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{145}{168} = 0,9$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{114}{145} = 0,8$$

$$\frac{v}{l_y} = \frac{114}{168} = 0,67$$

À partir des abaques de PIGEAUD

et après une interpolation on aura :

$$M_1 = 0,069 - 0,0028 = 0,066$$

$$M_2 = 0,056 - 0,0028 = 0,053$$

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) = P_u M_1 = 121,5 \times 0,066 = 8,019 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u (\nu M_1 + M_2) = P_u M_2 = 121,5 \times 0,053 = 6,439 \text{ KN.m}$$

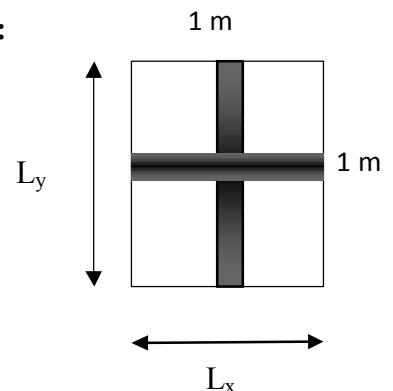
b. Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{168} = 0,9$$

$$0,4 \leq \rho \leq 1$$

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens

Donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur



Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du BAEL 91 modifié 99

$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$ Le moment fléchissant dans le sens de L_x

$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$ Le moment fléchissant dans le sens de L_y

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et ϑ

$$\left. \begin{array}{l} \vartheta = 0 \text{ (à } L'ELU) \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{array}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0458 \times 8,25 \times 1,45^2 = 0,794 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,778 \times 0,794 = 0,617 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,019 + 0,794 = 8,813 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,439 + 0,617 = 7,056 \text{ KN.m}$$

d. Correction des moments :

Le panneau de dalle est considéré continuer au delà de ses appuis

$$\text{Moment en travée : } 0.75 M_x = 0.75 \times 8,813 = 6,609 \text{ KN.m}$$

$$0.75 M_y = 0.75 \times 7,056 = 5,292 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } 0.5 M_x = 0.5 \times 8,813 = 4,406 \text{ KN.m}$$

$$0.5 M_y = 0.5 \times 7,056 = 3,528 \text{ KN.m}$$

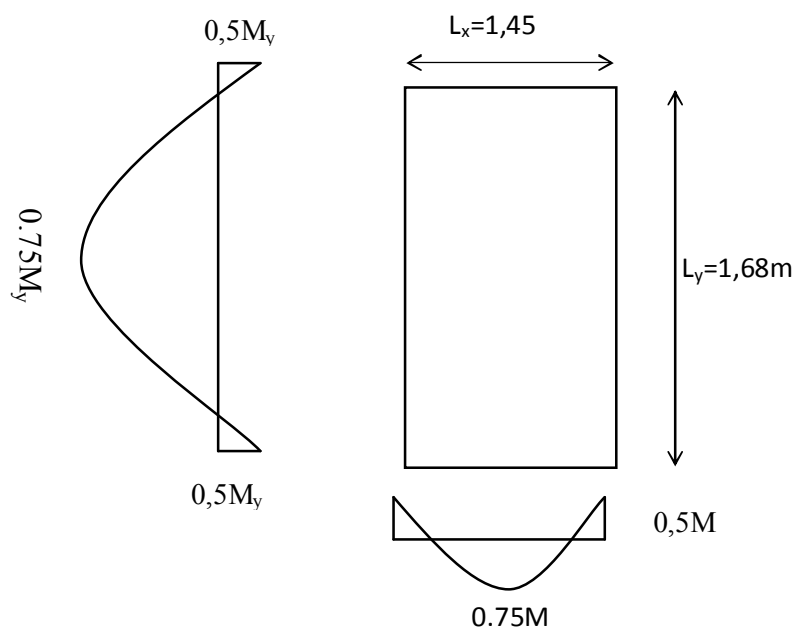


Figure 3-3-3 : Distribution des moments sur le panneau

e. Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fera en flexion pour une bande de 1m de largeur

➡ Dans le sens de la petite portée l_x **➤ En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,609 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.014$$

Avec :

$$M_u^t = 6,609 \text{ KNm}$$

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

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

$$d = h_t - 2 = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.014 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$\beta = 0.993$ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,609 \times 10^5}{0.993 \times 18 \times 348} = 106,25 \text{ mm}^2 = 1,06 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,406 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.009$$

Avec :

$$M_u^a = 4,406 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.009 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$\beta = 0.9955$ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,406 \times 10^5}{0.9955 \times 18 \times 348} = 70,656 \text{ mm}^2 = 0,70 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➡ Dans le sens de la grande portée l_y

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,292 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.011$$

Avec :

$$M_u^t = 5,292 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.011 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.9945 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,292 \times 10^5}{0.9945 \times 18 \times 348} = 84,94 \text{ mm}^2 = 0,84 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,528 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.007$$

Avec :

$$M_u^a = 3,528 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.007 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.9965 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,528 \times 10^5}{0.9965 \times 18 \times 348} = 56,51 \text{ mm}^2 = 0,56 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5.5 Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit toujours présenter une section minimale correspondant au taux suivant

➡ Armature parallèle aux petit cotes l_x :

$$A_x^{min} = \frac{(3 - \varphi_x)}{2} \times w_0 \times b \times h = \frac{3 - 0.9}{2} \times 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

➡ W_0 : pourcentage d'acier minimal égale à :

- **0.8‰ : pour les hautes adhérences FeE400**
- **0.6‰ : pour les hautes adhérences FeE500**

$$\Rightarrow \varphi_x = \frac{L_x}{L_y} = 0.9$$

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

$$\Rightarrow h = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Or } A_{st}^a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_{st}^t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

Armature parallèle aux grands coté l_y :

$$A_y^{min} = w_0 \times b \times h = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or } A_{st}^a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_{st}^t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

b. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

$$\text{Armature principales } S_t \leq \min\{2h; 25 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h = 30 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Armature principales } S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \dots \text{condition vérifiée}$$

c. Condition de non poinçonnement (BAEL91-modifié/Art A-5-2-42) :

On admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.56 \times 0.20 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 684 \text{ KN/ml}$$

- Q_u : charge applique à L'ELU

$$Q_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5$$

- $h_t = 20 \text{ cm}$ épaisseur totale de la dalle

- U_c : périmètre sur le quel agit la charge suivant le plan du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(114+114) = 456 \text{ cm} = 4.56 \text{ m}$$

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$q_u = 108 \text{ KN/ml} \leq 684 \text{ KN/ml} \dots \text{condition vérifiée.}$$

d. Vérification des contraintes tangentielles :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{4.17 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.023 \text{ MPa} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 18 = 18 \text{ cm} = 180 \text{ mm} : \text{hauteur utile}$$

➤ Au milieu de L_y : $T = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2L_y + L_x} = \frac{8,25 \times 1,45 \times 1,68}{2 \times 1,68 + 1,45} = 4,17 \text{ KN}$

➤ Au milieu de L_x : $T = \frac{P}{3L_y} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3L_y} = \frac{8,25 \times 1,45 \times 1,68}{3 \times 1,68} = 3,98 \text{ KN}$

$\tau = 0.023 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$ condition est vérifiée.

III.5.6. Calcul à l'état limite de service (L'ELS):

a. Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système du levage:

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P (\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

- ν : coefficient de poisson ($\nu=0$ à L'ELU et $\nu=0.2$ à L'ELS)
- p : Intensité de la charge centrée
- M_1 et M_2 coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction des rapports : $\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$; $\frac{U}{l_x}$; $\frac{V}{l_y}$

$$\left. \begin{aligned} \varphi_x &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{114}{168} = 0.9 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{114}{145} = 0.8 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{114}{168} = 0.40 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{À partir des abaques de PIGEAUD et après une} \\ &\text{interpolation on aura :} \\ &M_1 = 0.069 - 0,0028 = 0,066 \\ &M_2 = 0.056 - 0,0028 = 0,053 \end{aligned}$$

$$M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2) = 90 (0.066 + 0.2 \times 0.053) = 6,894 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s (\nu M_1 + M_2) = 90 (0.2 \times 0.066 + 0.053) = 5,958 \text{ KN.m}$$

b. Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{210}{240} = 0.9 \\ 0.4 \leq \rho \leq 1 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{Panneau rectangulaire isolé portant dans} \\ &\text{les deux sens} \\ &\text{Donc on considère au milieu de chaque} \\ &\text{portée une bande de 1 m de largeur} \end{aligned}$$

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du BAEL 91 modifié 99

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{Le moment fléchissant dent le sens de } L_x$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \quad \text{Le moment fléchissant dent le sens de } L_y$$

- μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et ϑ

$$\left. \begin{aligned} \vartheta &= 0.2 \text{ (à L'ELS)} \\ \rho &= \frac{L_x}{L_y} = 0.9 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \mu_x &= 0.0529 \\ \mu_y &= 0.846 \end{aligned}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0529 \times 6 \times 1,45^2 = 0,667 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.846 \times 0,667 = 0.564 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,894 + 0,667 = 7,561 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,958 + 0,564 = 6,522 \text{ KN.m}$$

d. Correction des moments

Le panneau de dalle est considéré continu au delà de ses appuis

$$\text{Moment en travée : } 0.75 M_x = 0.75 \times 7,561 = 5,670 \text{ KN.m}$$

$$0.75 M_y = 0.75 \times 6,522 = 4,891 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } 0.5 M_x = 0.5 \times 7,561 = 3,780 \text{ KN.m}$$

$$0.5 M_y = 0.5 \times 6,522 = 3,261 \text{ KN.m}$$

e. Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fera en flexion pour une bande de 1m de largeur

Dans le sens de la petite portée l_x

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,670 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.012$$

Avec :

$$M_u^t = 5,670 \text{ KN.m}$$

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

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

$$d = h_t - 2 = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.012 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.994 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,670 \times 10^5}{0.994 \times 18 \times 348} = 91,063 \text{ mm}^2 = 0,91 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,78 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.008$$

Avec :

$$M_u^a = 3,78 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.008 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$\beta = 0.996$ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,78 \times 10^5}{0.996 \times 18 \times 348} = 60,587 \text{ mm}^2 = 0,60 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Dans le sens de la grande portée ly

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,891 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.010$$

Avec :

$$M_u^t = 4,891 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.010 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$\beta = 0.995$ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,891 \times 10^5}{0.995 \times 18 \times 348} = 78,473 \text{ mm}^2 = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,261 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.007$$

Avec :

$$M_u^a = 3,261 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.007 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$\beta = 0.9965$ (du tableau des sections rectangulaires en flexion

simple)

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,261 \times 10^5}{0.9965 \times 18 \times 348} = 52,242 \text{ mm}^2 = 0,52 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées à l'ELS.

III.5.7. Vérification à l'ELS :

a. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Armature parallèle aux petites cotes l_x :

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_s = 5,670 \text{ KNm} ; A_s = 3.14\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5,670 \times 10^6}{0,932 \times 180 \times 314} = 107,63\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \longrightarrow k_1 = 58,53 \text{ et } \beta_1 = 0.932$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{107,63}{58,53} = 1,83\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_s = 5.638 \text{ KNm} ; A_s = 3.14\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3,78 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 314} = 71.76\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \longrightarrow k_1 = 58.53 \text{ et } \beta_1 = 0.932$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{71.76}{58.53} = 1,23\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armature parallèle aux grandes cotes l_y :

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_s = 4,891 \text{ KNm} ; A_s = 3.14\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,891 \times 10^6}{0,9445 \times 180 \times 314} = 91,62\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \longrightarrow k_1 = 58,53 \text{ et } \beta_1 = 0.932$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{91,62}{58,53} = 1,56\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_s = 3,261 \text{ KNm} ; A_s = 3.14\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3,261 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 314} = 61.91\text{MPa}$$

$$\rho_l = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \longrightarrow k_1 = 58.53 \text{ et } \beta_1 = 0.932$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{61.91}{58.53} = 1,058\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Diamètre maximal des barres :

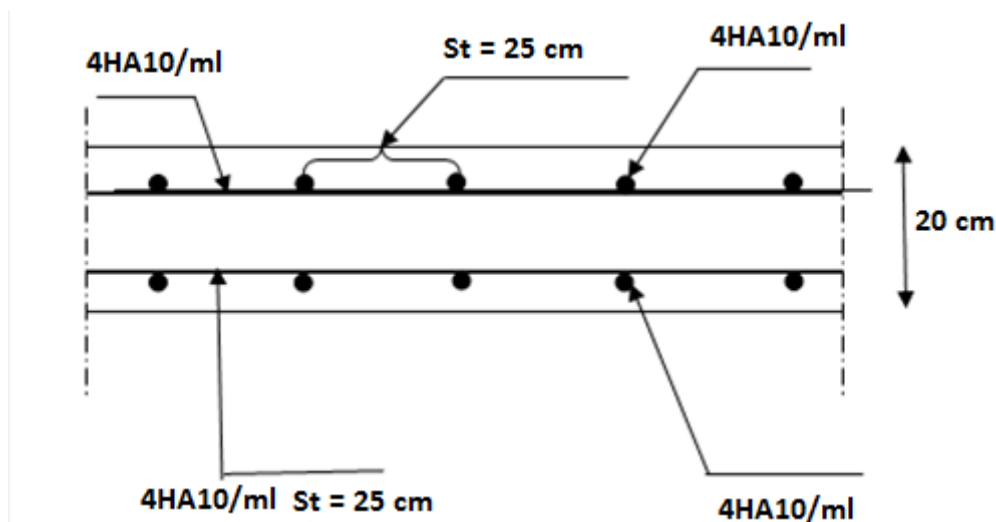
$$\phi_{max} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{200}{10} = 20\text{cm}$$

ϕ_{max} nous avons ferrillé avec des HA10 condition vérifiée.

Remarque : les conditions sont vérifiées dans les deux sens

c. Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.



CHAPITRE IV

Modélisation

IV.1 Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques tel que la MEF est devenue indispensable. Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

IV.2 Description du logiciel ETABS

ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

L'ETABS 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 charpente métallique.

Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ...etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
- Affectation des charges revenant aux éléments,
- Introduction des combinaisons d'actions,
- Affectation des masses sismiques,
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),

IV.3 Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS 9.7.0

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (voir la figure suivante).

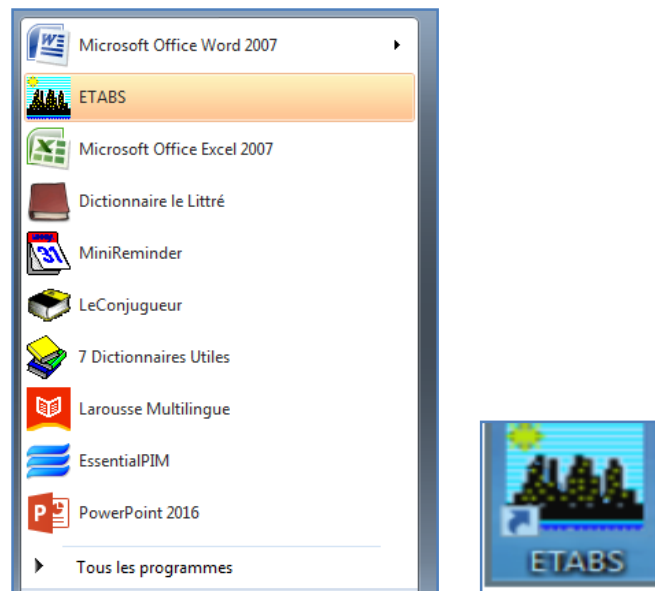


Figure IV.1 Icône de l'application ETABS sur outils informatique

A) Rappel:(terminologie)

Gridline	lignedegrille
Joints	nœuds
Frame	portique(cadre)
Shell	voile
Elément	élément
Restraints	degrésdeliberté(D.D.L)
Uniformed loads	pointd'applicationdelacharge
Define	définir
Materials	matériaux
Concrete	béton
Steel	acier
Frame section	coffrage
Beam	poutre

IV.4 Étapes de modélisation

A) Etape1 : Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étages)

➤ Choix des unités

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et les déplacements



Figure IV.2 Choix des unités

➤ Géométrie de base

En haut de l'écran dans File New model (Géométrie de base)

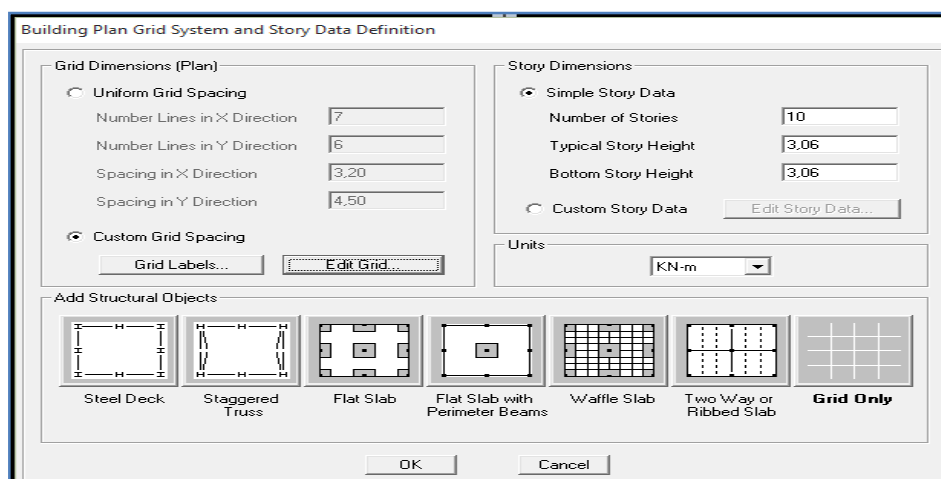


Figure IV.3 Géométrie de base

- Le nombre de portiques suivant x-x
(Dans notre cas nous avons 7 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y.
(Dans notre cas nous avons 4 lignes suivant y-y)
- Le nombre des étages. (7 niveaux, R+7+1 sous-sol)

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs des étages

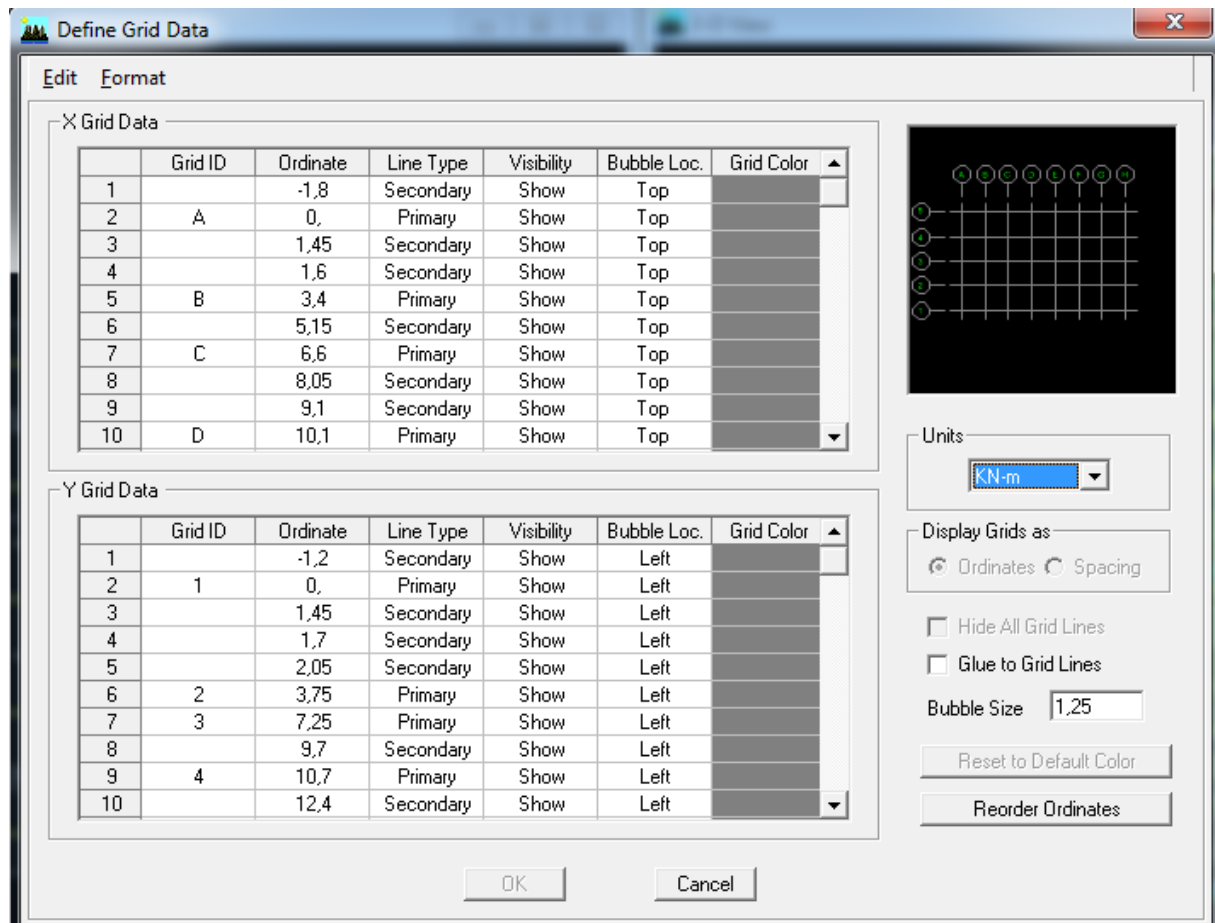


Figure IV.4 Modification des longueurs des trames

Pour modifier les hauteurs et les noms des étages ; on clique sur le bouton **Custom Story Data** → **Edit Story Data**.

On introduit les hauteurs des étages → **OK** → **OK**

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	PSM	2,1	32,7	No	NONE	No	0,
11	ETAGE9	3,06	30,6	Yes		No	0,
10	ETAGE8	3,06	27,54	No	RDC	No	0,
9	ETAGE7	3,06	24,48	No	RDC	No	0,
8	ETAGE6	3,06	21,42	No	RDC	No	0,
7	ETAGE5	3,06	18,36	No	RDC	No	0,
6	ETAGE4	3,06	15,3	No	RDC	No	0,
5	ETAGE3	3,06	12,24	No	RDC	No	0,
4	ETAGE2	3,06	9,18	No	RDC	No	0,
3	ETAGE1	3,06	6,12	No	RDC	No	0,
2	RDC	3,06	3,06	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units

Change Units:

Figure IV.5 Modification des hauteurs des étages

Après validation de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

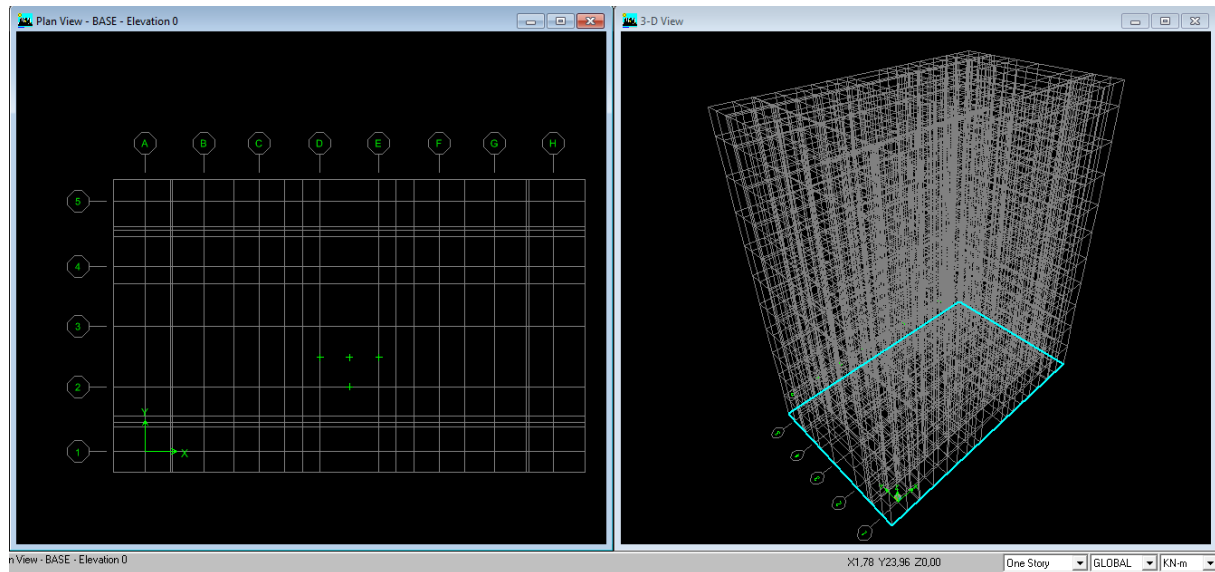


Figure IV.6 Représentation de la structure en 2D et 3D

B) Étape 2: Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton

Define → Material Properties → ConcModify /show material

- Masse par unit volume (masse volumique du béton) ;
- Weight par unit volume (Poids volumique du béton) ;
- Modulus of Elasticity (Module de Young);
- Specified concrete comp strenght (contrainte max du béton à la compression) ;
- Bending Reinf, Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux) ;
- Shear Reinf, Tield Stress (contrainte max des aciers).

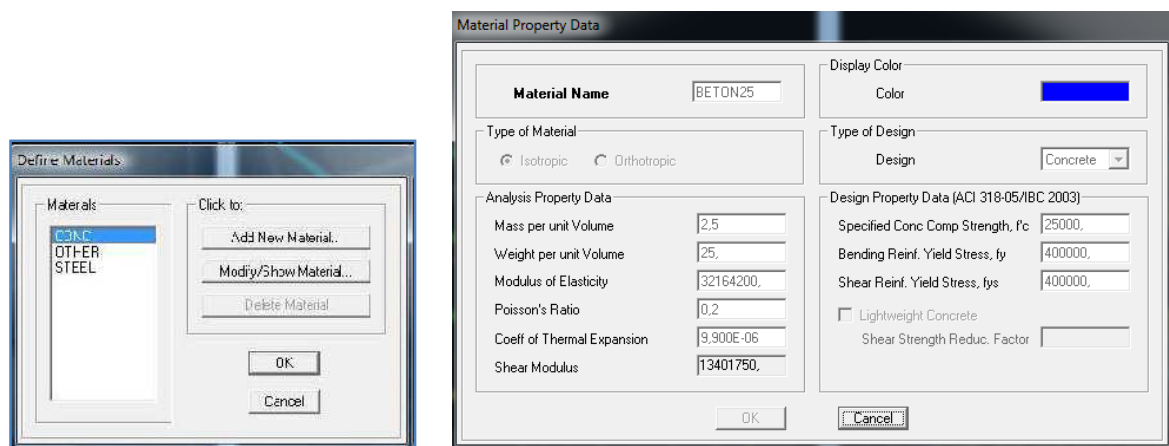


Figure IV.7 Introduction des propriétés mécanique du béton

C) Étape 3: Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles...)

➤ Définition des poutres et poteaux

Define → **Frame section** → **Add rectangulaire.**

Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur **Reinforcement**

Un clic sur **Beam** introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025** → **OK** → **OK**

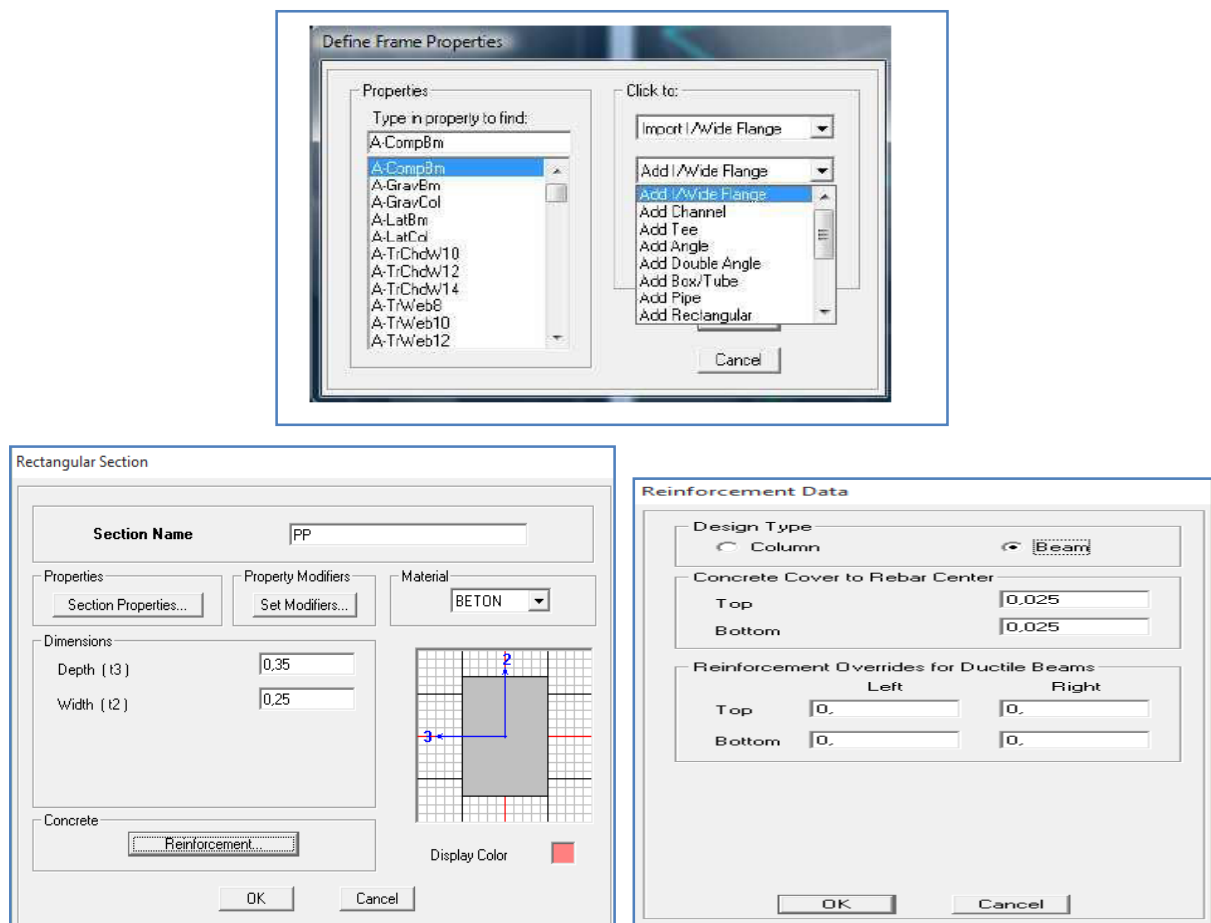


Figure IV. 8 Introduction des dimensions des poutres/poteaux

➤ Définition des voiles, dalles plaines et planchers

■ Les voiles

Define → **Wall/slab/deck section** → **Add New Wall**

Et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile

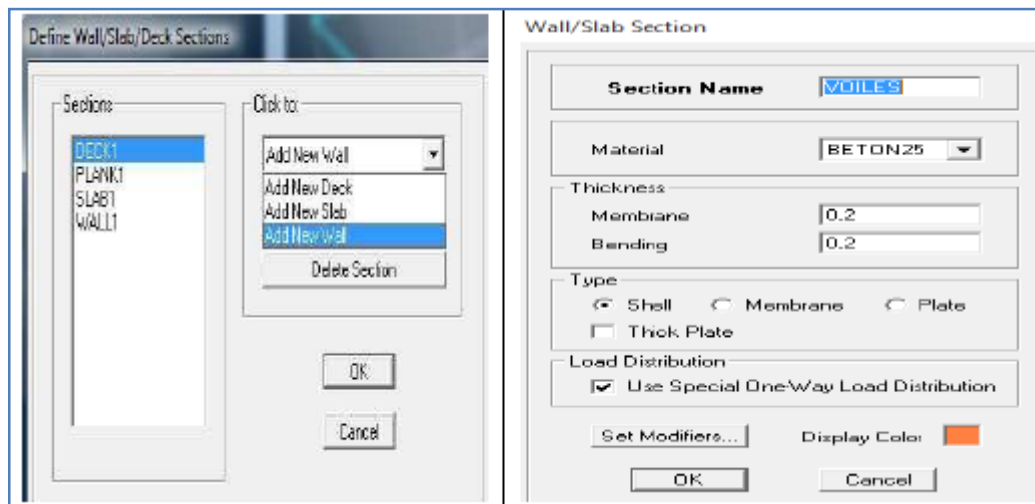


Figure IV.9 Introduction des dimensions des voiles

■ Les dalles Plaines

Define → Wall/slab/deck section → Add New Slab

Et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle.

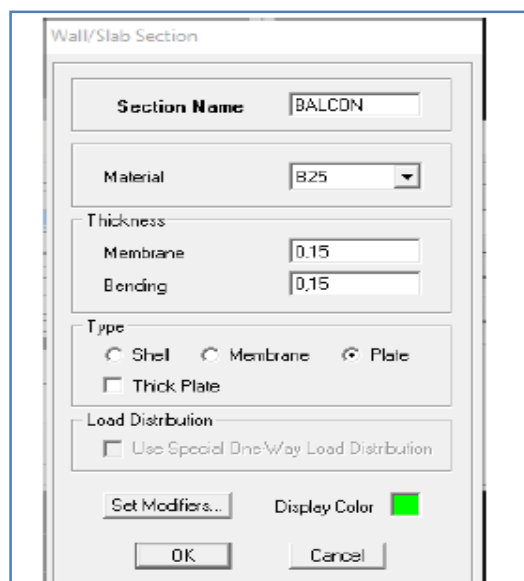


Figure IV.10 Introduction des dimensions des dalles plaines

■ Les planchers

On va opter pour la méthode « bardage ».

On doit créer un panneau de dalle virtuelle avec un matériau nommé AUTRE.

The dialog box 'Material Property Data' is used to define the mechanical properties of concrete reinforcement. It contains the following fields and options:

- Material Name:** A text field containing 'AUTRE'.
- Display Color:** A color selection field showing a magenta color.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 0
 - Weight per unit Volume: 0
 - Modulus of Elasticity: 32164200
 - Poisson's Ratio: 0,2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06
 - Shear Modulus: 13401750
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'_c : 25000
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y : 400000
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} : 400000
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' at the bottom.

Figure IV.11 Introduction des propriétés mécanique du béton pour le bardage

Define → Wall/slab/deck section → Add new slab

Et on spécifie le nom du plancher

The 'Wall/Slab Section' dialog box is used to define the section properties of a wall, slab, or deck. It contains the following fields and options:

- Section Name:** A text field containing 'FEC'.
- Material:** A dropdown menu set to 'AUTRE'.
- Thickness:**
 - Membrane: 0,000000000001
 - Bending: 0,000000000001
- Type:** Radio buttons for 'Shell', 'Membrane' (selected), and 'Plate'. There is also a checkbox for 'Thick Plate' which is unchecked.
- Load Distribution:** A checkbox for 'Use Special One-Way Load Distribution' which is checked.
- Buttons:** 'Set Modifiers...', 'Display Color' (showing a yellow color), 'OK', and 'Cancel' at the bottom.

D) Étape 4 : Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)

➤ Charges G et Q

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et des surcharges d'exploitation (**Q**),

Pour les définir :

Charges permanentes : **Load Name** (Nom de la charge): **G**
 Type : **DEAD** (permanente)
 Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre)

Surcharges d'exploitation : **Load Name** (Nom de la charge): **Q**
 Type: **LIVE** (exploitation)
 Self weight multiplier(Coefficient interne poids propre) : **1**

Define Static load cases → **Dead** → **modify load** écrire **G** → **0**
 → **Live** → **modify load** écrire **Q** → **1**

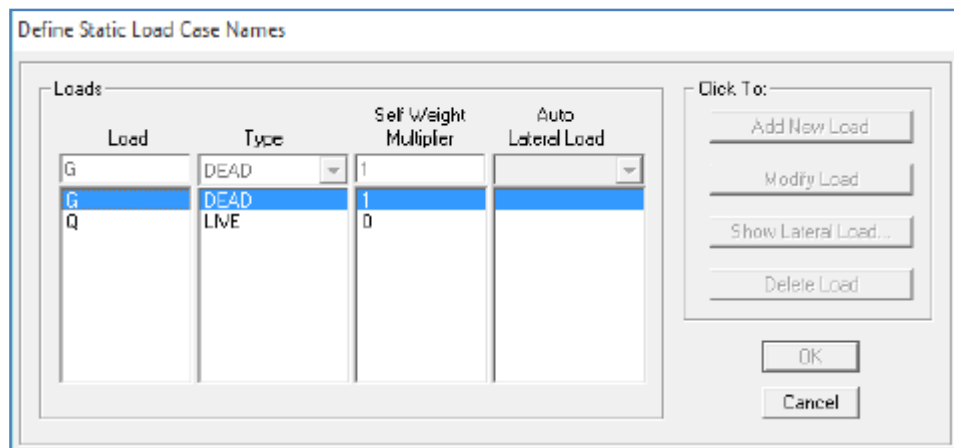


Figure IV.12 Définition des charges d'exploitations G et Q

➤ Charge dynamique (EX et EY)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel

Coefficient d'accélération de zone (**A**) : (groupe d'usage 2 et zone IIa) **A=0.15**

Coefficient de comportement de la structure (**R**) : **on prend R=5**

Facteur de qualité (**Q**) : **Q=1+pq=1.15**

Coefficient d'amortissement(%) = **10 %**

Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône RPA99 :

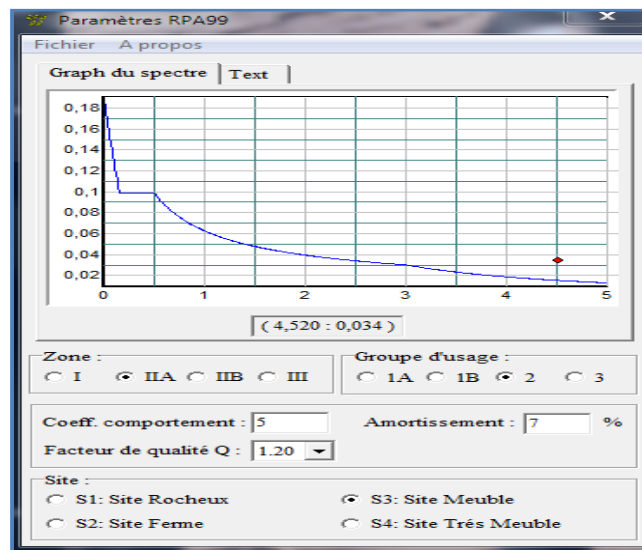


Figure IV.13 Introduction du spectre de réponse

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

Figure IV.14 Définition du chargement EX et EY (séisme)

E) Étape 5 : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ Combinaisons selon le BAEL

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

➤ Combinaisons selon le RPA

- $G + Q + Ex$
- $G + Q - Ex$
- $G + Q + Ey$
- $G + Q - Ey$
- $0.8G + Ex$
- $0.8G - Ex$
- $0.8G + Ey$
- $0.8G - Ey$

➤ Combinaisons de poids

$$W = G + 0.2Q$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo → Choisir le nom

Définir les coefficients

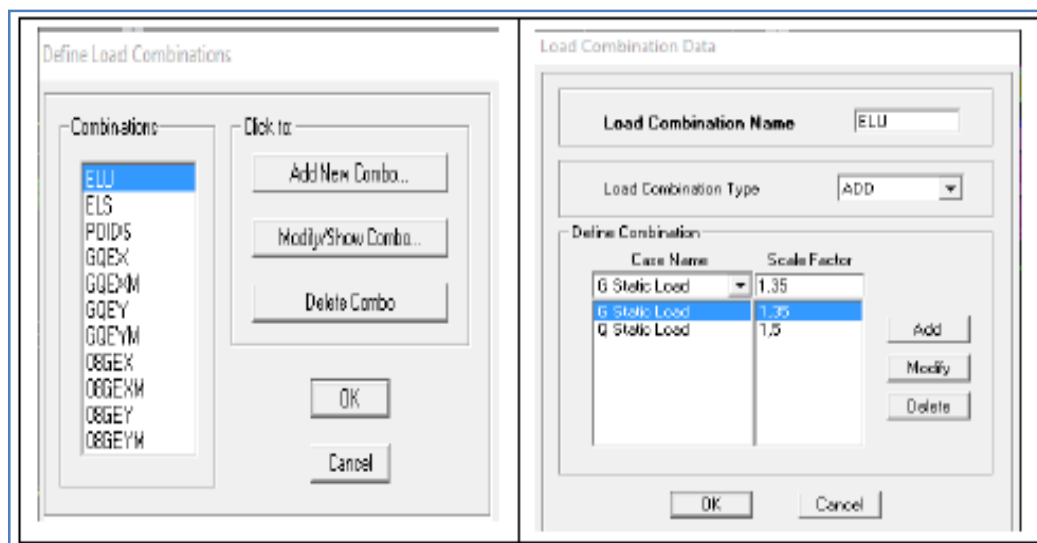


Figure IV.15 Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Define → masse source → from loads

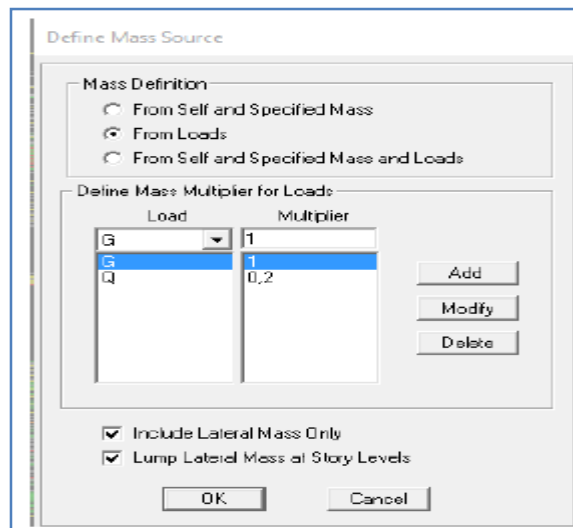


Figure IV. 16 Introduction de la masse source

F) Étape 6 : Dessiner les éléments de la structure

➤ Dessiner les poteaux

Draw → Draw line object → Create columns in region or at Clicks (plan)

Choisir le nom du poteau (un simple clic sur le point pour que le poteau soit dessiné).

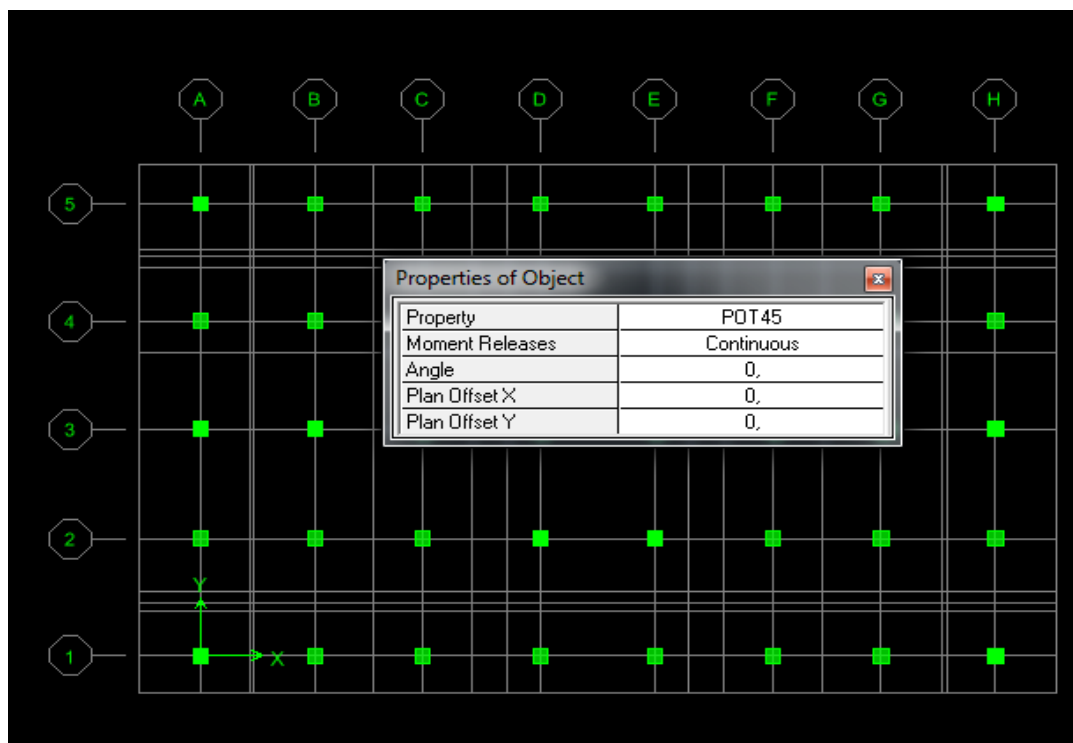


Figure IV.17 Dessin des poteaux

➤ Dessiner les poutres

Draw → Draw line Objects → create line in region or at clicks (plan, elev, 3D)

Choisir le nom des poutres (dessiner sur l'axe considéré)

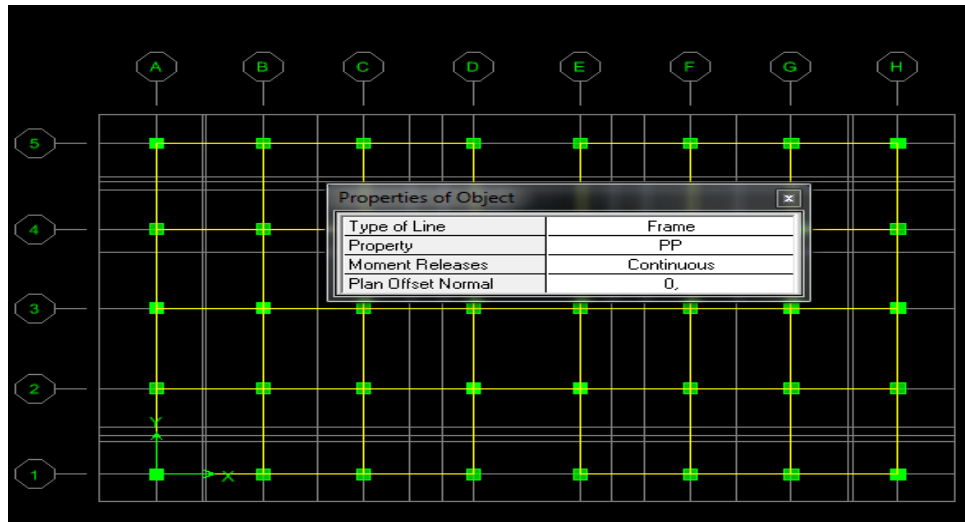


Figure IV. 18 Dessin des poutres

Pour copier les éléments a un autre étage identique

Edit → Replicate Story → cocher les étages identiques → Ok

➤ Dessiner les voiles

Draw → Draw area Objects → create wall in region or at clicks (plan)

Simple clique sur l'axe considéré pour que le voile soit dessiné.

Si on veut donner une longueur pour le voile :

Draw → Draw area Objects draw wall (plan)

Introduire la longueur du voile et dessiner.

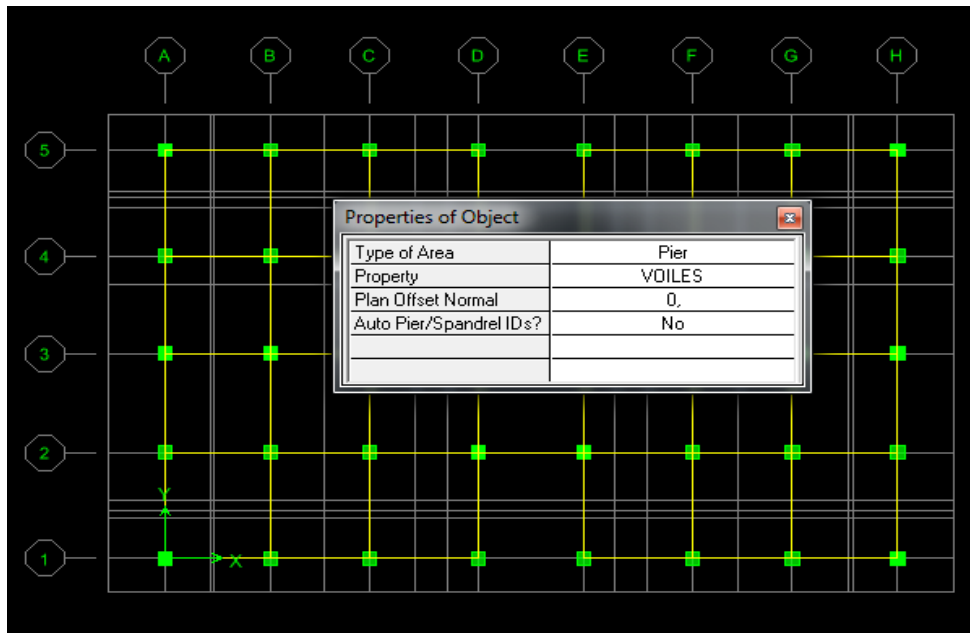


Figure IV.19 Dessin des voiles

➤ Dessiner les dalles pleines

Draw → Draw area Objects → Draw Area (plan, elev,3D)

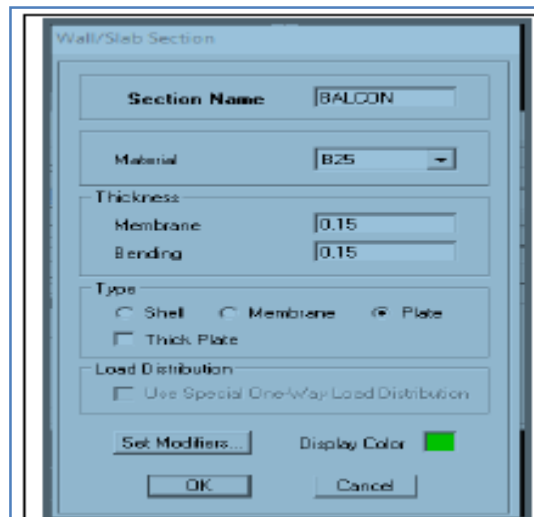


Figure IV.20 Dessin des dalles pleines

➤ Dessiner les planchers

Draw → Draw area Objects → create Area at click (plan, elev)

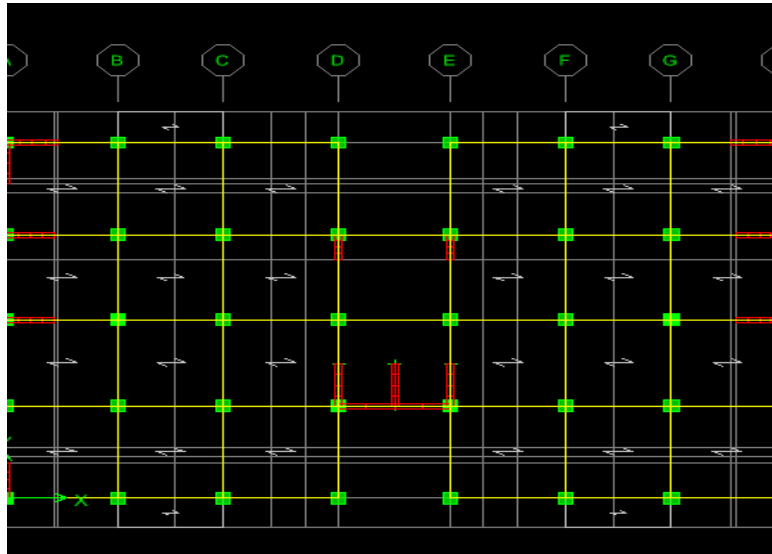


Figure IV.21 Dessin des planchers

➤ Encastrement de la base

Sélectionné la base de la structure → cocher l'encastrement → ok

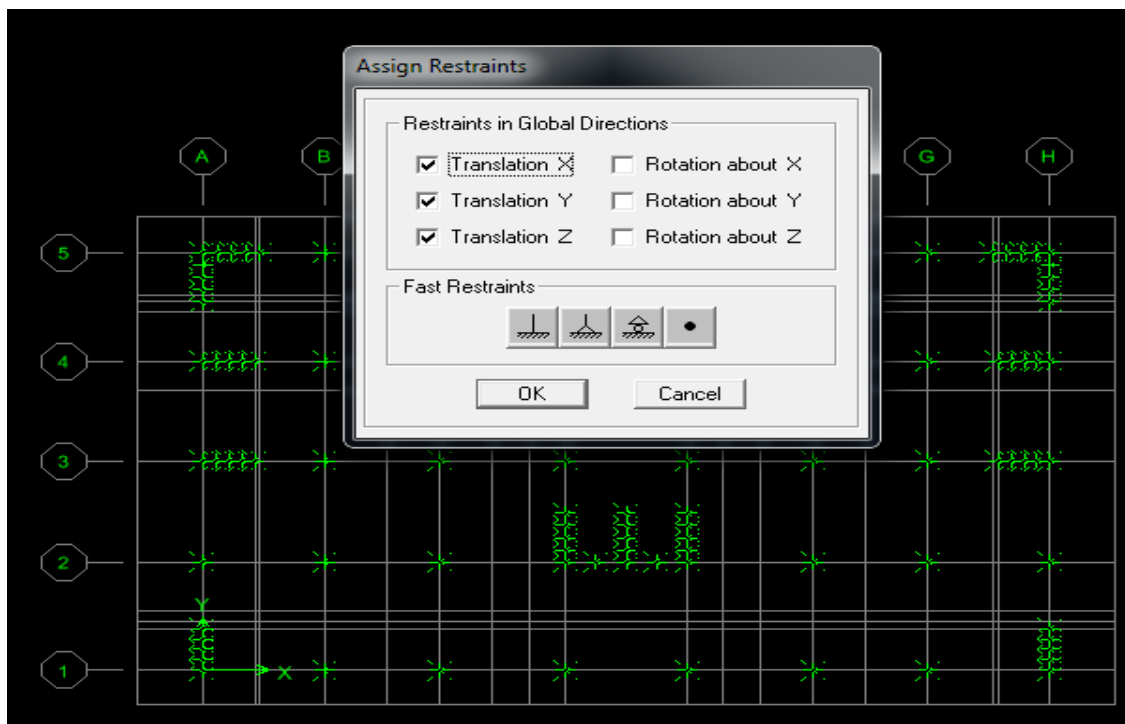


Figure IV.22 Encastrement de la base de structure

On obtient le schéma final de la structure suivant:

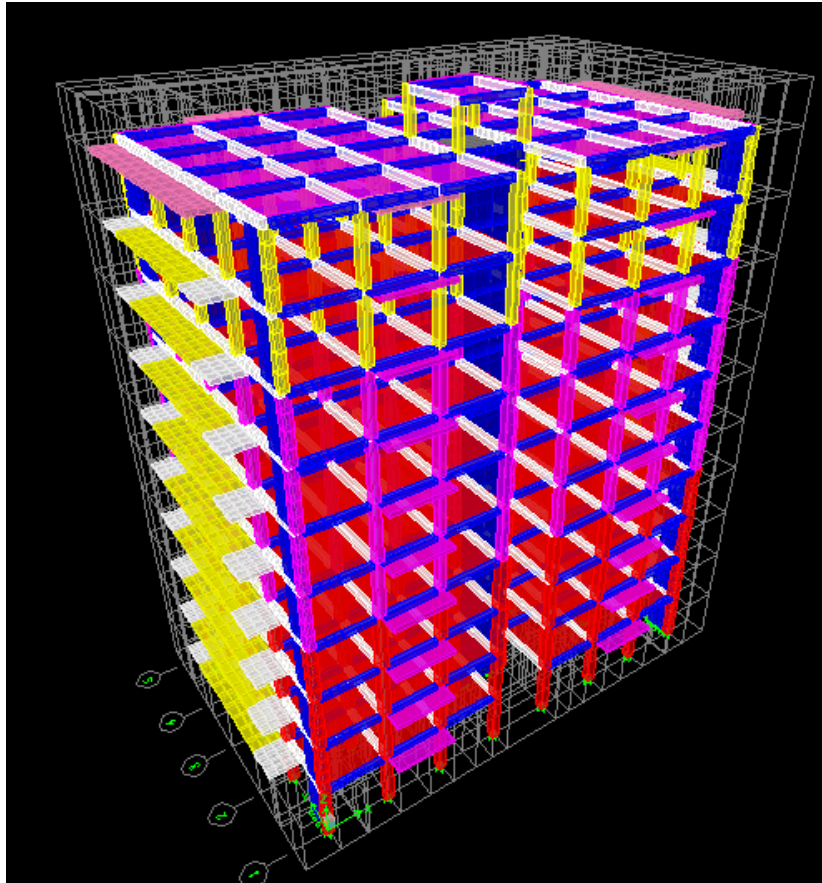


Figure IV.23 Vue de la structure en 3D

G) Étape 7 : Chargement de la structure

➤ Les dalles pleines

Les balcons : $G = 5.39 \text{ KN/ml}$
 $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$

La terrasse : $G = 5.68 \text{ KN/m}$
 $Q = 1 \text{ KN/ml}$

L' étage courant : $G = 5.59 \text{ KN/ml}$
 $Q = 1.5 \text{ KN/ml}$

Acrotère : $G = 1.963 \text{ KN/ml}$
 $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Escalier : $G = 0.975 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ Chargement des balcons

Select → by wall/slab/deck → choisir balcon →

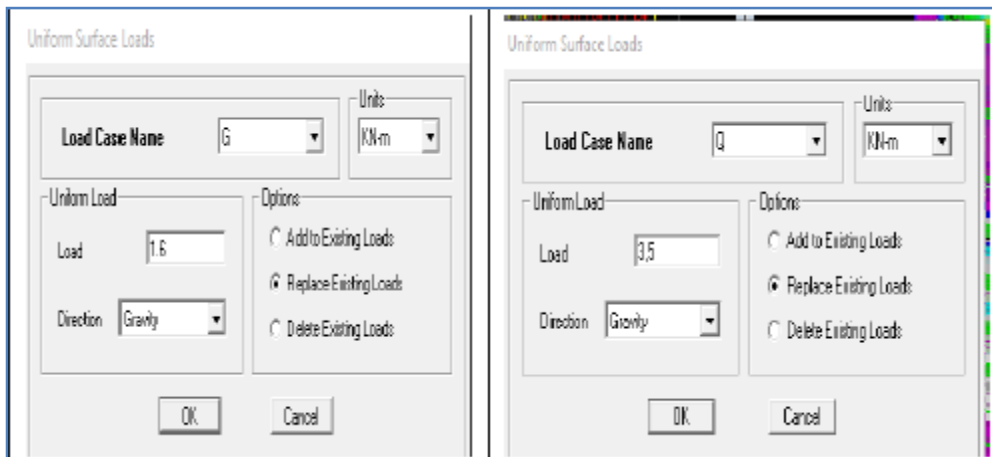


Figure IV.24 Chargement de la dalle pleine

• Chargement des planchers

C'est la même étape avec le balcon mais ici on va choisir de sélectionner le **plancher Terrasse** et par la suite les **planchers étages** et introduire leurs valeurs de G et Q

Étape 8 : spécification des conditions aux limites (diaphragmes).

Sélectionner en plans le premier étage → **D1 Modify** → **Show Diaphragm** → **OK**

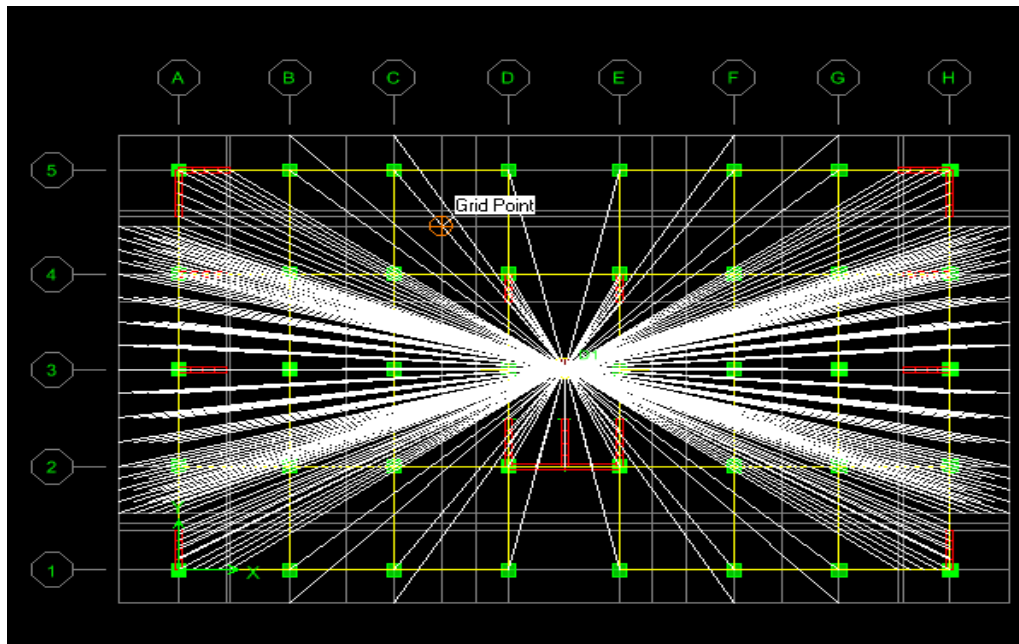


Figure IV.25 Diaphragme de RDC

On fait la même chose pour les autres étages

H) Analyse de la structure

Analyse → Set Analysis Option → Set Dynamic Paramètres → OK

Écrire le nombre de modes

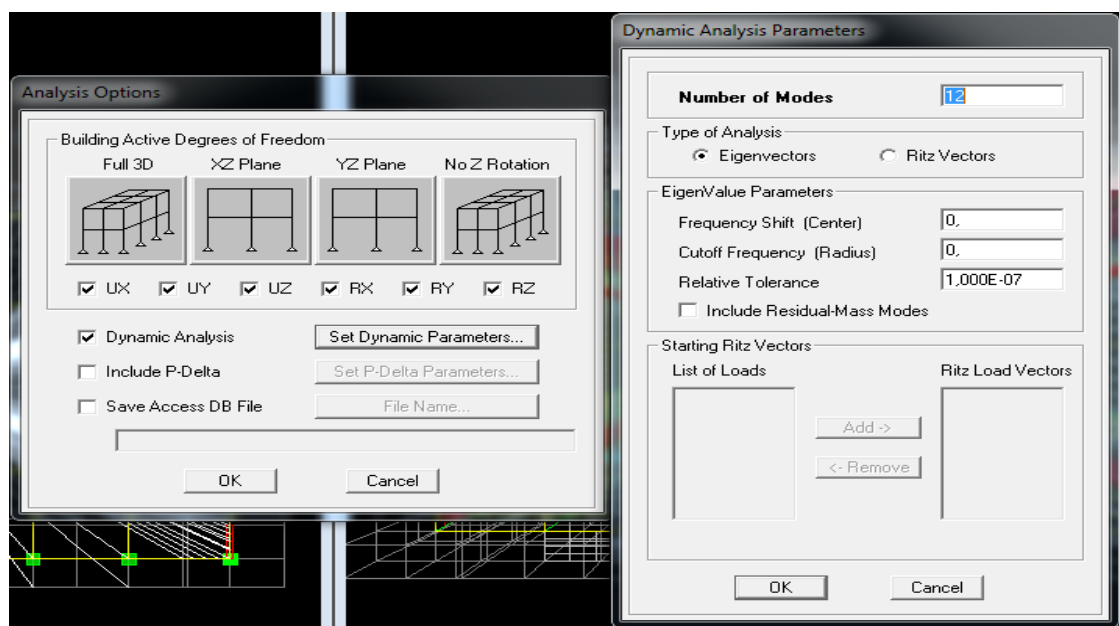


Figure IV.26 Introduction de nombre de mode

D) Étape 9 : Exécution de l'analyse et visualisation des résultats

Pour lancer l'analyse, on clique sur **F5** ou **Run analyse**

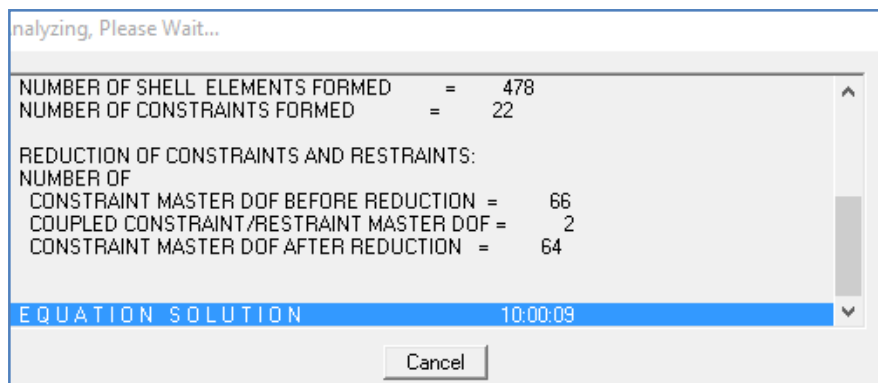


Figure IV.27 Analyse de la structure

➤ Vérification des modes

Display → Show table → Modal information → Modal Participating Mass Ratios

➤ Déplacement de la structure selon les modes

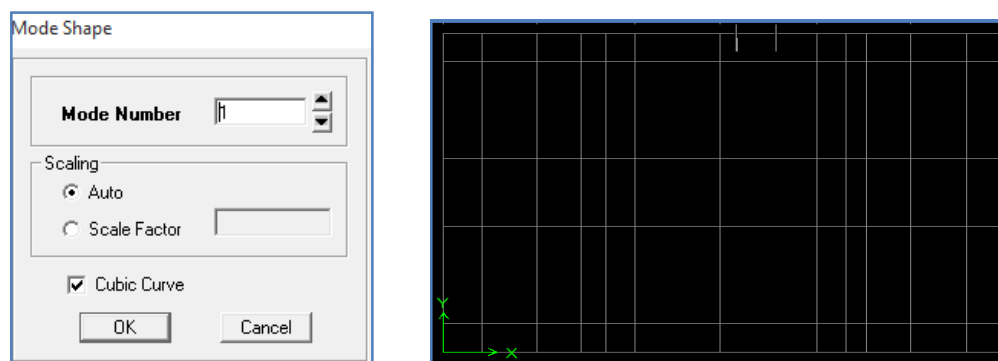


Figure IV.28 Déplacement de la structure selon le mode 1

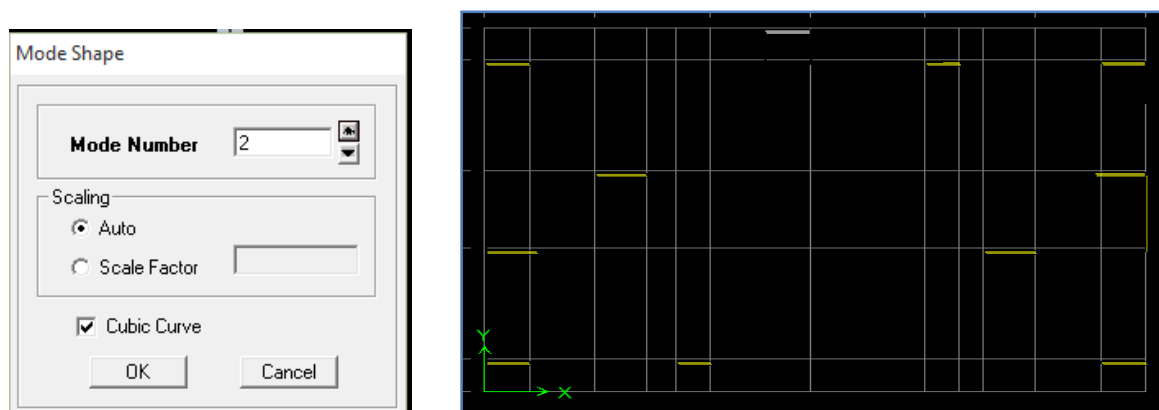


Figure 29 Déplacement de la structure selon le mode 2

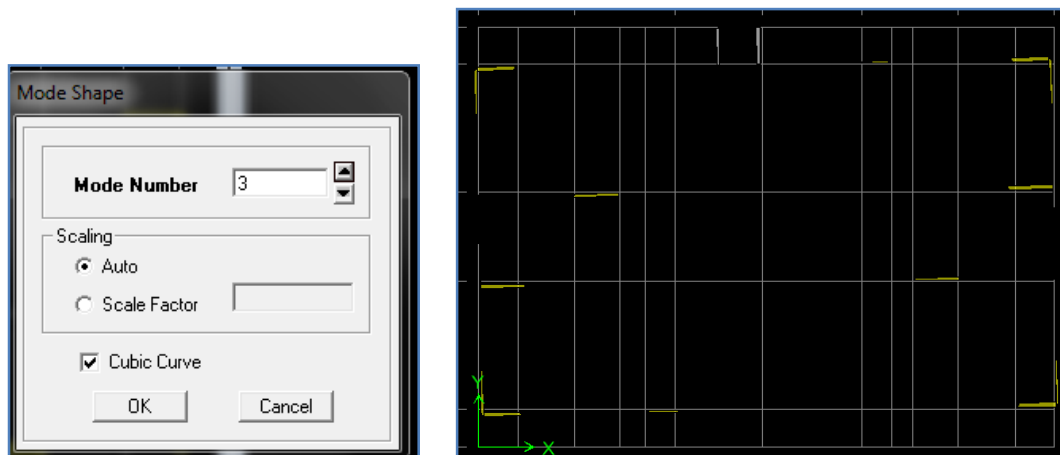


Figure IV.30 Déplacement de la structure selon le mode 3

➤ Déformée de la structure

Pour avoir la déformation de la structure

 **Show Deformed Shape** → Sélectionner une combinaison d'actions → **OK**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique.

➤ Diagramme des efforts interne

 **Show Member forces/Stresses Diagram** → **frame/pier/spandrel force**

Sélectionner une combinaison d'actions → Choisir **moment 3.3** pour le moment et **shear2.2** pour l'effort tranchant.

➤ Efforts internes dans les éléments barres

■ Les poutres

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display Show tables.

Dans **Element Output « Frame Forces »** (Efforts dans les barres) → **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur → **OK**

■ Les poteaux

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

■ Efforts internes dans les voiles

Pour extraire les contraintes dans les voiles, dans **Area Output** → « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ Déplacements

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout les planchers d'un même niveau considéré, on clique sur **show tables** → « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

➤ Effort tranchant et moment sismique à la base

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

➤ Effort tranchant de niveau

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display Show** → **Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**.

Enfin, dans **Draw Draw** → **Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

CHAPITRE V

Vérification des exigences du RPA

V.1 Introduction

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps. Ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simplifié qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées, parmi lesquelles la méthode des éléments finis.

V.2 Description du logiciel ETABS

L'ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures, particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dont le calcul se base sur la méthode des éléments finis.

Grace au logiciel ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

A) Méthode de calcul

On distingue deux cas :

■ Calcul statique

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).

■ Calcul dynamique

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E).

Pour son calcul, on distingue les méthodes suivantes :

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

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser les méthodes dynamiques modales spectrales en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

B) Méthode Dynamique Modale Spectrale

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

➤ Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ Hypothèses de calcul

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

➤ Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul

■ Le spectre de réponse

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passé ou futur. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante: Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.

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

T la période avec une précision de 0.1 sec.

A coefficient d'accélération de zone.

η Facteur de correction d'amortissement.

R coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + P_q$

P_q la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ;

Le site : meuble

La zone : zone IIa TIZI OUZOU (Annexe 1 du RPA 99 version 2003).

Le groupe d'usage : groupe 2 (selon l'article 3.2 du RPA 99 version 2003).

Remplissage : dense (d'après le tableau 4.2 du RPA 99 version 2003).

➤ Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

■ Classification de l'ouvrage (RPA 99 version 2003 ; l'article 3.2)

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation et commercial dont la hauteur $H = 30.6 \text{ m} < 48 \text{ m}$, qui sera classé au groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à Tizi-Ouzou (Zone IIa).

■ Classification du site (Article 3.3.1 ; RPA 99 version 2003)

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Selon les résultats donnés par le laboratoire géotechnique (rapport du sol), notre structure est située dans un terrain classé comme suit : **site meuble S 3** (dépôts de sables et de graviers denses).

■ Coefficient de comportement R (RPA 99 version 2003)

D'après le Tableau 4.3 On suppose que la valeur du coefficient de comportement est égale à 5 (structure mixte avec interaction) → **R = 5**

■ Facteur de qualité : selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4

Il est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation ;
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement ;
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : **$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$**

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4 RPA 99 version 2003.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Dans notre cas, il n'y a pas de variation de la masse importante entre les étages.

→ **Condition vérifiée**

Régularité en plan → **Condition vérifiée** → $P_{1x} = P_{1y} = 0$

La régularité en élévation → **Condition vérifiée** → $P_{2x} = P_{2y} = 0$

Conditions minimales sur les files de contreventement :

Sens xx : **Condition vérifiée** → $P_{x3} = 0$

Sens yy : **Condition vérifiée** → $PY3=0$

Redondance en plan : Suivant x-x : **Condition vérifiée** → $P4x = 0$

Suivant y-y : **Condition vérifiée** → $P4y = 0$

Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères doivent être obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Néanmoins, un ingénieur de calcul des structures doit prendre ses précautions, surtout dans le cas où il n'est pas présent dans la phase réalisation, c'est-à-dire que l'ingénieur du calcul ou son organisme n'est pas désigné pour le pilotage des travaux et le suivi du chantier. C'est pourquoi pour la phase calcul, nous introduirons les deux pénalités qui s'est affèrent.

C) Vérification selon les exigences du RPA 99 version 2003

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant les roches de l'écorce terrestre et, en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Vérification de la période ;
- Vérification de la participation modale ;
- Justification vis-à-vis des déplacements ;
- Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment ;
- Vérification de l'excentricité ;
- Vérification vis-à-vis de l'effet du 2ème ordre (effet P-Δ) ;

- Efforts normaux au niveau des poteaux ;
- Justification du système de contreventement.

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA 99 version 2003 nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

➤ Vérification de la période

■ Estimation de la période fondamentale de la structure

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

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = \min (C_T h_n^{3/4}, \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}})$

Avec h_n hauteur mesurée en mètres, de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99 version 2003 ; avec : **$C_T = 0.05$**

D la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul considérée. Dans notre cas $D_x=19.50\text{m}$ et $D_y=13.675\text{ m}$.

■ Application numérique

$$\begin{aligned}
 1) \quad T &= 0.05 \times 30.60^{\frac{3}{4}} = 0.65 \text{ s} \\
 2) \quad T_x &= \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{27.95}} = 0.52\text{s} \\
 3) \quad T_y &= \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{14.80}} = 0.71\text{s} \quad \rightarrow \quad T = \min (0.65 ; 0.52 ; 0.71) = 0.52 \text{ s}
 \end{aligned}$$

L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que :

« Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée dans le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

Avec $T_{\text{analytique}} = 1.0332 \text{ s} \rightarrow T = 1,3 T_{\text{empirique}} = 0.845 \text{ s}$

T2 Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 version 2003)

Site 3 (Site meuble) $\rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$

η Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \rightarrow \text{Article 4.3 RPA 99 version 2003}$$

ξ Pourcentage d'amortissement critique, il dépend des matériaux constituant la structure.

Pour le cas des voiles ou murs en béton armé, avec remplissages en maçonneries

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.763 \geq 0.7 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$T_2 < T_{\text{Analytique}} < 3,0 \text{ s} \quad \text{Alors} \rightarrow D = 2,5 \eta \left(\left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \right)$$

$$D = 2,5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.5}{0.845} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.34$$

➤ Vérification de la participation de la masse modale

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 d'excitation sismique 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 .(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée, à savoir :

- Une translation suivant le sens X-X
- Une translation suivant le sens Y-Y
- une rotation suivant le sens Z-Z

Tableau V.1 Justification de la période et les masses participantes

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,033256	0,0000	73,0132	0,0000	73,0132	0,0000
2	1,018814	62,5431	0,0000	62,5431	73,0132	7,3234
3	0,949517	6,8165	0,0000	69,3596	73,0132	64,5199
4	0,303088	0,0000	13,3186	69,3596	86,3317	0,0000
5	0,277045	4,0407	0,0000	73,4002	86,3317	10,4141
6	0,252912	12,9927	0,0000	86,3929	86,3317	4,0953
7	0,144922	0,0000	5,6986	86,3929	92,0303	0,0000
8	0,127892	0,7639	0,0000	87,1568	92,0303	5,2244
9	0,115466	5,4660	0,0000	92,6228	92,0303	0,7558
10	0,085755	0,0000	2,7552	92,6228	94,7855	0,0000
11	0,084749	0,4277	0,0000	93,0505	94,7855	0,0165
12	0,075721	0,0000	0,5283	93,0505	95,3139	0,0000

- Le premier mode de vibration est une **translation suivant y-y**, il mobilise **73.01%** de la masse.
- Le deuxième mode de vibration est une **translation suivant x-x**, il mobilise **62.54%** de la masse.
- le troisième mode de vibration est une **rotation**.

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans les deux directions.

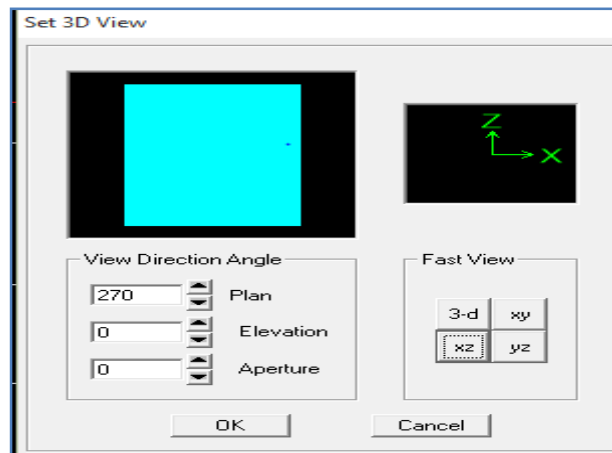
- Suivant le sens x-x (**Mode 9**) : **92.6228**
- Suivant le sens y-y : (**Mode 9**) : **92.0303**

➤ Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

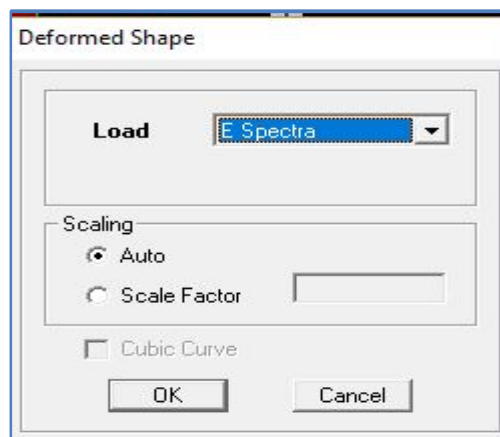
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur

de R à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après : sens x-x-

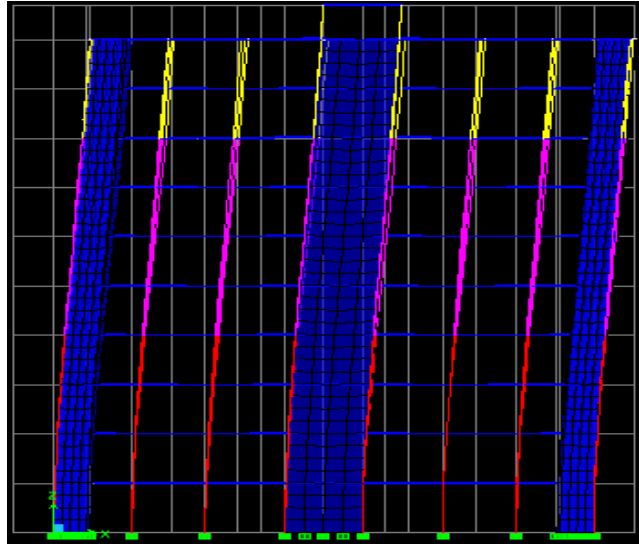
- View→set 3D view → une fenêtre apparaît on sélectionne xz on met 0 pour aperture



Ensuite → display → Show deformed shape → on sélectionne la combinaison E.



Ensuite draw → draw section cut → on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée Just à coté.



Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	26,3382	0
End Point	-2,863	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,7376	1,4686	0,	180,3673

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1287,2914	8,2529	7,282E-09	0,	0,	0,
Moment	167,7129	26161,0993	10317,8704	0,	0,	0,

Close Refresh

Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche toutes les cases sauf la case « **walls** » et on clique sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 dans le tableau suivant :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	26,3382	0
End Point	-2,863	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,7376	1,4686	0,	180,3673

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	952,3586	6,1056	2,633E-04	0,	0,	0,
Moment	35,0177	5462,863	7636,3752	0,	0,	0,

Close Refresh

■ **Sens x-x :**

On a 1287.2914 → 100%

952.3586 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{952.3586 \times 100}{1287.2914} = 73.98\%$$

Donc : Effort repris par les voiles = 73.98%

Effort repris par les portiques = 26.02%

■ **Sens y-y :**

De l'Etabs on obtient les deux tableaux suivant :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	17,1085	0
End Point	-3,0453	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7,0316	1,7182	0,	180,1774

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	4,1771	1348,4135	1,737E-07	0,	0,	0,
Moment	27589,0716	85,4243	9291,2531	0,	0,	0,

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	17,1085	0
End Point	-3,0453	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7,0316	1,7182	0,	180,1774

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	5,0494	935,4111	104,0184	0,	0,	0,
Moment	1889,8543	1750,9265	6552,209	0,	0,	0,

Close Refresh

On a 1348.4135 → 100%

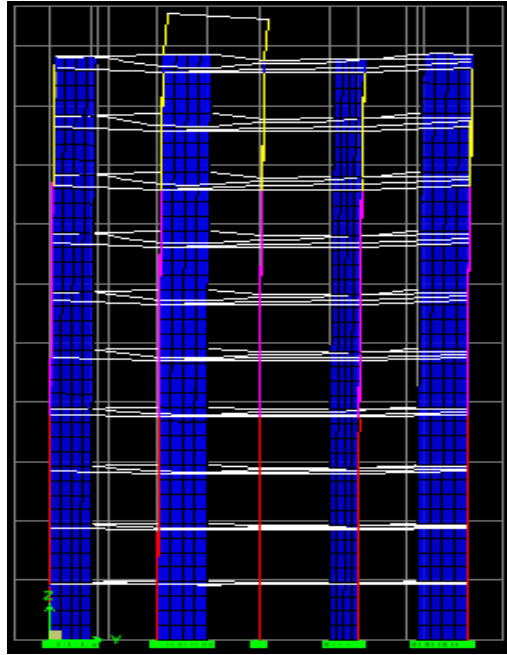
935.4111 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{935,411 \times 100}{1348,4135} = \mathbf{69.37\%}$$

Donc : Effort repris par les voiles = **69.37%**

Effort repris par les portiques = **30.63%**



Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison ‘‘ELU’’ puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

Sens x-x :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	26,5878	0
End Point	-4,4853	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,0513	1,0942	0,	180,3452

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	4,256E-11	1,705E-09	-60971,73	0,	0,	0,
Moment	376711,56	-47920,03	-3,026E-08	0,	0,	0,

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: 26,5878 Y: 0

End Point X: -4,4853 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 11,0513 Y: 1,0942 Z: 0 Angle: 180,3452

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-0,0218	-3,621	-16760,837	0,	0,	0,
Moment	114415,519	-13238,414	2,7111	0,	0,	0,

Close Refresh

On a 60971.73 → 100%

16760.837 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{16760.837 \times 100}{60971.73} = \mathbf{27.49\%}$$

On a : Les portiques reprennent **72.51%** des forces verticales.

Les voiles reprennent **27.49%** des forces verticales

Pour les efforts horizontaux les portiques reprennent **26.02%** et **30.63%** pour le sens x-x et y-y respectivement , donc plus de **20 %** des forces horizontales dans chaque sens. Les voiles reprennent **27.49%** des forces verticales donc plus de **25 %** .

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

On déduit que notre structure est contreventée par un contreventement mixte portiques/voiles avec interaction.

Donc **R=5**

➤ Vérification de l'effort tranchant à la base

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

- A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :
- Groupe d'usage : 2 d'après le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003
- Zone sismique : IIa
- détermination du poids de la structure W :

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum_1^8 W_i$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant à la charge permanente.

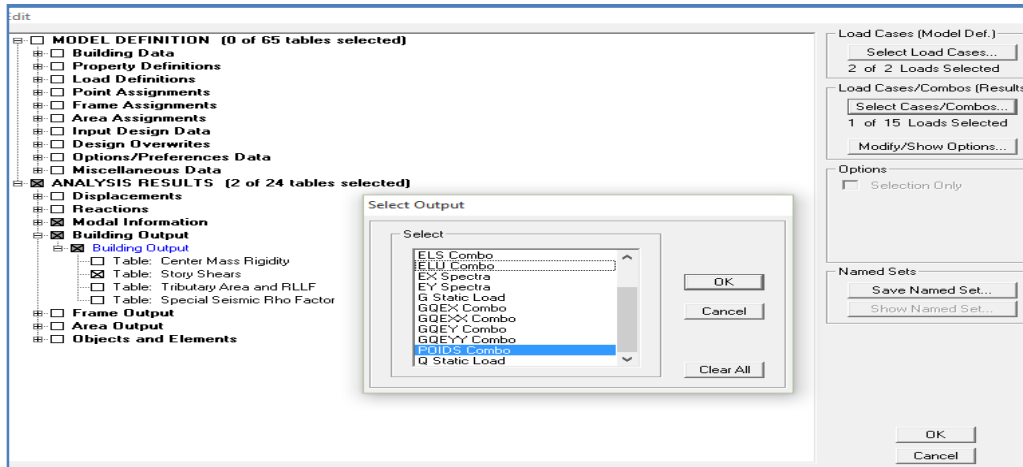
W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant à la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment à usage d'habitation : $\beta = 0,20$.

W est tiré d'Etabs de cette façon :

**Display → show tables → on selectionne combinaison poids → building out put
→ story shear → poids s-sol bottom**



Un tableau s'affichera :

Tableau V.2 Le poids de la structure

Story	Load	Loc	P
PSM	POIDS	Bottom	152,36
ETAGE9	POIDS	Bottom	4192,75
ETAGE8	POIDS	Bottom	7930,28
ETAGE7	POIDS	Bottom	11782,56
ETAGE6	POIDS	Bottom	15634,84
ETAGE5	POIDS	Bottom	19487,12
ETAGE4	POIDS	Bottom	23339,4
ETAGE3	POIDS	Bottom	27321,73
ETAGE2	POIDS	Bottom	31304,05
ETAGE1	POIDS	Bottom	35286,38
RDC	POIDS	Bottom	39268,71

Donc le poids de la structure est : $W = 39268.71 \text{ KN}$

➤ Q : Calcul du facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Le tableau VI.4 ci-dessous donne les valeurs des pénalités p_q :

Suivant x-x

Critère q	Observation	p_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

Suivant y-y

Critère q	Observation	p_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

Sens x-x : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.15$

Sens y-y : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.15$

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.34 \times 1.15}{5} \times 39268.71 = 1815.39 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.34 \times 1.15}{5} \times 39268.71 = 1815.39 \text{ KN}$$

$$V_x = 1287.32 \text{ KN} < 0.8 \times 1815.39 = 1452.31 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$V_y = 1348.42 \text{ KN} < 0.8 \times 1815.39 = 1452.31 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent. donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8v/v_t$, on aura les résultats suivants :

$$V_x = 1453.35 \text{ KN} > 0.8 \times 1815.39 = 1452.31 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_y = 1452.91 \text{ KN} > 0.8 \times 1815.39 = 1452.31 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'excentricité

Définition : Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs d'excentricité (accidentelle et théorique).

■ Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique

Tableau VI.3 Centre de torsion et centre de masse de la structure

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
RDC	D1	400,0332	400,0332	11,800	7,297	11,800	7,724
ETAGE1	D2	400,0332	400,0332	11,800	7,297	11,800	6,969
ETAGE2	D3	400,0332	400,0332	11,800	7,297	11,800	6,675
ETAGE3	D4	393,4025	393,4025	11,800	7,298	11,800	6,598
ETAGE4	D5	387,4441	387,4441	11,800	7,299	11,800	6,615
ETAGE5	D6	387,4441	387,4441	11,800	7,299	11,800	6,672
ETAGE6	D7	387,4441	387,4441	11,800	7,299	11,800	6,750
ETAGE7	D8	381,5935	381,5935	11,800	7,300	11,800	6,835
ETAGE8	D9	376,4153	376,4153	11,800	7,301	11,800	6,914
ETAGE9	D10	369,4188	369,4188	11,800	7,237	11,800	6,954
PSM	D11	13,9348	13,9348	11,800	5,500	11,800	5,520

a) Excentricité accidentelle

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

D'après le RPA 99 version 2003 ; Art 4.2.7 :

« Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré ». Cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion. Son calcul est donné comme suit : $e = 0,05 L_{\max}$

L'article 4.3.7 du RPA 99 version 2003 stipule que dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

- Suivant le sens x-x (**ex**) on vérifie que : $e_x = CM - CR \leq 5\% L_{\max}$
- Suivant y-y (**ey**) on vérifie que : $e_y = CM - CR \leq 5\% L_{\max}$

b) Excentricité théorique

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée. Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de la structure et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes :

- $e_x = X_{CM} - X_{CR}$
- $e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 Vérification des déplacements relatifs

Story	XCM	XCR	Ex	5% Lx	YCM	YCR	ey	5% Ly	Observation
RDC	11.80	11.80	0	1.197	7,597	7.724	-0.127	1.197	Condition vérifié
ET1	11.80	11.80	0	1.197	7,597	6.969	0.628	1.197	Condition vérifié
ET2	11.80	11.80	0	1.197	7,597	6.675	0.922	1.197	Condition vérifié
ET3	11.80	11.80	0	1.197	7,598	6.598	1	1.197	Condition vérifié
ET4	11.80	11.80	0	1.197	7.299	6.615	0.684	1.197	Condition vérifié
ET5	11.80	11.80	0	1.197	7.299	6.672	0.627	1.197	Condition vérifié
ET6	11.80	11.80	0	1.197	7.299	6.750	0.549	1.197	Condition vérifié
ET7	11.80	11.80	0	1.197	7.300	6.835	0.465	1.197	Condition vérifié
ET8	11.80	11.80	0	1.197	7.301	6.914	0.387	1.197	Condition vérifié
ET9	11.80	11.80	0	1.197	7.237	6.954	0.283	1.197	Condition vérifié
PSM	11.80	11.80	0	1.197	5.500	5.520	-0.02	1.197	Condition vérifié

Conclusion

On remarque que la condition sur l'excentricité est vérifiée pour toutes les étages dans le sens X-X et le sens Y-Y.

Justification vis-à-vis des déplacements

D'après le RPA 99 version 2003 ; article 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 du RPA 99 version 2003})$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

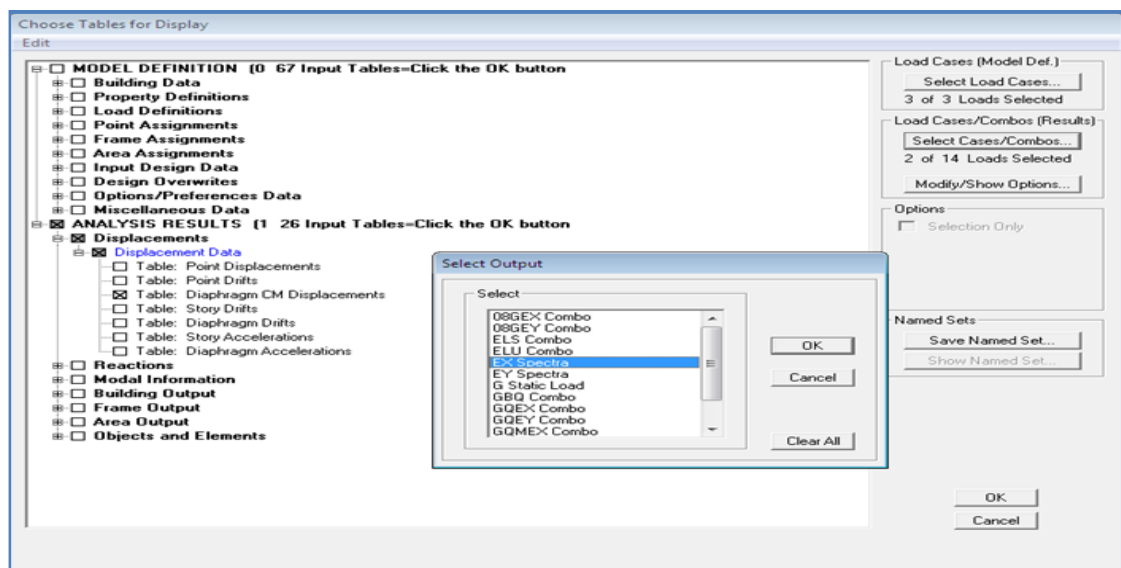
$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 du RPA 99 version 2003}).$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display → show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → cliquer sur **OK**, puis encore : **OK**



Les mêmes étapes pour le sens transversal, sauf que au lieu de sélectionner la combinaison EX on doit sélectionner EY

Story	Diaphragm	Load	UX
PSM	D11	EX	0,0191
ETAGE9	D10	EX	0,0181
ETAGE8	D9	EX	0,0162
ETAGE7	D8	EX	0,0141
ETAGE6	D7	EX	0,0120
ETAGE5	D6	EX	0,0098
ETAGE4	D5	EX	0,0076
ETAGE3	D4	EX	0,0055
ETAGE2	D3	EX	0,0035
ETAGE1	D2	EX	0,0018
RDC	D1	EX	0,0006

Story	Diaphragm	Load	UY
PSM	D11	EY	0,0183
ETAGE9	D10	EY	0,0177
ETAGE8	D9	EY	0,0163
ETAGE7	D8	EY	0,0147
ETAGE6	D7	EY	0,0129
ETAGE5	D6	EY	0,0109
ETAGE4	D5	EY	0,0087
ETAGE3	D4	EY	0,0065
ETAGE2	D3	EY	0,0043
ETAGE1	D2	EY	0,0023
RDC	D1	EY	0,0007

Figure V.1 Déplacement maximal selon x-x et y-y.

Tableau V.5 Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

/y	Diaphragm	UX	Δ_x	UY	Δ_y	1% h(cm)	Condition
PSM	D11	0,0191	0.0010	0,0183	0.0006	0.021	CV
ETAGE9	D10	0,0181	0.0019	0,0177	0.0014	0.0306	CV
ETAGE8	D9	0,0162	0.0021	0,0163	0.0016	0.0306	CV
ETAGE7	D8	0,0141	0.0021	0,0147	0.0018	0.0306	CV
ETAGE6	D7	0,012	0.0017	0,0129	0.0020	0.0306	CV
ETAGE5	D6	0,0098	0.0022	0,0109	0.0022	0.0306	CV
ETAGE4	D5	0,0076	0.0021	0,0087	0.0022	0.0306	CV
ETAGE3	D4	0,0055	0.0020	0,0065	0.0022	0.0306	CV
ETAGE2	D3	0,0035	0.0017	0,0043	0.0020	0.0306	CV
ETAGE1	D2	0,0018	0.0012	0,0023	0.0016	0.0306	CV
RDC	D1	0,0006	0.0006	0,0007	0.0007	0.0306	CV

Conclusion

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

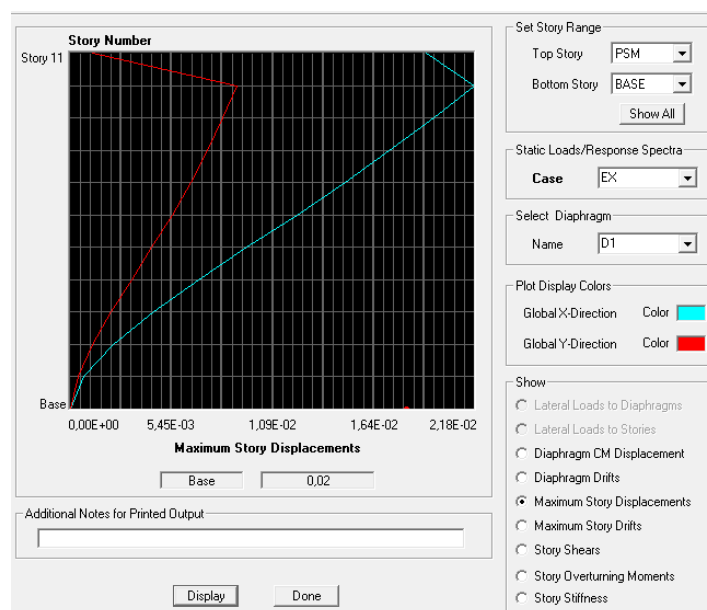
➤ Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\text{Max}} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad (\text{BAEL91/ Art B.6.5,3}) \quad \text{avec} \quad f : \text{la flèche admissible.}$$

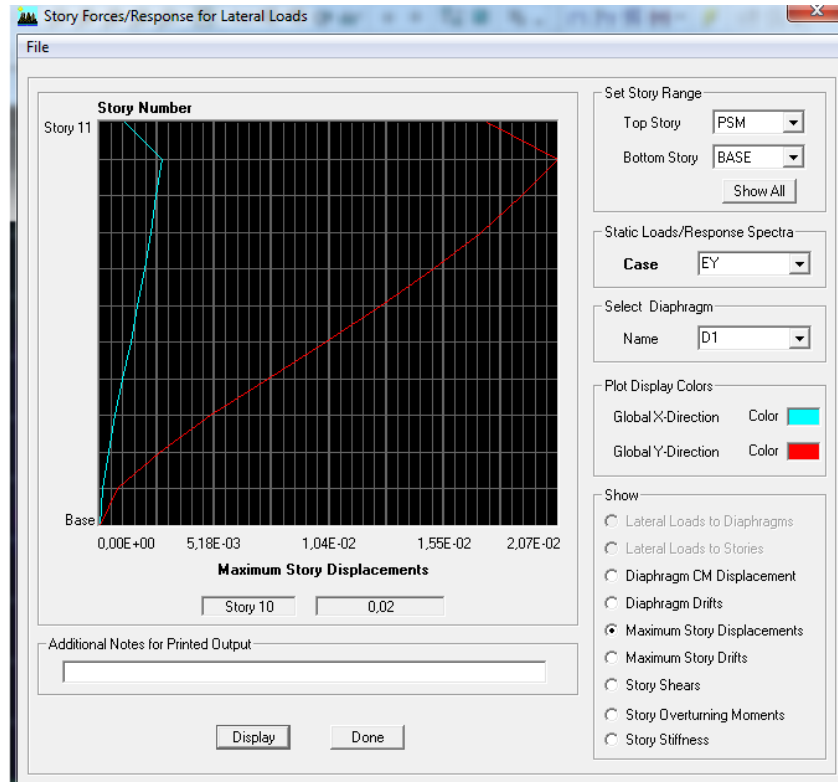
h_t : la hauteur totale du bâtiment

Suivant Ex



$$\delta_{\text{Max}} = 0.02\text{m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{30,60}{500} = 0.0612\text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey



$$\delta_{\text{Max}} = 0.02\text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{30,60}{500} = 0.0612\text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au

$$P_k = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$$

V_k effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δ_k déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1 »

h_k hauteur d'étage «k».

- Si $\Theta_K \leq 0.1$ → L'effet P-Delta peut être négligé
- Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$ → Amplifier les effets de l'action sismique par $1/(1 - \Theta_K)$
- Si $\Theta_K \geq 0.2$ → Structure instable et doit être redimensionnée.

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Récapitulatif de l'effet P- Δ

Story	h	δ_{ex}	δ_{ey}	Δx	Δy	P	VX	VY	θ_x	θ_y	Conclusion
SM	2.1	0,0191	0,0183	0.0010	0.0006	152,36	28,13	28,22	0,047	0,00154	C.V.
ET9	3.06	0,0181	0,0177	0.0019	0.0014	4192,75	364,63	352,52	0,007	0,00526	C.V.
ET8	3.06	0,0162	0,0163	0.0021	0.0016	7930,28	603,42	581,24	0.009	0.00713	C.V.
ET7	3.06	0,0141	0,0147	0.0021	0.0018	11782,56	771,9	763,02	0.0104	0.00908	C.V.
ET6	3.06	0,012	0,0129	0.0017	0.0020	15634,84	915,63	918,57	0,0095	0,01112	C.V.
ET5	3.06	0,0098	0,0109	0.0022	0.0022	19487,12	1046,48	1045,67	0,0134	0,01339	C.V.
ET4	3.06	0,0076	0,0087	0.0021	0.0022	23339,4	1157,86	1162,98	0,0138	0,01442	C.V.
ET3	3.06	0,0055	0,0065	0.0020	0.0022	27321,73	1255,22	1268,65	0.0142	0,01548	C.V.
ET2	3.06	0,0035	0,0043	0.0017	0.0020	31304,05	1347,44	1354,23	0,01290	0,00151	C.V.
ET1	3.06	0,0018	0,0023	0.0012	0.0016	35286,38	1420,92	1421,23	0,0097	0,01298	C.V.
RDC	3.06	0,0006	0,0007	0.0006	0.0007	39268,71	1453,35	1452,91	0,00527	0,00618	C.V.

Conclusion

Dans les deux sens on constate que l'effet P-Delta est inférieur à 0,1 donc il peut être négligé.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux**

On doit vérifier la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3.$$

Avec N_d Effort normal sismique ;

B Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

▪ **Pour les poteaux de (45×45)**

$$N_d = 1633.47 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1633.47 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.3 \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Pour les poteaux de (40×40)**

$$N_d = 949.26 \text{ KN}$$

$$V = \frac{949.26 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.2 \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Pour les poteaux de (35×35)**

$$N_d = 307.14 \text{ KN}$$

$$V = \frac{307.14 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.1 \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

La modélisation de la structure avec ETABS présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailleur les différents éléments structuraux.

CHAPITRE VI

Ferraillage des éléments structuraux

VI.1 Ferrailages des poteaux

VI.1.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

- ❖ $1.35G + 1.5Q$ (ELU).
 - ❖ $G + Q$ (ELS)
 - ❖ $G + Q \pm E$
 - ❖ $0.8G \pm E$
- } (Combinaisons d'actions sismiques du RPA 99 version 2003).

Les efforts à prendre en considération sont les suivants :

- Effort normal maximal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Effort normal minimal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Moments « M2 » et « M3 » ainsi que leurs efforts normaux « N » correspondants.

Tableau VI.1 caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

VI.1.2 Recommandations du (RPA 99/Article 7.4.2) pour le ferrailage des poteaux

A) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.

Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Tableau VI.2 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Section de poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% b \times h$
(45×45)	16.2	121.5	81
(40×40)	12.8	96	64
(35×35)	9.8	73.5	96

B) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : (formule 7.1, RPA99 version 2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec **A_t** section d'armature transversale

V_u effort tranchant de calcul

h₁ hauteur totale de la section brute

f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ MPa}$.

ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{matrix} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{matrix}$$

Avec **λ_g** : L'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL91/99** :

$$l_f = 0.7 h_e$$

h_e : c'est la hauteur du poteau

S_t : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

- **En zone nodale** $S_t \leq \text{Min} (10 \phi, 15\text{cm})$ \rightarrow $S_t = 10 \text{ cm.}$
- **En zone courante** $S_t \leq 15 \phi$ soit: \rightarrow $S_t = 15\text{cm.}$

Avec ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times s_t}$ en % est donnée comme suit:

$$0.3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \rightarrow \lambda_g < 3$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

Tableau VI.3 Détermination des armatures longitudinales des poteaux

Sections [cm ²]	Sollicitations	N [kN]	M [kN.m]	Type	Max (A inf ; A sup) [cm ²]	Amin [cm ²]	Ferraillage	A adoptée [cm ²]
(45x45)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-1633.47	1.018	ELU	0	16.20	4HA20+4HA16	20.60
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-1633.47	0.541	ELU	0			
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	664.9	2.801	0.8G±E	8.49			
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	664.9	4.019	0.8G±E	8.57			
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	324.22	81.903	G+Q±E	1.02			
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	707.35	-57.521	G+Q±E	0			
(40x40)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-949.43	2.586	0.8G±E	0	12.8	4HA16+4HA14	14.19
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-949.43	1.049	0.8G±E	0			
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	99.26	2.079	ELU	1.6			
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	99.26	4.19	ELU	1.75			
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-209.50	69.733	0.8G±E	1.97			
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-473.79	-55.232	G+Q±E	0			
(35x35)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-307.14	2.638	ELU	0	9.8	4HA14+4HA12	10.06
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-307.14	-2.224	ELU	0			
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	30.14	0.556	0.8G±E	0			
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	30.14	1.373	0.8G±E	0			
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-15.88	45.484	G+Q±E	2.95			
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-84.29	49.165	G+Q±E	2.21			

C) Vérification à l'ELU

➤ Armatures transversales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule.(RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

➤ Espacement des armatures selon le RPA version 2003

En zone nodale : **$S_t \leq \min (10 \times 1,2) = 12 \text{ cm}$** soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$ soit $S_t \leq 15 \times 1,2$

on prend **$S_t = 15 \text{ cm}$**

L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Tel que L_f : longueur libre du poteau.

$L_f = 0,7 l_0$ et l_0 : c'est la hauteur du poteau

Tableau VI.4 Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.

Section des poteaux des différents niveaux	Niveau	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
45×45	RDC ET1 ET2 ET3	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	4.76	3.75
40×40	ET4 ET5 ET6 ET7	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	5.355	2,5
35×35	ET8 ET9	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	6.12	2,5

Tableau VI.5 Détermination des armatures transversales

Sections	Niveau	λ_g	A_{min}	Espace (cm)		V_u	A_t	$A_{adopté}$
45 x 45	RDC ET1 ET2 ET3	3.75	1.35	Zone nodale	10	56.97	0.118	6HA8= 3.01cm ² (2 cadres de $\phi 8$)
			2.025	Zone courante	15		0.178	
40 x 40	ET4 ET5 ET6 ET7	2.5	1.2	Zone nodale	10	40.94	0.063	4HA8= 2.01cm ² (2 cadres de $\phi 8$)
			1.8	Zone courante	15		0.095	
35x35	ET8 ET9	2.5	1.05	Zone nodale	10	48.42	0.131	4HA8= 2.01cm ² (2 cadres de $\phi 8$)
			1.575	Zone courante	15		0.087	

✚ Longueur d'ancrage : (BAEL 91Article :A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.006 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$\psi = 1.5$ pour les acier haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

- pour HA 12: $l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.35 \text{ cm}$
- Pour HA 14 : $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$
- Pour HA 16 : $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$
- Pour HA 20 : $l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$

✚ Longueur de recouvrement

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 40 \times \phi$ Pour :

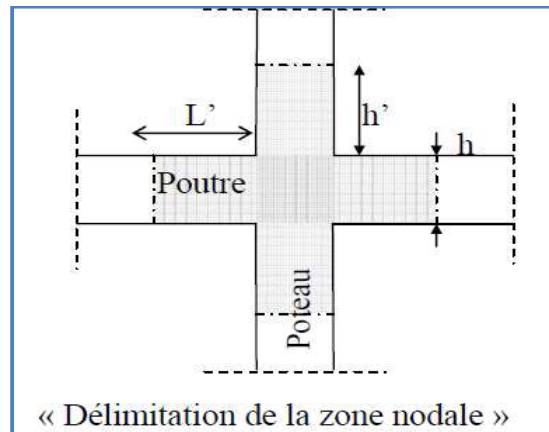
- HA12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$
- HA14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- HA16 : $L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- HA20 : $L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

✚ Vérification au cisaillement :(RPA99/Art 7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \text{d'ou } \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 & \text{d'ou } \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

✚ Délimitation de la zone nodale



$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm} \right)$$

➤ Poteau 45X45

■ RDC

$$h = 3.06 \text{ m}$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6}, 45, 45, 60 \text{ cm} \right)$$

On aura : **h = 60 cm**

■ ETAGE COURANT

$$h = 3.06 \text{ m}$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6}, 45, 45, 60 \text{ cm} \right)$$

On aura : **h = 60 cm**

➤ Poteau 40x40

$$h = 3.06 \text{ m}$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6}, 40, 40, 60 \text{ cm} \right)$$

On aura : **h = 60 cm**

➤ **Poteau 35X35**

$h=3.06m$

$h'=\max\left(\frac{306}{6}, 35, 35\ 60\text{ cm}\right)$

On aura : **$h = 60\text{ cm}$**

D) Vérification à L'ELS

🚧 **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux

Section S [cm ²]	Sollicitations	N [kN]	M [kN.m]	es [cm]	Amin [cm ²]	A adoptée [cm ²]	A adoptée > Amin
(45x45)	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1188.4	0.736	0.0006	6.013	20.6	Condition vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1188.4	-0.393	0.0003	6.013		
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-246	0.407	0.0016	6.014		
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-246	-0.323	0.0013	6.014		
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-670.44	12.396	0.0184	6.021		
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-855.34	16.527	0.0193	6.022		
(40x40)	N ^{max} → M2 ^{corr}	-690.5	-1.861	0.0026	4.753	14.19	Condition vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-690.5	-0.78	0.0011	4.752		
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-78.68	-0.141	0.0017	4.752		
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-78.68	-0.078	0.0009	4.752		
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-140.69	15.689	0.1115	4.798		
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-208.11	21.428	0.1029	4.794		
(35x35)	N ^{max} → M2 ^{corr}	-223.84	1.896	0.0084	3.640	10.06	Condition vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-223.84	-1.636	0.0073	3.640		
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-3.11	-0.116	0.0373	3.651		
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-3.11	-0.149	0.0479	3.655		
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-19.56	15.072	0.7705	3.960		
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-74.02	21.580	0.2915	3.749		

Toutes les sections adoptées sont supérieures aux sections minimales imposées par la condition de non fragilité, les exigences de l'article A.4.2 ,1 du BAEL 91 sont donc satisfaites.

E) État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91).

F) Etat limite de compression du béton

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$. Afin de se simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferraillage SOCOTEC.

Tableau VI.7 Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux

Section [cm ²]	Sollicitations	N [kN]	M [kN.m]	A sup-adoptée [cm ²]	A inf-adoptée [cm ²]	σ_{bc-sup} [MPa]	σ_{bc-inf} [MPa]	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
(45x45)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-1188.4	0.736	8.29	8.29	4.62	4.37	CV
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-1188.4	-0.393			4.67	4.33	CV
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	-246	0.407			0.95	0.91	CV
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	-246	-0.323			0.92	0.94	CV
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-670.44	12.396			2.05	3.02	CV
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-855.34	16.527			3.88	2.59	CV
(40x40)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-690.5	-1.861	5.56	5.56	3.52	3.30	CV
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-690.5	-0.78			3.46	3.36	CV
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	-78.68	-0.141			0.40	0.38	CV
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	-78.68	-0.078			0.39	0.39	CV
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-140.69	15.689			1.65	0	CV
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-208.11	21.428			2.32	0	CV
(35x35)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-223.84	1.896	4.21	4.21	1.64	1.29	CV
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-223.84	-1.636			1.62	1.31	CV
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	-3.11	-0.116			0.03	0.01	CV
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	-3.11	-0.149			0.03	0.01	CV
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-19.56	15.072			1.89	0	CV
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-74.02	21.580			2.93	0	CV

VI.2 Ferraillage des poutres

VI.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées 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

$1.35G + 1.5Q$ (ELU).

- $G + Q \pm E$
 - $0.8G \pm E$
- } (Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99 **version 2003**). [13]

VI.2.2 Recommandations du RPA 99 pour le ferraillage des poutres (Article 7.5.2) [13]

G) Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1) [13]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40φ en zone I et II
- 50φ en zone III.

Tableau VI.8 Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.

Dimensions des poutres	A minimal [cm ²] (0.5% de la section)	A maximal [cm ²]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
PP 30X35	5.25	42	63
PS 25X30	3.75	30	45

➤ **Armatures transversales (Article 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espacement :

- Zone nodale : Minimum de $(h/4, 12 \varphi)$.
- En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre φ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3 Calcul des armatures (ELU)

H) **Armatures longitudinales**

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

- P.P. : Poutres principales .
- P.S. : Poutres secondaires .

➤ **Différence de la convention de signes entre les deux logiciels**

La convention de signes entre « ETABS » et « SOCOTEC » est différente. En effet, les efforts

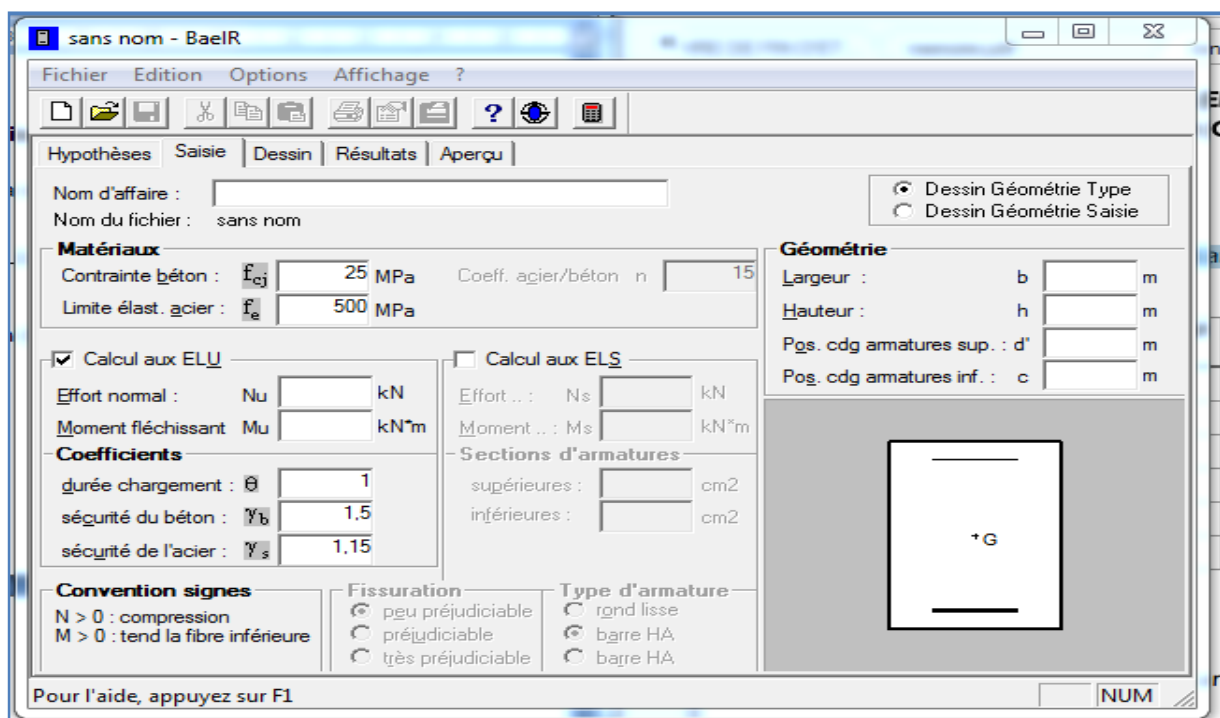
normaux positifs sur « ETABS » représentent des tractions et **les moments négatifs représentent** des compressions.

Contrairement à « SOCOTEC », où les efforts normaux positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

➤ **Les coefficients γ_b , γ_s et θ**

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

- En situation courante et pour $t > 24h$ (ELU et ELS) :
 $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$ et $\theta = 1$.
- En situation accidentelle et pour $t \leq 1h$ (Combinaisons sismiques) :
- $\gamma_b = 1.15$, $\gamma_s = 1$ et $\theta = 0.85$.



➤ **Poutres principales**

• **Poutre principale:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.416 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,17} = 0,168 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,907$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{73.416 \times 10^3}{0,907 \times 32 \times 348} = 7,26 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{102,646 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = 0,180 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,900$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{102,646 \times 10^3}{0,900 \times 32 \times 400} = 8,91 \text{ cm}^2$$

• **Poutre secondaires:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46,357 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,17} = 0,179 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,901$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{46,357 \times 10^3}{0,901 \times 27 \times 348} = 5,47 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69,656 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 18,48} = 0,206 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,883$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{69,656 \times 10^3}{0,883 \times 27 \times 400} = 7,30 \text{ cm}^2$$

➤ Poutre principales :

Tableau VI.9 Détermination des armatures longitudinales des poutres principales

	M_{max} (KN.m)	Combinaisons	μ_b	O_b s	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	73.416	ELU	0,168	SSA	0,907	7,26	3HA12+ 3HA14	8,01
Aux appuis	-102.646	ELU	0,184	SSA	0,898	8,91	3HA14+3HA14	9,24

➤ Poutres secondaires

Tableau 10 Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires

	M_{max} (KN.m)	μ_b	Obs	B	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	46,357	0,179	SSA	0,901	5,47	3HA12 +3HA12	6,78
Aux appuis	69,656	0,206	SSA	0,883	7,30	3HA12 +3HA14	8,01

➤ Armatures transversales

Poutres principales

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $St_{max} \leq \min(h/4, 12 \varphi) = \min(35/4, 12 \times 1,2) = \Rightarrow St = 8,75 \text{ cm.}$
- Zone courante : $St \leq h/2 = 35/2 = 15 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$

D'où :

- Zone nodale : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 8,75 \times 30 = 0.78 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 17,5 \times 30 = 1.57 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA 8** (2 cadres de $\varphi 8$) = 2.01 cm².

Poutres secondaires

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $St_{\max} \leq \min(h/4, 12 \varphi) = \min(35/4, 12 \times 1.2) = \Rightarrow St = 10 \text{ cm.}$
- Zone courante : $St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$

D'où :

- Zone nodale : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA 8 = 2.01 cm²**

Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où :

Poutres principales : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

Poutres secondaires : $l' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

VI.2.4 Vérifications à l'ELU

I) Condition de non fragilité (BAEL 91 / Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23.b.d.\frac{f_{c28}}{f_e}$$

Poutres principales : $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2.$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{\min} , donc, la condition est vérifiée.

J) Vérification au cisaillement (BAEL 91 / Art. 5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3.33 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b} \cdot d$$

Poutres principales :

$$\tau_u = \frac{(123,2 \times 10^3)}{300 \times 320} = 1,28 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{84,67 \times 10^3}{250 \times 270} = 1,25 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} .$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

K) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 / Art A.6.1 ,3)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Où :

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

Poutres principales : $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 6 \times 3,14 \times 14 = 285.6 \text{ mm.}$

Poutres secondaires : $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226.08 \text{ mm.}$

D'où :

Poutres principales : $\tau_{se} = \frac{123.2 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 285.6} = 1.49 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}.$

Poutres secondaires : $\tau_{se} = \frac{84.67 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 226.08} = 1.54 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}.$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

L) Ancrage des barres(BAEL 91/ Art. 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$, la longueur minimale de recouvrement est égale à :

$$l_s = 40\phi \text{ (zone II) [RPA 99/ Art. 7.5.2.1]}$$

D'où :

Pour les HA 12 : $l_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}.$

Pour les HA 14 : $l_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}.$

l_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

$$L_c = 0,4L_s$$

Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 48 = 19.2 \text{ cm}.$

Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 56 = 22.4 \text{ cm}.$

M) Influence de l'effort tranchant

Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1,312)

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \gamma_s \cdot \frac{V_{umax}}{F_e}$$

Poutres principales :

$$\frac{1.15 \times 123.2 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 3.54 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 9.24 \text{ cm}^2.$$

Poutres secondaires :

$$\frac{1.15 \times 84.67 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 2.43 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 8.01 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1, 313)

$$\frac{2Vu}{Fe.0,9.d} \leq 0,8 \cdot \frac{fc28}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPA}$$

Poutres principales :

$$\frac{2Vu}{Fe.0,9.d} = \frac{2 \times 123.2 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 320} = 2.13 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée.

Poutres secondaires :

$$\frac{2Vu}{Fe.0,9.d} = \frac{2 \times 84.67 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 270} = 1.74 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.5 Vérifications à l'ELS

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F** : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec: $A_{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

Tableau VI.11 Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales	En travée	8,01	1.15	Condition vérifiée
	Aux appuis	9,24	1.15	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	6,78	0,815	Condition vérifiée
	Aux appuis	9,24	0,815	Condition vérifiée

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logicielle ETABS: $\bar{f} = \frac{1}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- **Poutres principales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{510}{500} = 1,02 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,4 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,4 \text{ cm} < \bar{f} = 1,02 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{355}{500} = 0,71 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,4 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,4 \text{ cm} < \bar{f} = 0,71 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

c) Vérification des contraintes :

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Tableau VI.12: Moments à l'ELS.

Poutres		Moments (KN.m)		combinaison
Poutres principales	Travée	M _{st}	17.484	ELS
	Appuis	M _{sa}	- 38.289	ELS
Poutres secondaires	Travée	M _{st}	14.203	ELS
	Appuis	M _{sa}	-32.52	ELS

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 13: Vérifications des contraintes à L'ELS.

Poutre	Moment à l'ELS (KN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm ²)	D (cm)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	
P.P.	Travée	17.484	0.834	0,869	23.46	8,01	32	78.49	348	C.V.	3.34	15	C.V.
	Appuis	-38.289	0.962	0,862	21.36	9,24	32	150.22	348	C.V.	7.03	15	C.V.
P.S	Travée	14.203	1,004	0,86	20,84	6,78	27	90.21	348	C.V.	4.32	15	C.V.
	Appuis	-32.52	1,368	0,844	17.15	9.24	27	154.44	348	C.V.	9.01	15	C.V.

Schéma de ferrailage des poutres :

➤ Poutres principales :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

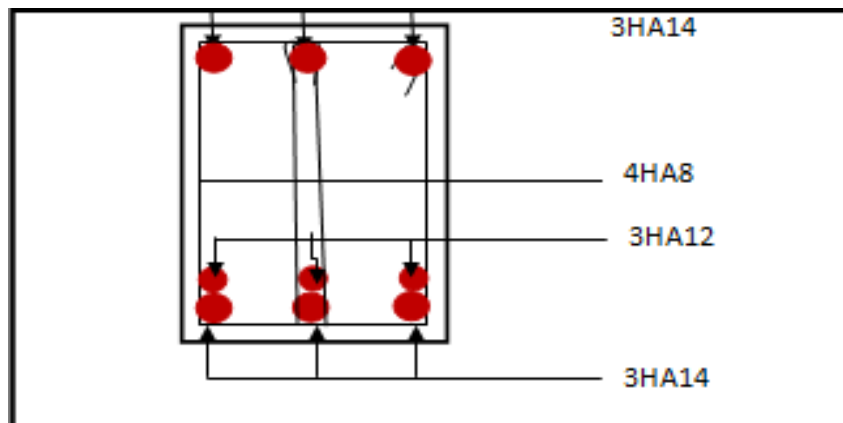


Figure VI.1: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

• Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

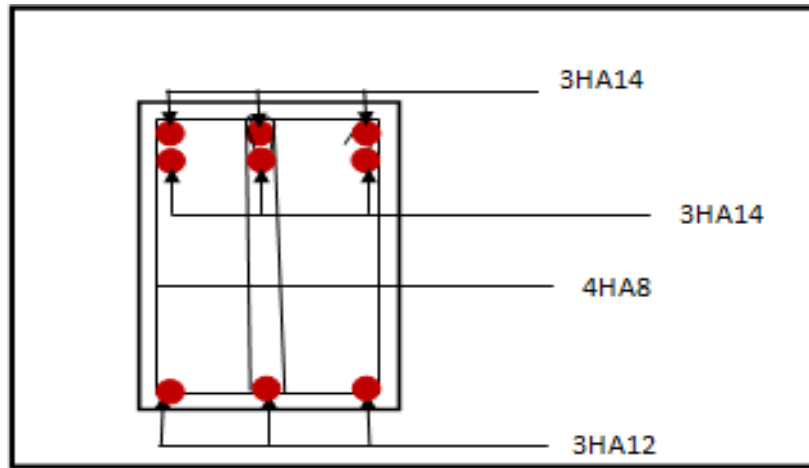


Figure VI.2: Ferrailage sur appui d'une poutre principale.

➤ Poutres secondaires :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

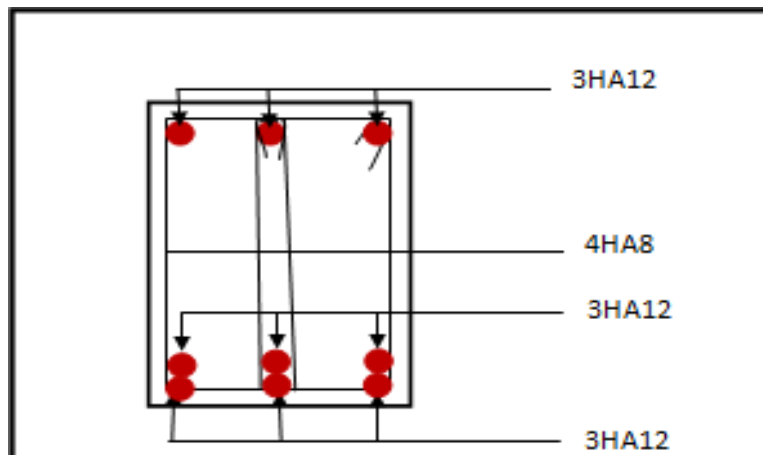


Figure VI.3: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ Sur appuis:

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

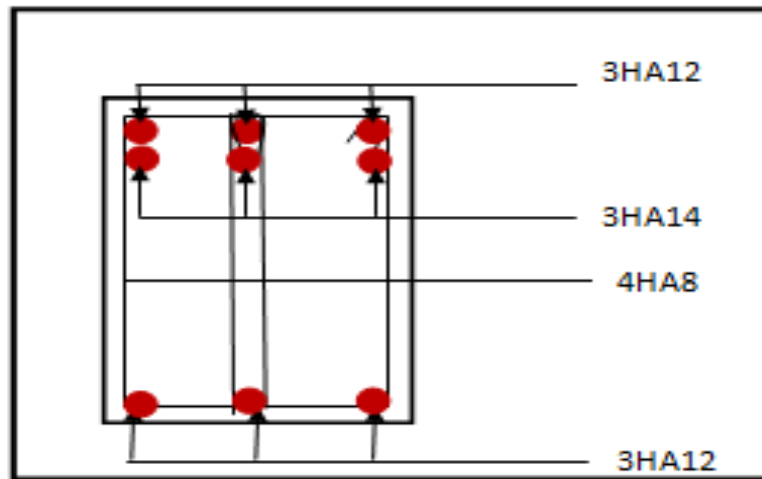


Figure VI.4 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

VII.3 Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales

(Charges et surcharges) ainsi qu'à des forces horizontales dues au séisme.

Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (E).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

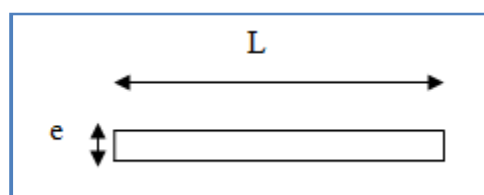
VI.3.1 Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus

défavorables (N, M) en utilisant les formules de [Navier- Bernoulli] :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$



$B = L_e$: section du béton du trumeau

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : RDC et étage de service
- Zone II : 2^{ème} étage au 4^{ème} étage.
- Zone III : 5^{ème} étage jusqu'à la toiture

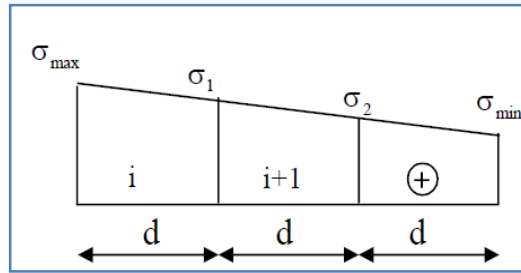
Avec

V1L : Voiles de 1.50 m de longueur.

V2L : Voiles de 2.70 m de longueur.

V1T : Voiles de 4.60 m de longueur.

A) Ferraillage d'une section entièrement comprimé



$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

- **Situation accidentelle** : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ MPa
- **Situation courante** : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ MPa

➤ Armatures minimales

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

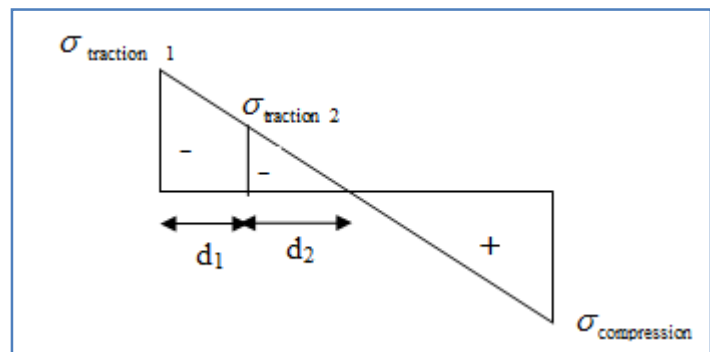
B) Ferraillage d'une section partiellement comprimé

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction } 1} + \sigma_{\text{traction } 2}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction } 1}}{2} \cdot d \cdot e$$

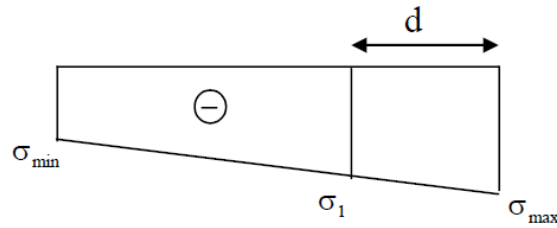
La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



C) Ferraillage d'une section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ Armatures verticales minimales

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1, CBA93}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1, CBA93}).$$

B : Section du tronçon considéré.

VII.3.2 Exigences du RPA 99 révisée 2003

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Globalement dans la section du voile } 15 \% \\ \text{En zone courante } 0.10 \% \end{array} \right.$$

A) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

$$\text{D'après le BEAL 91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

B) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles par mètre carré.

C) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Ces aciers on les utilise en cas de reprise de bétonnage.

D) Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

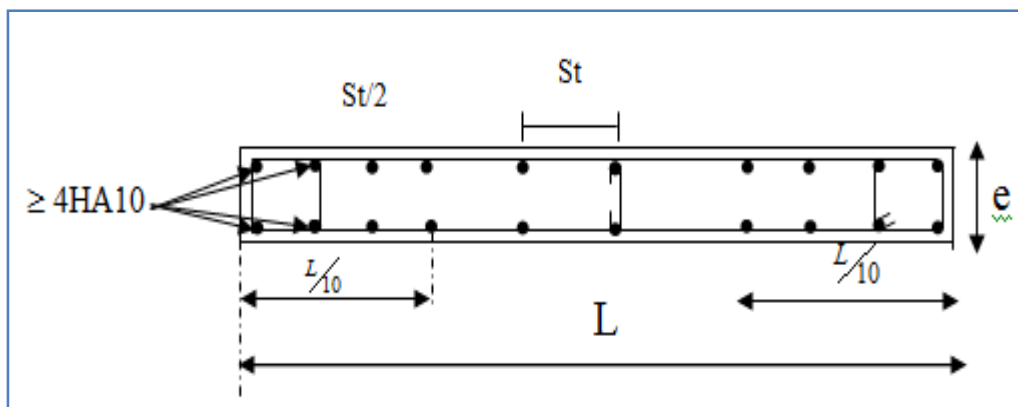


Figure VI.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles

E) Espacement

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

F) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VII.3.3 Vérifications**A) Vérification à L'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Sections d'armatures adoptées (verticales).

B) Vérification de la contrainte de cisaillement**➤ Selon le RPA99 version 2003, Art 7.7.2**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VII.3.4 Exemple de calcul**Ferraillage de voile longitudinal plein VL1 en Zone III****a. Caractéristiques géométriques :****Tableau 14: Caractéristiques géométriques**

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
1.45	0,20	0,29	0,05

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 5700.11 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -4497.47 \text{ KN/m}^2$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{5700.1}{5700.11 + 4497.47} \times 1.45 = 0.81 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.45 - 0.81 = \mathbf{0.639\ m}$$

d. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c, \frac{L_t}{2}\right) = \mathbf{0.320m}$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-4497.47(0.639 - 0.320)}{0.639} = \mathbf{-2248.73\text{KN/m}^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-4497.47 - 2248.73}{2} \times 0.405 \times 0.2 = \mathbf{-215.709\ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-2248.73}{2} \times 0.320 \times 0.2 = \mathbf{-71.903\text{KN}}$$

e. Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{215.709}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{6.20\text{cm}^2}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{115.499}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{2.07\text{m}^2}$$

f. Les armatures de coutures :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{44.93 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{1.73\text{cm}^2}$$

g. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{0.320 \times 0,2 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 1.45 \times 0.2\right)$$

$$A_{\min} = \mathbf{3.36\ cm^2}$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (6.20) + \left(\frac{1.73}{4}\right) = \mathbf{6.63\text{cm}^2 / \text{bande}}$
- $A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = (2.07) + \left(\frac{1.73}{4}\right) = \mathbf{3.79\text{cm}^2 / \text{bande}}$

Ferraillage adopté :**Tableau VI.15: Ferraillage adopté.**

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1=6.63\text{cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}12=6.78\text{cm}^2$	$S_t=13.5\text{cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2=3.79\text{cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}10 = 4.7\text{cm}^2$	$S_t=13.5\text{cm}$

h. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

i. Les vérifications :**▪ Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, \quad 30 \text{ cm}\} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$S_t = 13.5\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

▪ Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{296.68 \times 10^3}{0,29 \times 10^6 + 15 \times 6.63 \times 10^2} = 0.97 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.97\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

▪ Vérification des contraintes de cisaillement :

- Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1,4 \times 44.93 \times 10}{0.2 \times 0,9 \times 3.06 \times 10^4} = \mathbf{0.114\text{MPa}}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = \mathbf{5 \text{ MPa}}$$

$\tau_b = 0.241\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

- D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{44.93 \times 10}{0.2 \times 0,9 \times 3.06 \times 10^4} = \mathbf{0.082 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = 0.172\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Tableau VI.16: Ferrailage des voiles longitudinaux VL1 :

Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,45	1,45	1,45
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,290	0,290	0,290
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	8243,79	5828	5700,11
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2315,45	-3127,06	-4497,47
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	105,62	66,61	44,93
	Lc(m)	1,132	0,944	0,811
	Lt(m)	0,318	0,506	0,639
	d1(m)	0,159	0,253	0,320
	d2 (m)	0,159	0,253	0,320
	σ_1 [KN/m ²]	1157,725	1563,530	2248,735
	N (kN)	N ₁	118,750	215,709
		N ₂	39,583	71,903
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3,41	6,20
		A _{v2}	1,14	2,07
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	2,66	3,36
		A _{min2}	2,66	3,36
	A _{vi} (cm ²)		2,56	1,73
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	4,05	6,63
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	3,30	3,79
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	6,78	6,78
		Bande 2	4,7	4,7
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*3HA12	2*3HA12
		Bande 2	2*3HA10	2*3HA10
	S _t (cm)	Bande 1	10cm	10cm
		Bande 2	12cm	12cm
	Ls(cm)		60	60
	A _H (cm ²)		4,35	4,35
	A _H adopté/ml (cm ²)		7,85	7,85
	Choix des barres/ml (cm ²)		2*5HA10	2*5HA10
	S _t (cm)		20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	$\tau_{u \max}=3,25$ (MPa)	0,205	0,121
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	0,287	0,114
	ELS	N _s (kN)	1154,88	298,68
		$\sigma_{b \max}=15$ (MPa)	3,76	2,52

Tableau VI.17: Ferrailage des voiles longitudinaux VL2 :

Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,6	1,6	1,6
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,320	0,320	0,320
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	8701,56	3699,45	3049,8
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5235,51	-1518,55	-1105,79
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	143,23	102,38	58,98
	Lc(m)	0,999	1,134	1,174
	Lt(m)	0,601	0,466	0,426
	d1(m)	0,301	0,233	0,213
	d2 (m)	0,301	0,233	0,213
	σ_1 [KN/m ²]	2617,755	759,275	552,895
	N (kN)	N ₁	236,009	53,032
		N ₂	78,670	17,677
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,78	1,52
		A _{v2}	2,26	0,51
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	3,16	2,44
		A _{min2}	3,16	2,44
	A _{vj} (cm ²)		5,51	3,94
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8,16	3,43
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4,53	3,43
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	9,04	6,28
		Bande 2	4,7	4,7
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*4HA12	2*4HA10
		Bande 2	2*3HA10	2*3HA10
	S _t (cm)	Bande 1	7cm	7cm
		Bande 2	10cm	10cm
	Ls(cm)		60	60
	A _H (cm ²)		4,80	4,80
	A _H adopté/ml (cm ²)		7,85	7,85
	Choix des barres/ml (cm ²)		2*5HA10	2*5HA10
	S _t (cm)		20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	$\tau_{u \max}=3,25$ (MPa)	0,278	0,186
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	0,390	0,260
	ELS	N _s (kN)	601,77	391,81
		$\sigma_{b \max}=15$ (MPa)	1,77	1,16

Tableau VI.18: Ferrailage des voiles longitudinaux VL3 :

Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,4	3,4	3,4
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,680	0,680	0,680
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	7170,48	2933,09	2114,45
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3487,07	-857,5	-682,79
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	783,18	478,78	190,45
	Lc(m)	2,288	2,631	2,570
	Lt(m)	1,112	0,769	0,830
	d1(m)	0,556	0,385	0,415
	d2 (m)	0,556	0,385	0,415
	σ_1 [KN/m ²]	1743,535	428,750	341,395
	N (kN)	N ₁	49,465	42,500
		N ₂	16,488	14,167
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1,42	1,22
		A _{v2}	0,47	0,41
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	4,04	4,36
		A _{min2}	4,04	4,36
	A _{vi} (cm ²)		18,43	7,33
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	8,65	6,19
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	8,65	6,19
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	13,56	9,42
		Bande 2	11,3	7,84
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*6HA14	2*6HA10
		Bande 2	2*5HA14	2*5HA10
	S _t (cm)	Bande 1	8cm	8cm
		Bande 2	10cm	10cm
	Ls(cm)		60	60
	A _H (cm ²)		10,20	10,20
	A _H adopté/ml (cm ²)		11,30	11,30
	Choix des barres/ml (cm ²)		2*5HA12	2*5HA12
	S _t (cm)		20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	$\tau_{u \max}=3,25$ (MPa)	1,521	0,869
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	2,130	0,484
	ELS	N _s (kN)	1154,88	298,68
		$\sigma_{b \max}=15$ (MPa)	1,58	0,42

Tableau VI.19: Ferrailage des voiles transversaux VT1 :

Zones			Zone 1	Zone 2	Zone 3
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,45	1,45	1,45
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,290	0,290	0,290
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		8492,13	6837,46	6672,15
	σ_{\min} [KN/m ²]		-4362,53	-2815,68	-3817,85
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		128,29	94,54	55,98
	Lc(m)		0,958	1,027	0,922
	Lt(m)		0,492	0,423	0,528
	d1(m)		0,246	0,211	0,264
	d2 (m)		0,246	0,211	0,264
	σ_1 [KN/m ²]		2181,265	1407,840	1908,925
	N (kN)	N ₁	161,007	89,316	151,109
		N ₂	53,669	29,772	50,370
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4,63	2,57	4,34
		A _{v2}	1,54	0,86	1,45
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	2,58	2,22	2,77
		A _{min2}	2,58	2,22	2,77
	A _{vi} (cm ²)		4,94	3,64	2,16
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	5,86	3,48	4,88
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	3,82	3,13	3,31
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	6,78	6,78	6,78
		Bande 2	4,7	4,7	4,7
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
		Bande 2	2*3HA10	2*3HA10	2*3HA10
	St (cm)	Bande 1	8cm	8cm	8cm
		Bande 2	10cm	10cm	10cm
	Ls(cm)		60	60	60
	A _H (cm ²)		4,35	4,35	4,35
	A _H adopté/ml (cm ²)		7,85	7,85	7,85
	Choix des barres/ml (cm ²)		2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
	St (cm)		20	20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	$\tau_{u \max}$ =3,25 (MPa)	0,249	0,172	0,102
		$\tau_{b \max}$ =5 (MPa)	0,349	0,240	0,142
	ELS	N _s (kN)	674,93	452,4	163,98
		$\sigma_{b \max}$ =15 (MPa)	2,20	1,47	0,53

Tableau VI.20: Ferrailage des voiles transversaux VT2 :

Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,68	1,68	1,68
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,336	0,336	0,336
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	8873,88	4348,95	4023,53
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5336,76	-1670,47	-1271,2
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	169,78	116,24	67,46
	Lc(m)	1,049	1,214	1,277
	Lt(m)	0,631	0,466	0,403
	d1(m)	0,315	0,233	0,202
	d2 (m)	0,315	0,233	0,202
	σ_1 [KN/m ²]	2668,380	835,235	635,600
	N (kN)	N ₁	252,530	58,411
		N ₂	84,177	19,470
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,26	1,68
		A _{v2}	2,42	0,56
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	3,31	2,45
		A _{min2}	3,31	2,45
	A _{vj} (cm ²)		6,54	4,48
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8,89	3,57
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4,95	3,57
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	9,04	6,28
		Bande 2	6,78	4,7
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*4HA12	2*4HA10
		Bande 2	2*3HA12	2*3HA10
	S _t (cm)	Bande 1	7cm	7cm
		Bande 2	10cm	10cm
	Ls(cm)		60	60
	A _H (cm ²)		5,04	5,04
	A _H adopté/ml (cm ²)		7,85	7,85
	Choix des barres/ml (cm ²)		2*5HA10	2*5HA10
	S _t (cm)		20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	$\tau_{u \max}=3,25$ (MPa)	0,330	0,211
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	0,462	0,295
	ELS	N _s (kN)	163,98	638,01
		$\sigma_{b \max}=15$ (MPa)	0,46	1,81

Tableau VI.21: Ferrailage des voiles transversaux VT3 :

Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,200	0,200	0,200
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	7070,71	4391,73	3478,69
	σ_{\min} [KN/m ²]	-1842,97	-1181,07	-2255,06
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	56,58	49,42	38,22
	Lc(m)	0,793	0,788	0,607
	Lt(m)	0,207	0,212	0,393
	d1(m)	0,103	0,106	0,197
	d2 (m)	0,103	0,106	0,197
	σ_1 [KN/m ²]	921,485	590,535	1127,530
	N (kN)	N ₁	28,579	18,773
		N ₂	9,526	6,258
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0,82	0,54
		A _{v2}	0,27	0,18
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	1,09	1,11
		A _{min2}	1,09	1,11
	A _{vj} (cm ²)		2,18	1,90
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	1,63	1,59
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1,63	1,59
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	4,7	4,7
		Bande 2	4,7	4,7
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*3HA10	2*3HA10
		Bande 2	2*3HA10	2*3HA10
	S _t (cm)	Bande 1	6cm	6cm
		Bande 2	7cm	7cm
	Ls(cm)		60	60
	A _H (cm ²)		3,00	3,00
	A _H adopté/ml (cm ²)		7,85	7,85
	Choix des barres/ml (cm ²)		2*5HA10	2*5HA10
	S _t (cm)		20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	$\tau_{u \max}=3,25$ (MPa)	0,110	0,090
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	0,154	0,126
	ELS	N _s (kN)	588,4	397,9
		$\sigma_{b \max}=15$ (MPa)	2,75	1,86

Tableau VI.22: Ferrailage des voiles transversaux VT4 :

Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,7	1,7	1,7
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,340	0,340	0,340
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	10131,78	3813,17	5653,95
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6837,09	-1181,07	-3818,36
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	214,28	142,82	73,27
	Lc(m)	1,015	1,298	1,015
	Lt(m)	0,685	0,402	0,685
	d1(m)	0,342	0,201	0,343
	d2 (m)	0,342	0,201	0,343
	σ_1 [KN/m ²]	3418,545	590,535	1909,180
	N (kN)	N ₁	351,237	35,612
		N ₂	117,079	11,871
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10,09	1,02
		A _{v2}	3,36	0,34
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	3,60	2,11
		A _{min2}	3,60	2,11
	A _{vj} (cm ²)		8,25	5,50
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	12,16	3,49
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5,66	3,49
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	12,3	9,04
		Bande 2	6,78	4,7
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*4HA14	2*4HA12
		Bande 2	2*3HA12	2*3HA10
	S _t (cm)	Bande 1	8cm	8cm
		Bande 2	10cm	10cm
	Ls(cm)		60	60
	A _H (cm ²)		5,10	5,10
	A _H adopté/ml (cm ²)		7,85	7,85
	Choix des barres/ml (cm ²)		2*5HA10	2*5HA10
	S _t (cm)		20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	$\tau_{u \max}=3,25$ (MPa)	0,416	0,259
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	0,583	0,363
	ELS	N _s (kN)	632,05	406,55
		$\sigma_{b \max}=15$ (MPa)	1,71	1,13

CHAPITRE VII

Étude de l'infrastructure

I_**II_****III_****IV_****V_****VI_****VII_****VII.1 Introduction :**

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction ayant pour objectif la transmission au sol des efforts apportés par les éléments de la superstructure, Ces efforts comprennent :

- Des efforts normaux : charges et surcharges verticales.
- Des forces horizontales : dues à l'action sismique.
- Moment s'exerçant dans les différents plans.

VII.2 Types de fondations :**- Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de grande capacité portante ; elles sont peu profondes (semelles isolées, semelles filantes, radiers).

- Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols de faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur (pieux et puits).

VII.3 Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.4 Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- La charge apportée par la superstructure.
- L'économie.

Dans notre cas, on aura à choisir entre les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

VII.5 Dimensionnement :

VII.5.1 Semelles isolées :

Pour le prédimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions ;

$$\frac{a}{b} = 1 = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

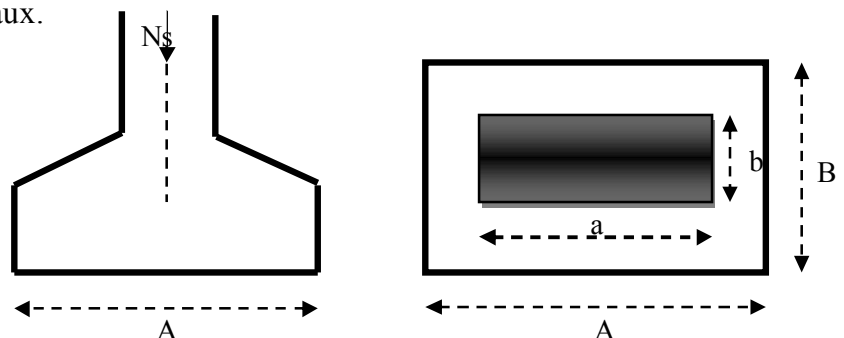


Figure VII.1 : dimensionnement d'une semelle isolée

Exemple de calcul :

$$\left. \begin{array}{l} N_s = 1188.4 \text{ KN.} \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ MPa.} \end{array} \right\} B \geq \sqrt{\frac{1188.4}{200}} = 2,43 \text{ m} \Rightarrow \text{Soit : } B = 3 \text{ m.}$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour les semelles filantes.

VII.5.2 Semelles filantes :**VII.5.2.1 Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \quad \text{Avec :}$$

B : La longueur de la semelle.

L : La longueur des voiles.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge permanente et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1: Sens longitudinal

Voile	G+Q(KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m2)
VL1	1154.88	1.45	3.98	5.77
VL2	1154.88	1.45	3.98	5.77
VL3	926.28	1.45	3.19	4.63
VL4	926.28	1.45	3.19	4.63
VL5	601.77	1.6	1.88	3.01
VL6	601.77	1.6	1.88	3.01
VL7	1269.81	3.4	1.87	6.36
			somme	33.18

Tableau VII.2: Sens transversal

Voile	G+Q(KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m2)
VT1	674.93	1.45	2.33	3.38
VT2	674.93	1.45	2.33	3.38
VT3	638.01	1.68	1.90	3.19
VT4	618.16	1.68	1.84	3.09
VT5	638.01	1.68	1.90	3.19
VT6	588.4	1	2.94	2.94

VT7	588.4	1	2.94	2.94
VT8	632.05	1.7	1.86	3.16
VT9	632.05	1.7	1.86	3.16
Somme				28.43

✿ La surface totale des semelles filantes sous voiles :

$$S_v = \sum S_i = 61.61 \text{ m}^2.$$

VII.5.2.2 Semelles filantes sous poteaux :

Hypothèse de calcul :

- Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Déterminer la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.
 - $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Détermination de la largeur de la semelle $B = \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}}$

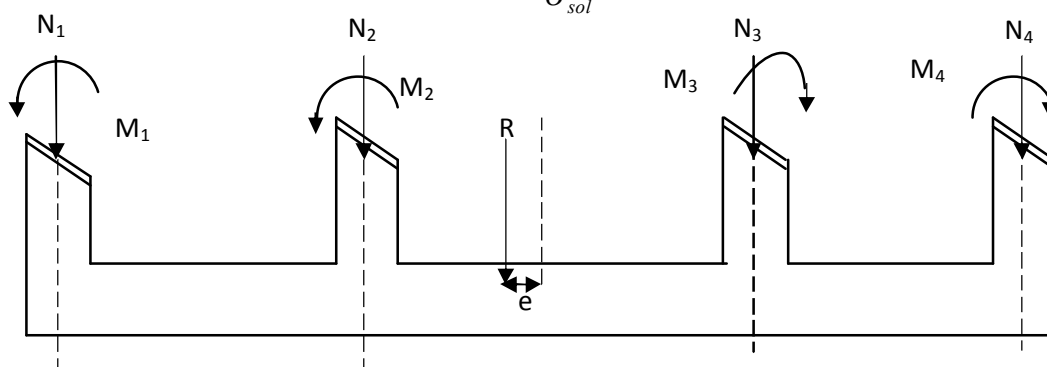


Figure VII.2 : schéma des efforts et des moments appliqués sur la semelle.

VII.6 Application :

VII.6.1 Détermination de la résultante des charges :

Tableau VI.3: Résultante des forces appliquées sur les poteaux (file longitudinale).

Poteaux	N ser	Mi	ei (m)	Nser× ei
1	975.40	4.254	7,225	7047.265
2	1187.94	0.631	3.475	4128.09
3	1177.99	0.644	0.025	29.44
4	1188.40	0.736	-3.475	-4129.69
5	976.87	4.046	-7.225	-7057.88
Somme	5506.6	10.311	/	17.225

VII.6.2 Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

La charge totale transmise par les poteaux est : $R = \sum N_i = 5506.6$ KN

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

la Coordonnée de la résultante des forces **e** :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{17.225 + 10.311}{5506.6} = 0,005m$$

$$e = 0.005 < \frac{L}{6} = \frac{30.6}{6} = 5.10m$$

Dans notre cas on aura une répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{5506.6}{30.6} \left(1 + \frac{6 \times 0,005}{30.6}\right)$$

$$q_{\max} = 180.13 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{5506.6}{30.6} \left(1 - \frac{6 \times 0,005}{30.6}\right)$$

$$q_{\min} = 179.79 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{3e}{L}\right) = \frac{5506.6}{30.6} \left(1 - \frac{3 \times 0,005}{30.6}\right)$$

$$q_{\frac{L}{4}} = 179.87 \text{ KN/m}$$

VII.6.3 Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{179.93}{200} = 0.9m.$$

On prend : $B = 1m$

On aura donc : $S = 1 \times 14.9 = 14.9 \text{ m}^2$.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = (S \times n) = (14.9 \times 8) = 119.2m^2.$$

$$S_t = S_p + S_v = 119.2 + 61.61 = 180.81 \text{ m}^2.$$

La surface totale de la structure : $S_{str} = 24.06 \times 14.9 = 324,61 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_t}{S_{str}} = \frac{180,81}{324,61} = 0,56 > 50 \%$$

Dans notre cas le rapport de la surface des semelles sur la surface du bâtiment est supérieur à 50% .

$$\frac{S_t}{S_{str}} > 50 \%$$

👉 **Remarque :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII.7 Étude du radier :

Un radier est défini comme étant un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux et les voiles de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier. Un radier doit :

- Être rigide en son plan horizontal.
- Permettre une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Faciliter le coffrage et le ferrailage.
- Permettre la facilité de l'exécution.

VII.7.1 Pré dimensionnement du radier :

VII.7.1.1 Détermination de la hauteur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{375}{10} = 37,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_n = 40 \text{ cm}$$

VII.7.1.2 Conditions de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} 3,75\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,71 \text{ m}$$

Soit : **h=80cm**

Avec :

L_{\max} : distance maximale entre nus de nervure ($L = 3,75 \text{ m}$)

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40[\text{MPa}]$ pour un sol moyen

I : l'inertie de la section du radier (bande de $1[\text{m}]$)

E : module de déformation longitudinale différée $E=10818.86 [\text{MPa}]$

B : largeur de la bande ($B=1[m]$)

VII.7.1.3 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

Elle doit vérifier :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec un minimum de 25 cm}$$

$$h \geq \frac{375}{20} = 20 \text{ cm}$$

On prend $h_d = 25 \text{ cm}$

VII.7.1.4 Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \implies 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

Soit : $b_n = 45 \text{ cm}$

VII.7.1.5 Détermination de la hauteur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_{df} \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{375}{50} = 7,5 \leq h_{df} \leq \frac{375}{40} = 9,375$$

On opte une hauteur de $h_{df} = 9 \text{ cm}$

👉 Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_d = 25 \text{ cm} \implies$ la hauteur de la Dalle.

$b_n = 45 \text{ cm} \implies$ la Largeur de la nervure.

$h_n = 80 \text{ cm} \implies$ la hauteur de la nervure.

$h_{df} = 9 \text{ cm} \implies$ la hauteur de la dalle flottante.

VII.7.1.6 Calcul de la surface nécessaire au radier :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Á L'ELU : } N_U = 1.35G + 1.5Q \\ \text{Á L'ELS : } N_S = G + Q \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{On tire d'ETABS les valeurs de G et Q Comme suit :} \\ G = 37842,44 \text{ KN} \quad Q = 7131,36 \text{ KN} \end{array}$$

D'où :

- $N_U = (1,35 \times 37842,44) + (1,5 \times 7131,36) = 61784,334 \text{ KN.}$
- $N_S = 37842,44 + 7131,36 = 44973,8 \text{ KN.}$

✿ À L'ELU:

$$S_{NEC} \geq \frac{N_U}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{61784,334}{1,33 \times 200} = 232,27 m^2$$

✿ À L'ELS:

$$S_{NEC} \geq \frac{N_S}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{44973,8}{1,33 \times 200} = 169,07 m^2$$

Donc :

$$S_{RADIER} = \max(S_{NEC}^{ELU}, S_{NEC}'^{ELS}) = \max(232,27; 169,07)$$

D'ou: $S_{radier} = 232,27 m^2$

👉 Remarque :

La surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord, Mais en revanche les règles BAEL, Nous imposent un débord qui sera calculé come suit :

$$L_{deb} \geq \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{deb} = 40 \text{ cm}$

La surface de débord : $S_{deb} = L_{deb} \times 2 (L_x + L_y) = 0,4 \times 2 \times 38,94 = 31,152 m^2$

Donc la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 324,61 + 31,152 = 355,76 m^2$

on aura une surface totale du radier **$S_{rad} = 355,76 m^2$**

VII.7.2 Calcul des sollicitations à la base du radier :

a) Charges permanentes :

$$G_{radier} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{TVO} + G_{dalle \text{ flottante}}$$

$$\text{Poids de la dalle: } G_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 355,76 \times 0,25 \times 25 = 2223,5 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des nervures: } p_{nervures} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$G_n = 0,45(0,8 - 0,25)[(14,9 \times 8) + (24,04 \times 5)] \times 25 = 1481,288 \text{ kn}$$

$$\text{Poids de TVO : } G_{TVO} = (S_{rad} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$S_{nerv} = b_n (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0,45 \times 239,4 = 107,73 m^2$$

$$G_{TVO} = [232,27 - 107,73] \times (0,8 - 0,25) \times 20 = 1369,94 \text{ kn}$$

$$G_{TVO} = 1369,94 \text{ kn.}$$

Poids de la dalle flottante libre ($e_p = 9 \text{ cm}$) :

$$G_{df} = G_{TVO} \times e_p \times \rho_b$$

$$G_{df} = 1369,94 \times 0,09 \times 25 = 3168,9 \text{ kn}$$

$$G_{rad} = 2223,5 + 1481,288 + 1369,94 + 3168,9 = 8243,63 \text{ KN.}$$

$$G_{radier} = 8243,63 \text{ kn}$$

b) Charges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 7131,36 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q_{radier} = 1,5 \times 355,76 = 533,64 \text{ KN}$

c) Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{str} = 8243,63 + 37842,44 = 46086,07 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{str} = 533,64 + 7131,36 = 7665 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions :

À L'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 46086,07 + 1.5 \times 7665 = 73713,69 \text{ KN}$

$$N_u = 73713,69 \text{ KN}$$

À L'ELS : $N_s = G + Q = 46086,07 + 7665 = 53751,07 \text{ KN}$

$$N_s = 53751,07 \text{ KN}$$

VII.7.3 Calcul des caractéristiques géométriques du radier:

VII.7.3.1 Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_i = \frac{L_x}{2} = \frac{14,9}{2} = 7,45 \text{ m} \quad \text{et} \quad Y_j = \frac{L_y}{2} = \frac{24,04}{2} = 12,02 \text{ m}$$

VII.7.3.2 Calcul du moments d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{14,9 \times 24,04^3}{12} = 17250,76 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b^3 \times h}{12} = \frac{14,9^3 \times 24,04}{12} = 6626,92 \text{ m}^4$$

VII.7.4 Vérifications :

VII.7.4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91/Art

A.5.1.211) :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1\text{ m} , d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,25 = 0,225\text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{73713,69 \times 1}{355,76} \times \frac{3,75}{2} = 388,5\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{388,5}{1 \times 0,225} = 1726,67\text{ KN/m}^2 = 1,73\text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{ MPa} \right\} = 2,5\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,73 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.7.4.2 Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

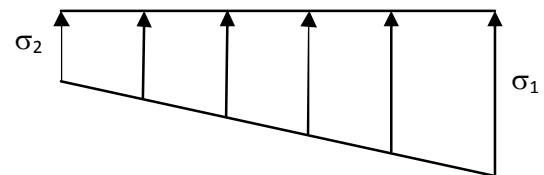


Figure VII.3 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que

$$\text{- A L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{- A L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée.

$$N_u = 73713,69\text{ KN}$$

$$N_s = 53751,07\text{ KN}$$

$$M_{ox} = 29535,79\text{ KN.m}$$

$$T = 1453,35\text{ KN}$$

$$M_{oy} = 29727,09\text{ KN.m}$$

$$T = 1452,91\text{ KN}$$

✳ **Calculs des moments :**

$$M_x = 29535,79 + (1453,35 \times 1) = 30989,14 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 29727,09 + (1452,91 \times 1) = 31180 \text{ KN.m}$$

a) Sens longitudinal XX:

- **A L'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{73713,69}{355,76} + \frac{30989,14}{17250,76} \times 7,45 = 220,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{73713,69}{355,76} - \frac{30989,14}{17250,76} \times 7,45 = 206,77 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 220,58 + 206,77}{4} = 217,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 217,12 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 217,12 < 1.33 \sigma_{SOL} = 266 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **A L'ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{53751,01}{355,76} + \frac{30989,14}{17250,76} \times 7,45 = 164,47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{53751,01}{355,76} - \frac{30989,14}{17250,76} \times 7,45 = 137,7 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 164,47 + 137,7}{4} = 157,78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 157,78 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sens transversal :

✳ **A L'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{73713,69}{355,76} + \frac{31180}{6626,92} \times 12,02 = 263,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{73713,69}{355,76} - \frac{31180}{6626,92} \times 12,02 = 150,65 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 263,75 + 150,65}{4} = 235,47 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 235,47 < 1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✿ A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{53751,07}{355,76} + \frac{31180}{6626,92} \times 12,02 = 207,64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{53751,07}{355,76} - \frac{31180}{6626,92} \times 12,02 = 94,53 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 207,64 + 94,53}{4} = 179,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 179,36 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

	ELU					ELS				
	σ_1 KN/m	σ_2 KN/m	σ_m KN/M	$1.33 \overline{\sigma_{sol}}$ KN/m	OBS	σ_1 KN/m	σ_2 KN/m	σ_m KN/m	$\overline{\sigma_{sol}}$ KN/m	OBS
Sens longitudinal	220,58	206,77	217,12	266	CV	164,47	137,7	157,78	200	CV
Sens Transversal	263,75	150,65	235,47	266	CV	207,64	94,53	179,36	200	CV

👉 Conclusion :

Toutes les contraintes sont vérifiées.

VII.7.4.3 Vérification au poinçonnement : BAEL91 [Art.A.5.2.42]

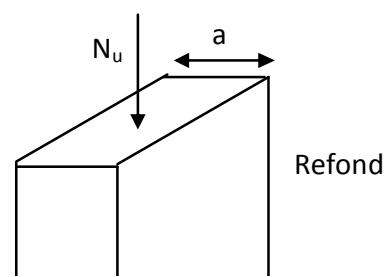
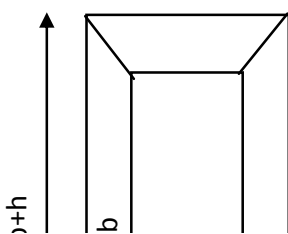
Aucun calcul d'aciers transversaux n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

 N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau. μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du

Feuillet moyen du radier.

 a : Epaisseur du voile ou du poteau. b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

b

Calcul du périmètre utile μ_c :

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2(a + b + 2.h) = 2(0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5,8m$$

$$N_u = 1633,47KN$$

$$N_u' \leq \frac{0.045 \times 5,8 \times 1,00 \times 25000}{1.5} = 4350KN$$

$$N_u = 1633,47KN < 4350KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Voile :**

On considère une bande de **1 m** du voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2.h) = 2(0,20 + 1 + 2 \times 1) = 6,4m$$

$$N_u' \leq \frac{0.045 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4800KN$$

$$N_u = 2453,18KN < N_u' = 4800KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.7.4.4 Vérifications de la poussée hydrostatique :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression Hydraulique telle que : $G_{tot} \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times h$

Avec :

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement est égale à 1,5.

γ : Poids volumique de l'eau est égale à 10 KN/m³.

$$G_{tot} = 46086,07KN \geq 1.5 \times 355,76 \times 10 \times 1 = 5336,4 KN \implies \text{pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

VII.7.5 Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91(modifié 99).

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

✿ **1^{er} Cas :**

Si $\alpha < 0,4 \Rightarrow$ le panneau travaille dans un seul sens .

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

✿ **2^{eme} Cas :** Si $0,4 \leq \rho < 1$, le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients $\mu_x \mu_y$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x \leq L_y)$$

Avec :

$$L_x = 3,5\text{m} \quad ; \quad L_y = 3,75\text{m}.$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en Considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VII.7.5.1 Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{3,75} = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,841 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 directions .

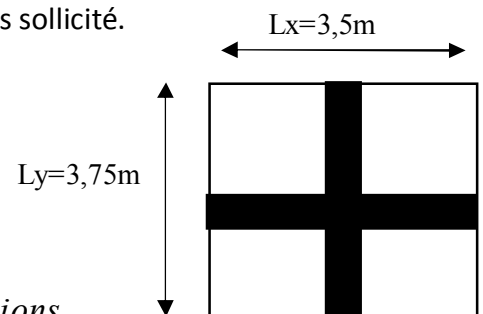


Figure VII.5 schéma du panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferraillage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} la contrainte due au poids propre du radier. Ce dernier étant directement repris par le sol.

- La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m = 235,47 \text{ KN/m}^2$

- La contrainte moyenne max à l'ELS: $\sigma_m = 179,36 \text{ KN/m}^2$

✿ **A l'ELU :**

$$q_u^{moy} = \left| \sigma_{moy}^{ELU} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right| \times 1ml = \left| 235,47 - \frac{8243,63}{355,76} \right| \times 1ml$$

$$q_u^{moy} = 212,3 KN / ml$$

✿ A l'ELS :

$$q_s^{moy} = \left| \sigma_{moy}^{ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right| \times 1ml = \left| 179,36 - \frac{8243,63}{355,76} \right| \times 1ml$$

$$q_s^{moy} = 156,19 KN / ml$$

👉 Remarque :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :
 - Moment en travée : $0,75.M_{0x}$ ou $0,75.M_{0y}$
 - Moment sur appuis : $0,5.m_{0x}$ ou $0,5.M_{0y}$
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel alors :
 - Moment en travée : $0,85.M_{0x}$ ou $0,85.M_{0y}$
 - Moment sur appui de rive : $0,3.m_{0x}$ ou $0,3.M_{0y}$
 - Moment sur appui intermédiaire : $0,5.M_{0x}$ ou $0,5.M_{0y}$

VII.7.6 Calcul à l'ELU :

✿ Evaluation des moments de flexion M_x et M_y :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0428 \times 212,3 \times (3,50)^2 = 111,31 KN.m$$

$$M_{0y} = 0,841 \times 111,31 = 93,61 KN.m$$

✿ Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_x^a = (-0,5) \times M_{0x}$$

$$M_x^a = (-0,5) \times 111,31 = -55,66 KN.m$$

$$M_y^a = (-0,5) M_{0y}$$

$$M_y^a = (-0,5) \times 93,61 = -46,81 KN.m$$

✿ Moments aux appuis de rive :

$$M_x^a = (-0,3) \times M_{0x}$$

$$M_x^a = (-0,3) \times 111,31 = -33,39 KN.m$$

$$M_y^a = (-0,3) M_{0y}$$

$$M_y^a = (-0,3) \times 93,61 = -28,08 KN.m$$

⊗ Moments en travées :

Dans le sens x-x :

$$M^t_x = (0,75) \cdot M_{0_x}$$

$$M^t_x = (0,75) \times 111,31 = 83,48 \text{ KN.m}$$

Dans le sens y-y :

$$M^t_y = (0,75) \cdot M_{0_y}$$

$$M^t_y = (0,75) \times 93,61 = 70,21 \text{ KN.m}$$

VII.7.6.1 Ferrailage du panneau dans le sens x-x :

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{55,66 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14,2} = 0,077 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,077 \Rightarrow \beta_u = 0,9595$$

$$A_a^x = \frac{M_x^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{55,66 \times 10^6}{0,9595 \times 225 \times 34800} = 7,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a^x = 7,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6HA14 = 9,24 cm²/ml** avec un espacement de : **S_t = 15cm**

• En travées :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{83,48 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14,2} = 0,116 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

=> Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,116 \Rightarrow \beta_u = 0,938$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{83,48 \times 10^6}{0,938 \times 225 \times 34800} = 11,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tx} = 11,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **8HA14 = 12,32 cm²/ml** avec : **S_t = 12cm**

VII.7.6.2 Ferrailage dans le sens y-y:

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{46,81 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14,2} = 0,065 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,065 \Rightarrow \beta_u = 0,9665$$

$$A_a^y = \frac{M_y^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{46,81 \times 10^6}{0,9665 \times 225 \times 34800} = 6,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a^y = 6,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **7HA12 = 7,92 cm²/ml** avec : **S_t = 15cm**

- En travées :

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{70,21 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14,2} = 0,098 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

=> Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,098 \Rightarrow \beta_u = 0,948$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{70,21 \times 10^6}{0,948 \times 225 \times 34800} = 9,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ty} = 9,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **7HA14 = 10,78 cm²/ml** avec : **S_t=15cm**

Sens		M (KN.m)	OBS	A (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)	Espacement
Selon (x-x)	En travée	83,48	SSA	11,36	8HA14	12,32	12
	En appui	55,66	SSA	7,41	6HA14	9,24	15
Selon (y-y)	En travée	70,21	SSA	9,45	7HA14	10,78	15
	En appui	46,81	SSA	6,18	7HA12	7,92	

VII.7.6.3 Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

- ω_0 : Taux des armatures minimales

0,0008 pour les aciers à haute adhérence de classe **FeE400**.

0,0006 pour les aciers à haute adhérence de classe **FeE500**.

$$A_{\min} = \omega_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 22,5 \times \frac{3 - 0,93}{2} = 1,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau VII .4 : Vérification de la condition de non fragilité

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Xx	Appuis	9,24	1,86	Condition vérifiée
	Travée	12,32		Condition vérifiée
Yy	Appuis	7,92		Condition vérifiée
	Travée	10,78		Condition vérifiée

VII.7.6.4 Espacements des armatures: (BAEL91/A8.2, 42):

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous:

dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle

- **Armatures parallèles à L_x :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 25; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures parallèles à L_y :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 25; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.7.7 Calcul et vérification à L'ELS :

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{3,75} = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,050 \\ \mu_y = 0,891 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = 0,05 \times 156,19 \times 3,5^2 = 95,67 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y = 0,891 \times 95,67 = 85,24 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

ELS :

Sens X-X :

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,75 \times 95,67 = 71,75 \text{ KN.m}$

- Moment sur appuis $M_{ax} = 0,5 \times 95,67 = 47,835 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y :

- Moment en travée : $M_{ty} = 0,75 \times 85,24 = 63,93 \text{ KN.m}$

- Moment sur appuis $M_{ay} = 0,5 \times 85,24 = 42,62 \text{ KN.m}$

1) Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- $\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$ en (MPa)

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm ²) (ELU)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	47,835	12,32	0.547	30,24	0.8896	193,98	6,42	15	vérifié
	Travée	71,75	9,24	0,411	35,85	0.9017	382,74	10,67	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	42,62	7,92	0.352	39,35	0.908	263,41	6,69	15	Vérifié
	Travée	63,93	10,78	0.479	32,80	0.8953	294,4	8,98	15	vérifié

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle à l'ELU est satisfaisant

VII.7.7.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $p = q_{um} l_x l_y = 212,3 \times 3,5 \times 3,75 = 2786,44 \text{ KN/m}^2$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

-Sens x-x :

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{2786,44}{3 \times 3,75} = 247,68 \text{ KN}$$

-Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{2786,44}{2 \times 3,75 + 3,5} = 253,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{253,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 1,13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, on adopte un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII.8 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

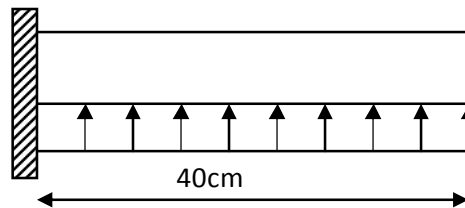


Figure VII.6 : schéma statique du débord.

VII.8.1 Sollicitation de calcul :**a) A L'ELU :**

$$q_u = 212,3 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-212,3 \times (0,40)^2}{2} = -16,98 \text{ N.m}$$

b) A L'ELS :

$$q_s = 156,19 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-156,19 \times (0,40)^2}{2} = -12,49 \text{ KN.m}$$

VII.8.2 Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 22,5 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,98 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,20} = 0,024 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,024 \Rightarrow \beta_u = 0,988$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16,98 \times 10^3}{0,988 \times 22,5 \times 348} = 2,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 2,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

VII.8.3 Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22,5 \times 2,1}{400} = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2,19 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte : 5 HA14} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Calcul de l'espacement :**

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

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm}^2.$$

VII.8.4 Vérification à l'ELS :

✳ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 22,5} = 0,175$$

$$\rho_1 = 0,175 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,932 ; \quad k_1 = 58,53$$

$$K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{58,53} = 0,017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,49 \times 10^6}{0,932 \times 225 \times 4,52 \times 10^2} = 131,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,017 \times 131,77 = 2,24 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✳ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 131,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

👉 **Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord,

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VII.9 Étude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs).

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continues sur plusieurs appuis et les charge revenant à chaque nervures seront déterminer en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales).

✳ **Chargement simplifié admis :**

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle (panneau) correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment max (largeur L_m) et le même effort

tranchant max (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal .Ainsi le chargement devient uniformément reparté et le calcul devient classique.

✿ **Charge trapézoïdale :**

- Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0,5 - \frac{l^2}{6}\right)$
- Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0,5 - \frac{l^2}{4}\right)$

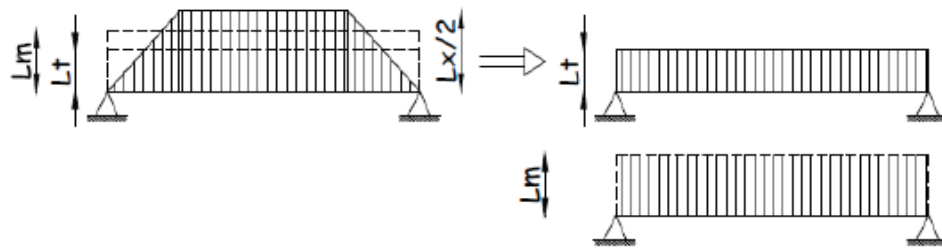


Figure VII.8: Présentation des chargements simplifiés.

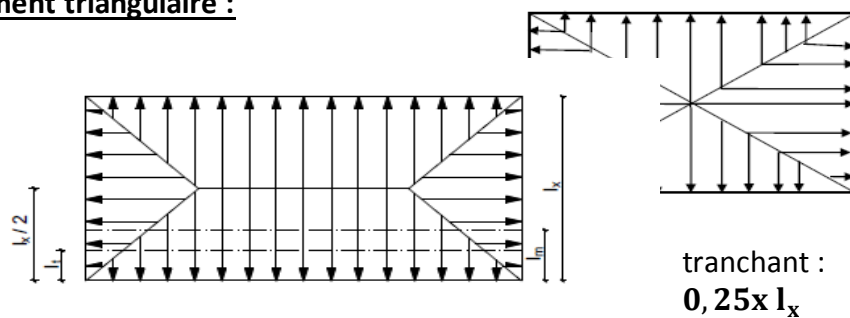
✿ **Cas de chargement triangulaire :**

Moment
fléchissant :

$$I_m = 0,333 \times I_x$$

Effort

$$I_t =$$



tranchant :
 $0,25 \times I_x$

Figures VII.9: Répartition triangulaire.

○ **Déterminations des charges :**

- **A l'ELU :**

$$q_u^{moy} = \left| \sigma_{moy}^{ELU} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right| = \left| 235,47 - \frac{8243,63}{355,76} - \frac{1481,288}{107,73} \right| \times 1ml$$

$$q_u^{moy} = 198,55KN / ml$$

- **A l'ELS :**

$$q_s^{moy} = \left| \sigma_{moy}^{ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right| = \left| 179,36 - \frac{8243,63}{355,76} - \frac{1481,288}{107,73} \right|$$

$$q_s^{moy} = 142,44KN / ml$$

- Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- 👉 Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Tableau VII.6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3,4	3,75	0,9066667	Trapézoïdale	1,2341748	1,2341748	198,55	142,44	245,045	473,306	175,796	339,551	245,045	473,306	175,796	339,551
	2	3,4	3,45	0,9855072	Trapézoïdale	1,1496394	1,1496394	198,55	142,44	228,261		163,755		228,261		163,755	
b-c	1	3,2	3,75	0,8533333	Trapézoïdale	1,2116385	1,2116385	198,55	142,44	240,571	452,146	172,586	324,370	240,571	399,411	172,586	286,538
	2	3,2	3,45	0,9275362	Trapézoïdale	1,0656	0,8	198,55	142,44	211,575		151,784		158,840		113,952	
c-d	1	3,5	3,75	0,9333333	Trapézoïdale	1,2418519	1,2418519	198,55	142,44	246,570	474,830	176,889	340,644	246,570	474,830	176,889	340,644
	2	3,5	3,45	1,0144928	triangulaire	1,1496359	1,1496359	198,55	142,44	228,260		163,754		228,260		163,754	
d-e	1	3,4	3,75	0,9066667	Trapézoïdale	1,2341748	1,2341748	198,55	142,44	245,045	473,306	175,796	339,550	245,045	473,306	175,796	339,550
	2	3,4	3,45	0,9855072	Trapézoïdale	1,1496394	1,1496394	198,55	142,44	228,261		163,755		228,261		163,755	
e-f	1	3,5	3,75	0,9333333	Trapézoïdale	1,2418519	1,2418519	198,55	142,44	246,570	474,830	176,889	340,644	246,570	474,830	176,889	340,644
	2	3,5	3,45	1,0144928	triangulaire	1,1496359	1,1496359	198,55	142,44	228,260		163,754		228,260		163,754	
f-g	1	3,2	3,75	0,8533333	Trapézoïdale	1,2116385	1,2116385	198,55	142,44	240,571	468,831	172,586	336,340	240,571	468,831	172,586	336,340
	2	3,2	3,45	0,9275362	Trapézoïdale	1,1411608	1,1411608	198,55	142,44	226,577		162,547		226,577		162,547	
g-h	1	3,4	3,75	0,9066667	Trapézoïdale	1,2341748	1,2341748	198,55	142,44	245,045	471,623	175,796	335,133	245,045	471,623	175,796	338,343
	2	3,4	3,45	0,9855072	Trapézoïdale	1,1496394	1,1496394	198,55	142,44	228,261		163,755		228,261		163,755	

Tableau VII.7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	P	Charge	Im	It	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3,2	3,75	0,8533333	Trapézoïdale	1,2116385	1,2116385	198,55	142,44	240,571	487,141	172,586	349,475	240,571	487,141	172,586	349,475
	2	3,5	3,75	0,9333333	Trapézoïdale	1,2418519	1,2418519	198,55	142,44	246,570		176,889		246,570		176,889	
b-c	1	3,2	3,45	0,9275362	Trapézoïdale	1,1411608	1,1411608	198,55	142,44	226,577	457,988	162,547	328,561	226,577	400,309	162,547	287,182
	2	3,5	3,45	1,0144928	triangulaire	1,1655	0,875	198,55	142,44	231,410		166,014		173,731		124,635	
c-d	1	3,2	3,5	0,9142857	Trapézoïdale	1,1541769	1,1541769	198,55	142,44	229,162	460,803	164,401	330,581	229,162	460,803	164,401	330,581
	2	3,5	3,5	1	Trapézoïdale	1,1666667	1,1666667	198,55	142,44	231,642		166,180		231,642		166,180	
d-e	1	3,2	3,75	0,8533333	Trapézoïdale	1,2116385	1,2116385	198,55	142,44	240,571	487,141	172,586	349,475	240,571	487,141	172,586	349,475
	2	3,5	3,75	0,9333333	Trapézoïdale	1,2418519	1,2418519	198,55	142,44	246,570		176,889		246,570		176,889	

VII.9.1 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

VII.9.1.1 Sens longitudinal :

a) Diagramme des moments fléchissant :

à L'ELU:

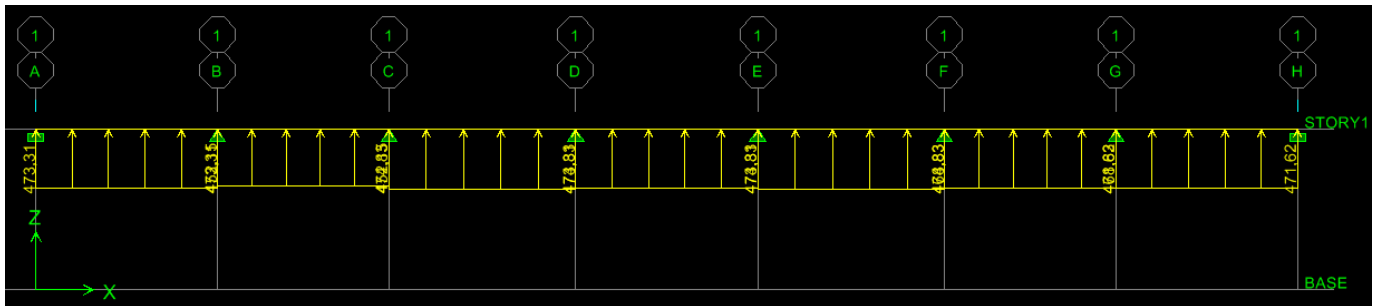


Figure VI.10: diagramme de chargements des nervures à L'ELU (sens longitudinal).

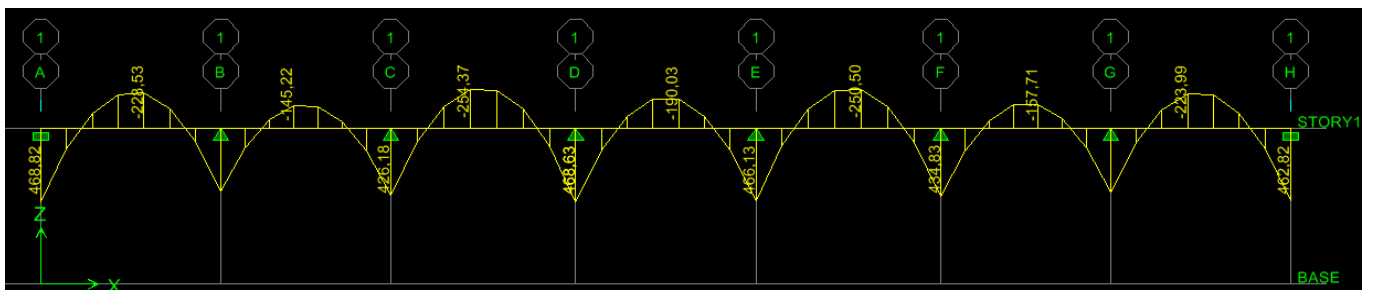


Figure VI.11: diagramme des moments fléchissant a l'ELU (sens longitudinal).

à L'ELS :

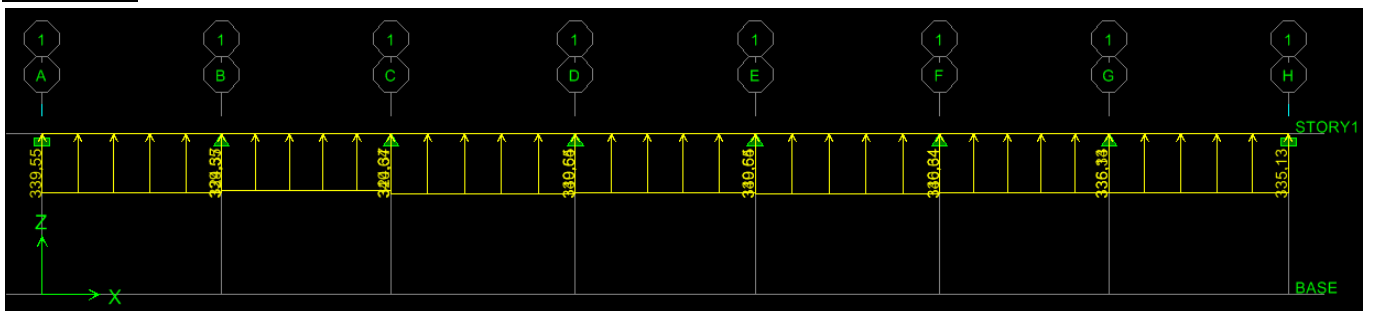


Figure VI.12: diagramme de chargements des nervures a l'ELS (sens longitudinal).

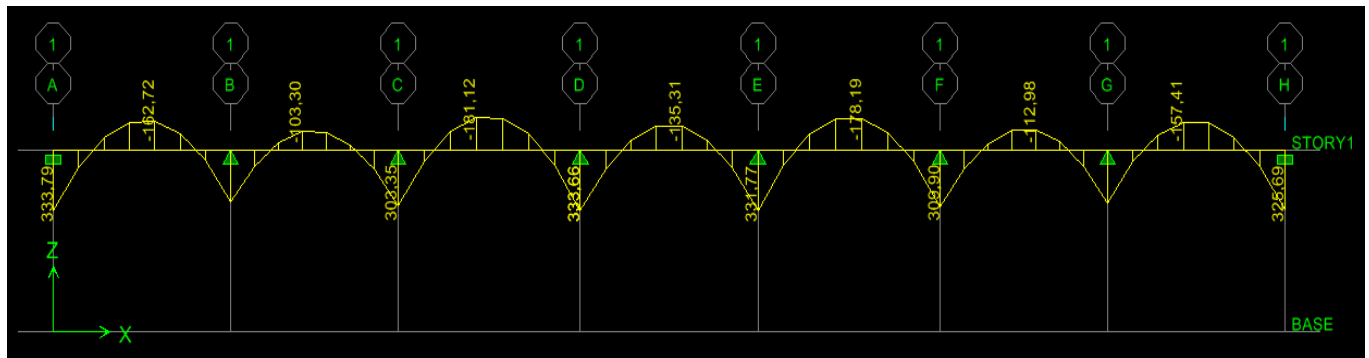


Figure VI.13 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

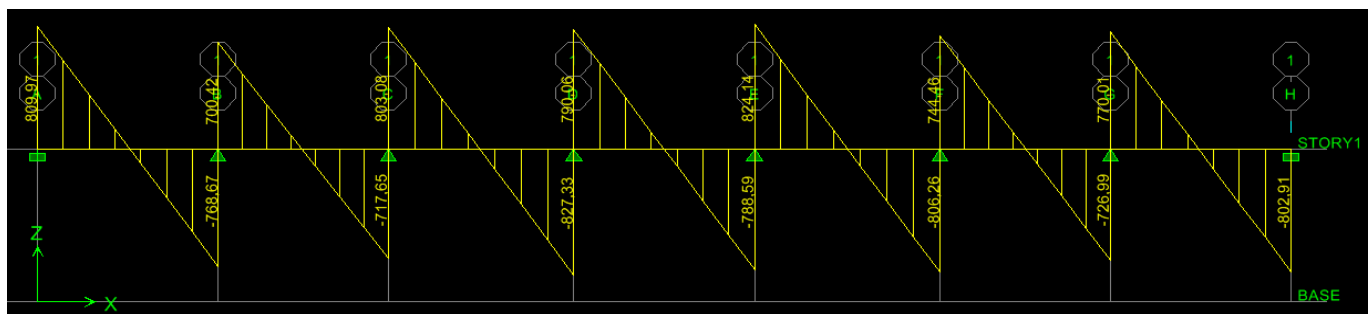
b) Diagramme des efforts tranchants :À L'ELU:

Figure VI.15: diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens longitudinal).

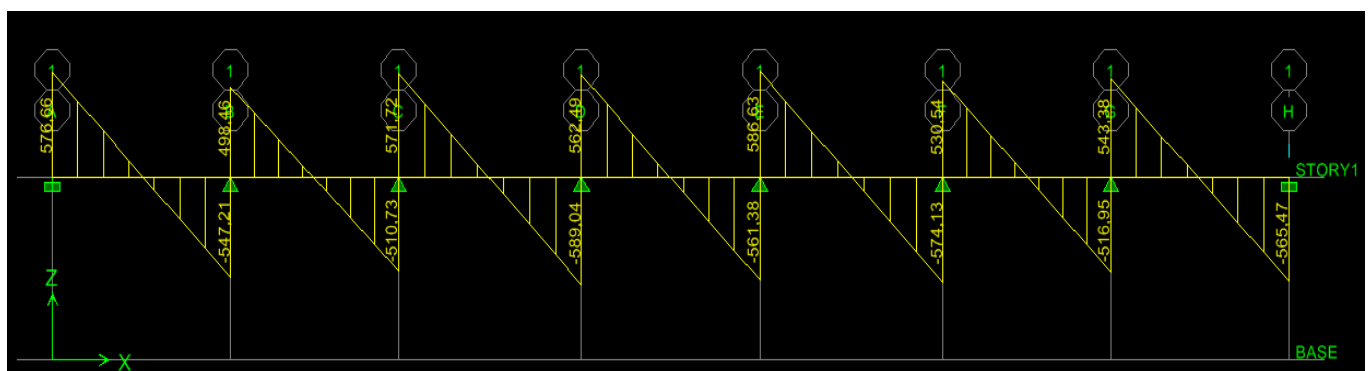
À L'ELS :

Figure VI.17 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens longitudinal).

VII.9.1.2 Sens transversal :

a) Diagramme des moments fléchissant:

À L'ELU:

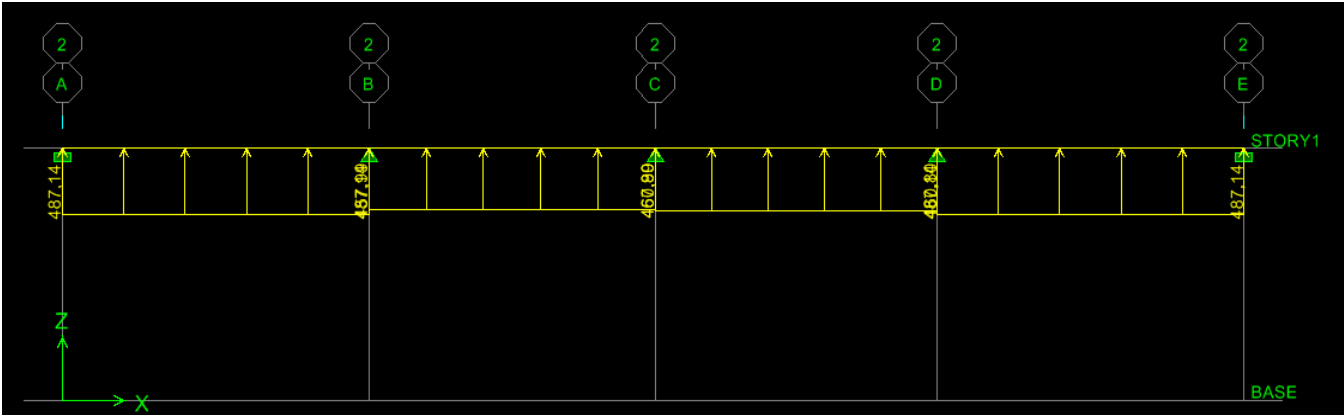


Figure VI.18: diagramme de chargements des nervures a l'ELU (sens transversal).

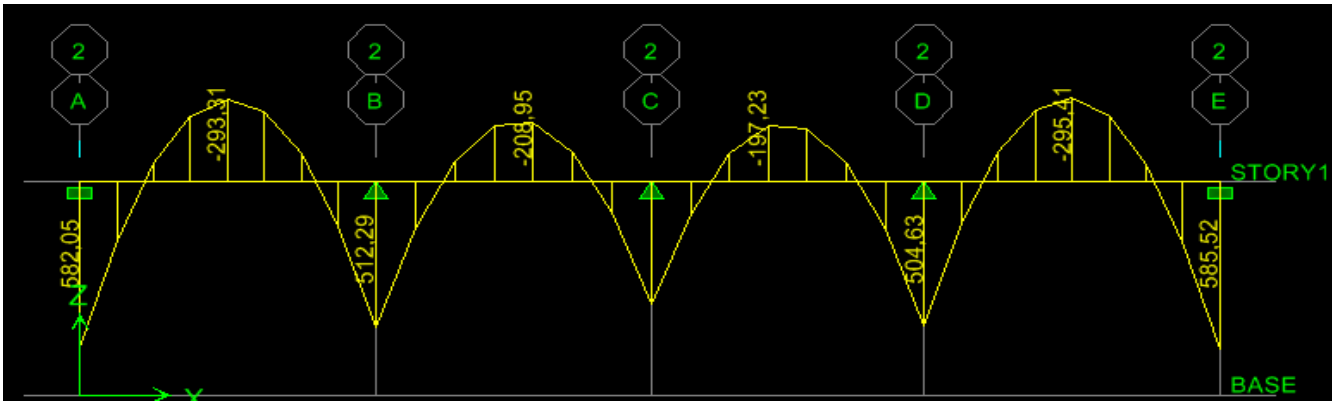


Figure VI.19 : diagramme des moments fléchissant a l'ELU (sens transversal).

À L'ELS :

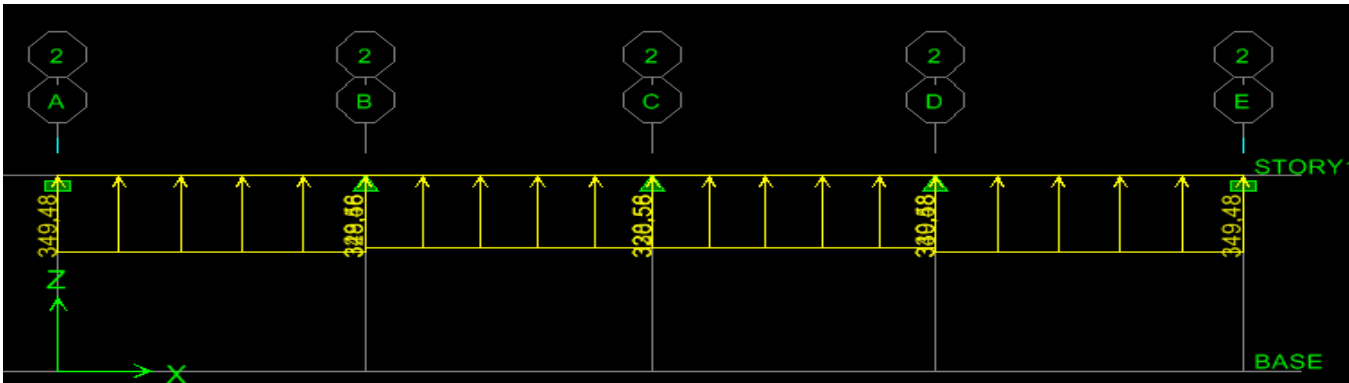


Figure VI.20: diagramme de chargements des nervures a l'ELS (sens transversal).

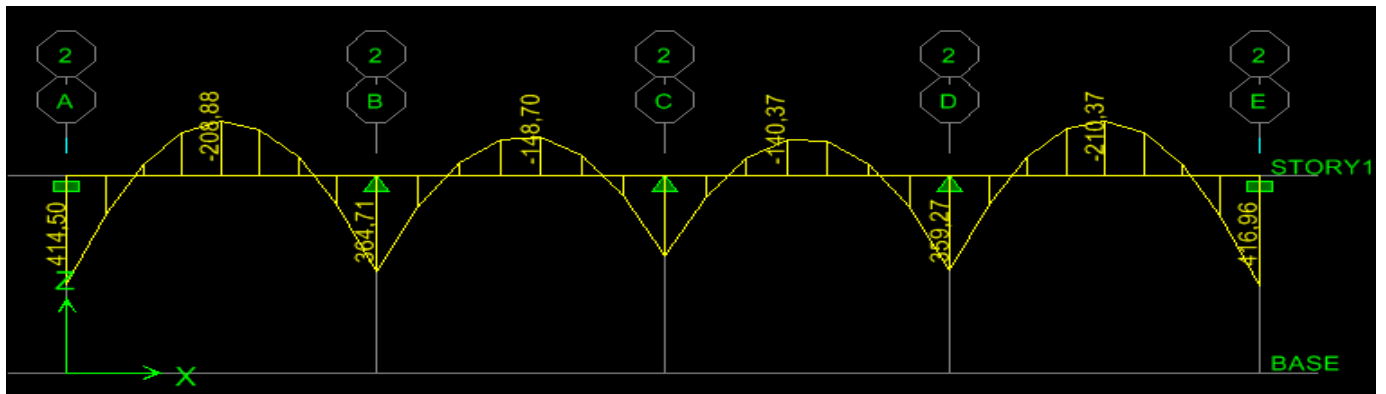


Figure VI. 21: diagramme des moments fléchissant a l'ELS (sens transversal).

b) Diagramme des efforts tranchants :
À l'ELU :

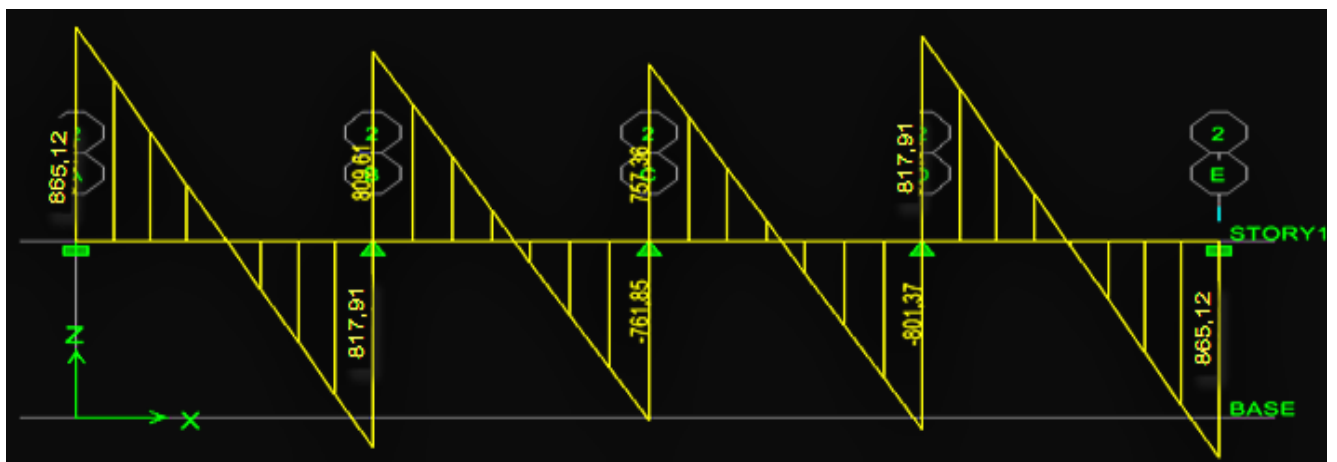


Figure VI.23:diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens transversal).

À l'ELS :

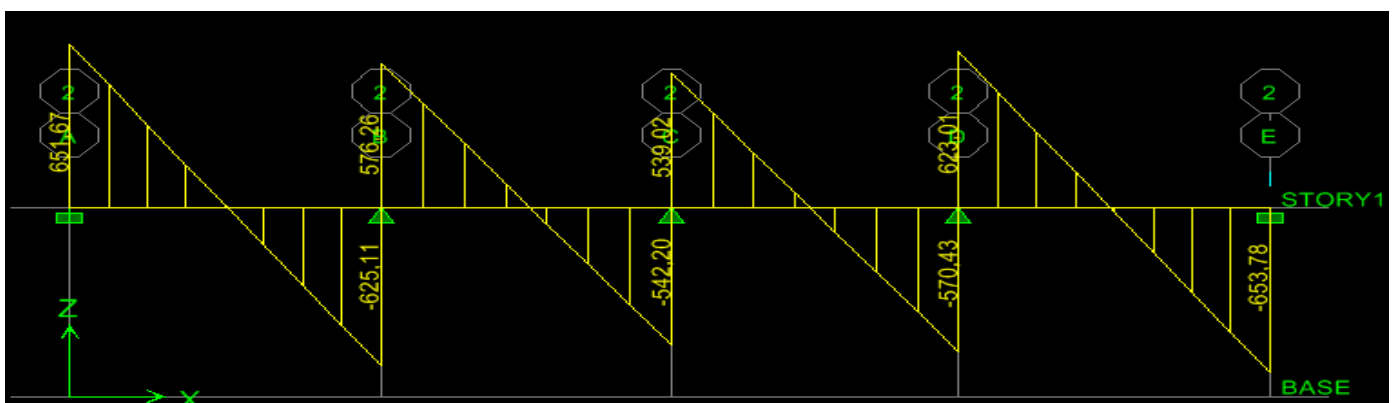


Figure VI.24 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens transversal).

A) Le ferrailage :

Tableau VIII.7 : Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	468.82	333.79	582.52	416.96
M_{tmax} (KN.m)	254.37	181.12	295.41	210.41
T_{max} (KN)	827.33	589.04	865,12	653.78

-Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinales :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 45$ [cm], $h = 100$ [cm], $d = 77$ [cm], $f_{bc} = 14,2$ [MPa], $\sigma_{st} = 348$ [MPa]

Exemple de calcul :

$M_{tmax} = 254.37$ [KN.m] ; $M_{amax} = 468.82$ [KN.m]

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{468.82 \times 10^3}{45 \times 77^2 \times 14,2} = 0,124 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,124 \longrightarrow \beta = 0,934$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{468.82 \times 10^3}{0,934 \times 77 \times 348} = 18.73 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 4HA16+4HA14 = 14,20 [cm²]

Tableau VIII.8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Se ns	Zone	M _u (KN.m)	μ_u	β	Sectio n	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Xx	Appuis	468,82	0.12 4	0,934	SSA	18.73	6HA16 filante + 6HA14(chap = 21,30
	Travée	254,37	0.06 7	0,966	SSA	9.83	6HA16=12 ,06
Yy	Appuis	582,52	0.15 4	0,916	SSA	23.73	6HA20 filante+6HA14(chap)=28,09
	Travée	295,41	0,07 8	0,959	SSA	11.49	6HA16=12,06

✓ **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{20; 24\} = 20 \text{ cm}$$

S_t=15 cm

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,03 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t=8HA8=4,01cm² (un cadre et un étrier)**

✓ **Armatures de peau (BAEL 91 modifiée 99/Art 4.5.34) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm²**

- Vérification à l'ELU:

Condition de non fragilité (BAEL91 modifiées 99/Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 45 \times 77 \times \frac{2,1}{400} = 4,18 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 21,30 > A_{\min} = 4,18 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,18 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinal : $T_u^{\max} = 827,33 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{827,33 \cdot 10^3}{450 \times 770} = 2,39 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal: $T_u^{\max} = 865,12 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{865,12 \cdot 10^3}{450 \times 770} = 2,496 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens X-X :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{468,82}{333,79} = 1,40 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,124 \longrightarrow$$

$$\alpha = 0,1660 \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{254,37}{181,12} = 1,40 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,067 \longrightarrow \quad \alpha = 0,0854$$

$$\alpha = 0,0854 \leq \frac{1,43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{582,52}{416,96} = 1,39 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,154 \longrightarrow \quad \alpha = 0,2101$$

$$\alpha = 0,2101 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{295,41}{210,37} = 1,40 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,078 \longrightarrow \quad \alpha = 0,1016$$

$$\alpha = 0,1016 \leq \frac{1,53-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Cette expérience nous a amené à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être de bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons le logiciel ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution que nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

Règlements :

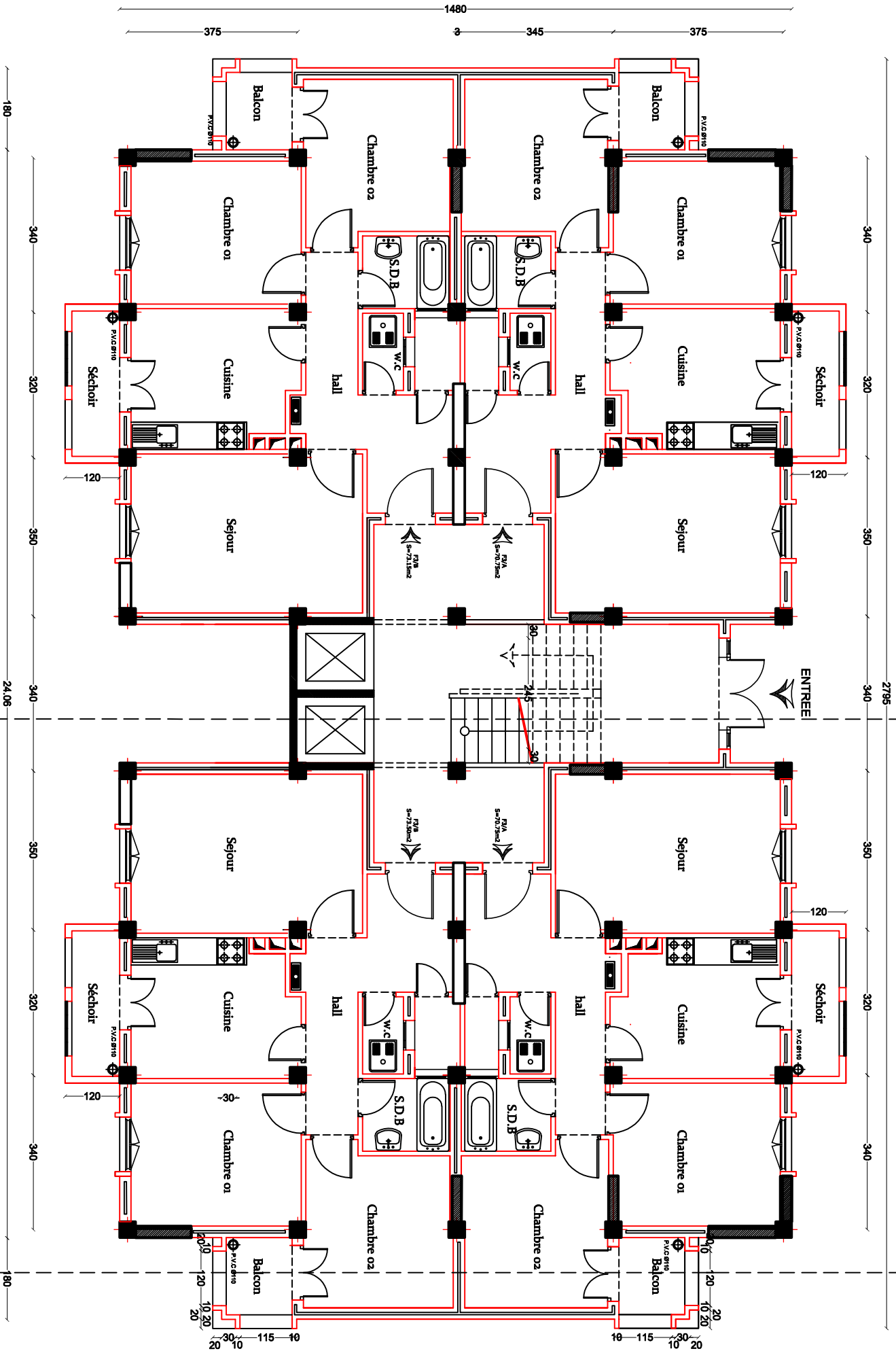
- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 révisé 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

Ouvrages :

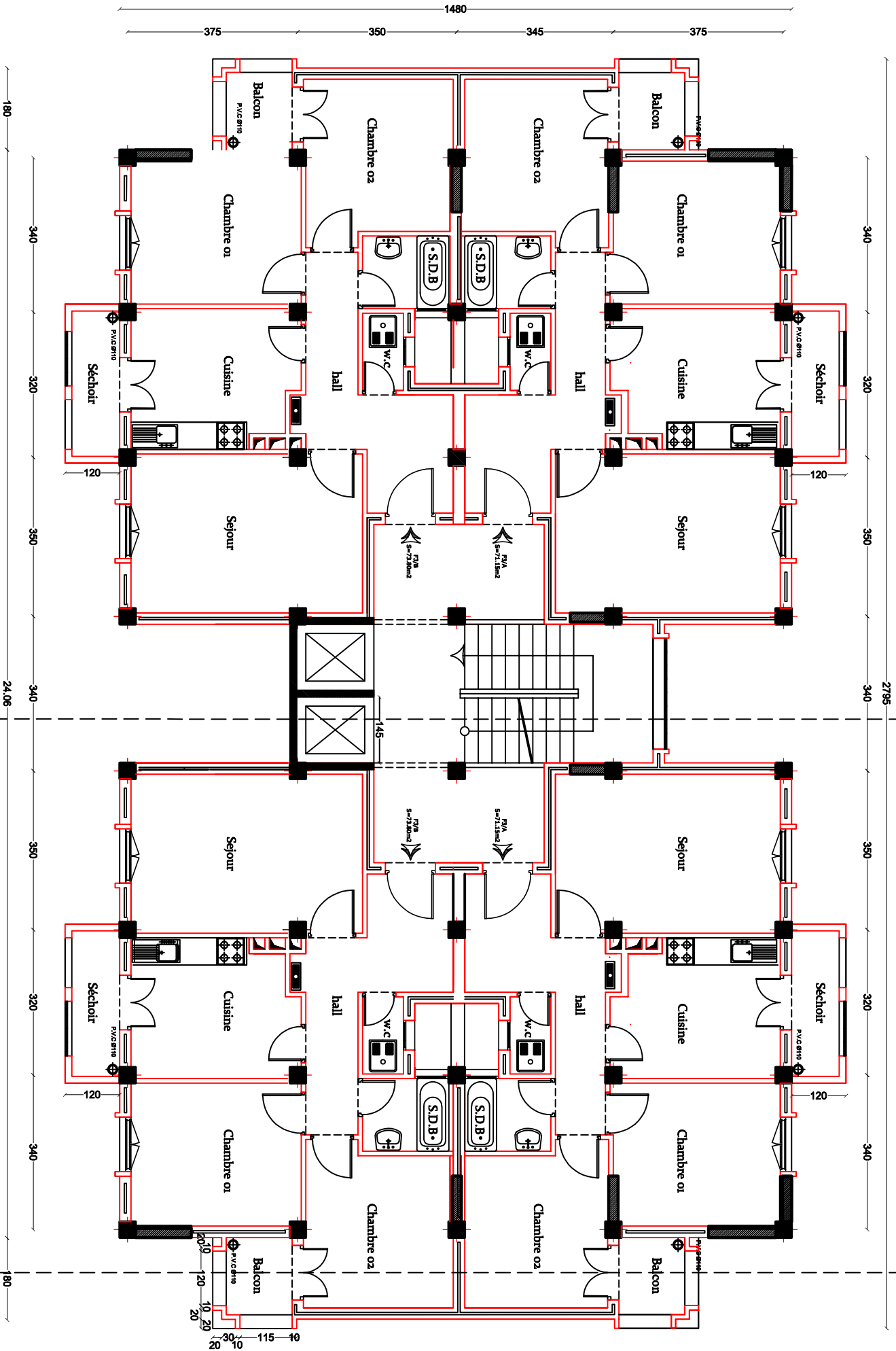
- Mohamed, BELAZOUGUI. « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME ». Office des publications universitaires, 328 pages, Edition OPU, septembre 2013, ISBN 978.9961.0.0736.5.
- Jean, GOULET ; Jean-Pierre BOUTIN. « Aide-mémoire Résistance des matériaux », 338 pages, édition DUNOD, 8^{ème}, mai 2009, ISBN 2 10 004158 4
- Abaques du Béton Armé.
- Cours et TD (MDS, RDM, Béton)
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7.0. Computers And Structures INC.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC, version 1.02.035 Copyright 1996-2004 version d'essai.
- EXCEL 2007, Microsoft Office, copyright 2007.
- WORD 2007, Microsoft Office, copyright 2007.
- AUTOCAD 2009, Autocad Compenant, Autodesk INC, copyright 2009.

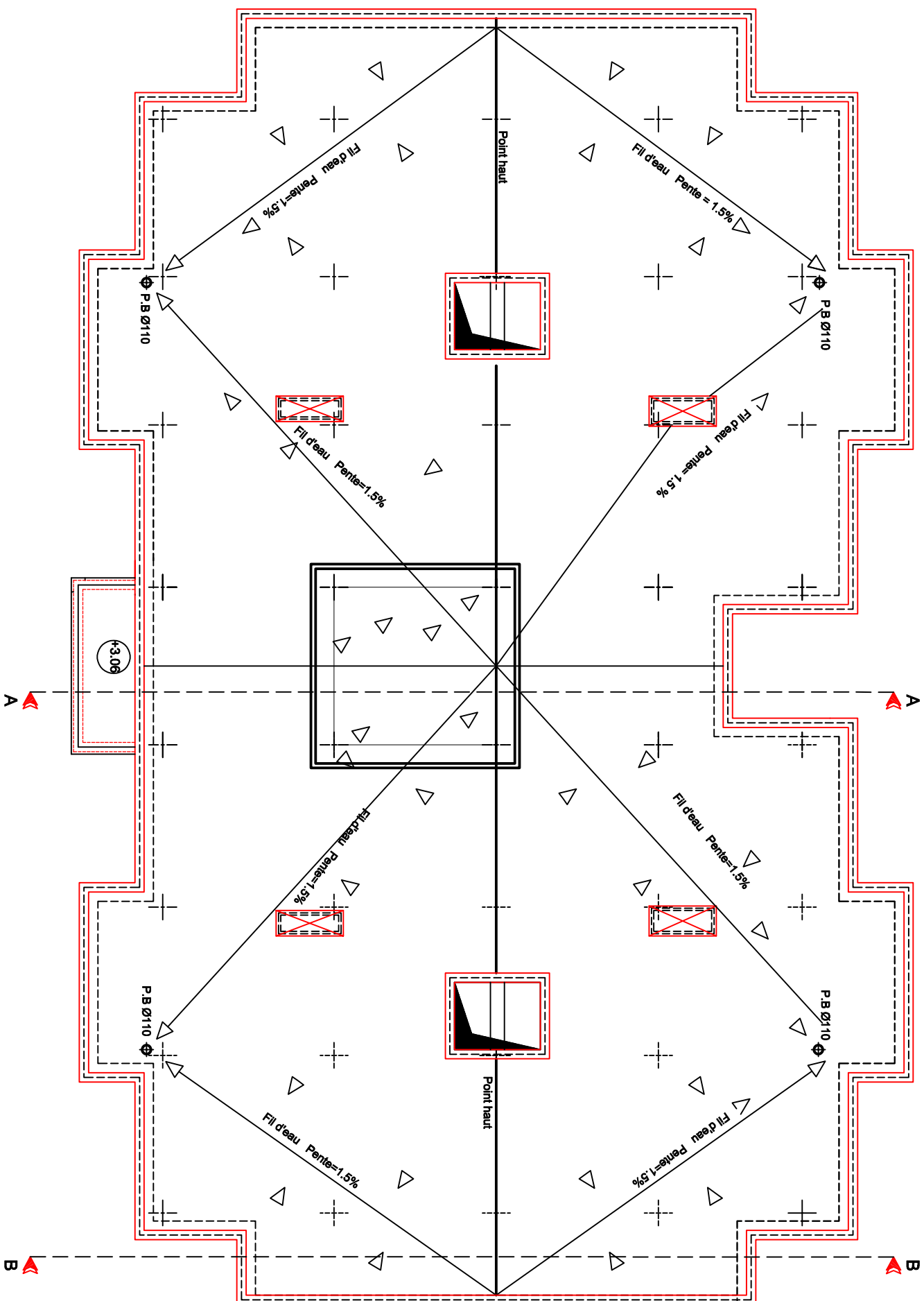


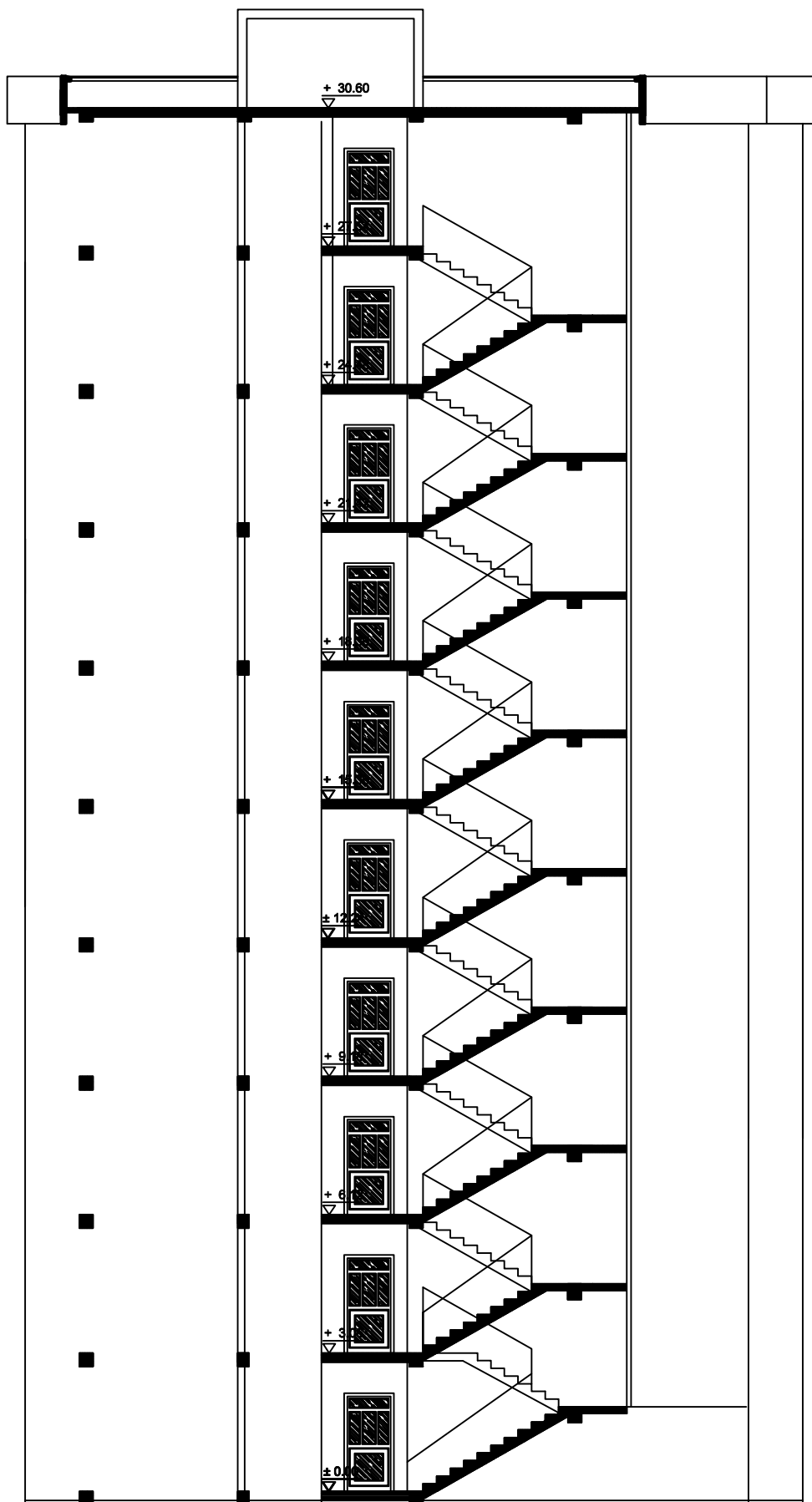
PLAN REZ DE CHAUSSEE



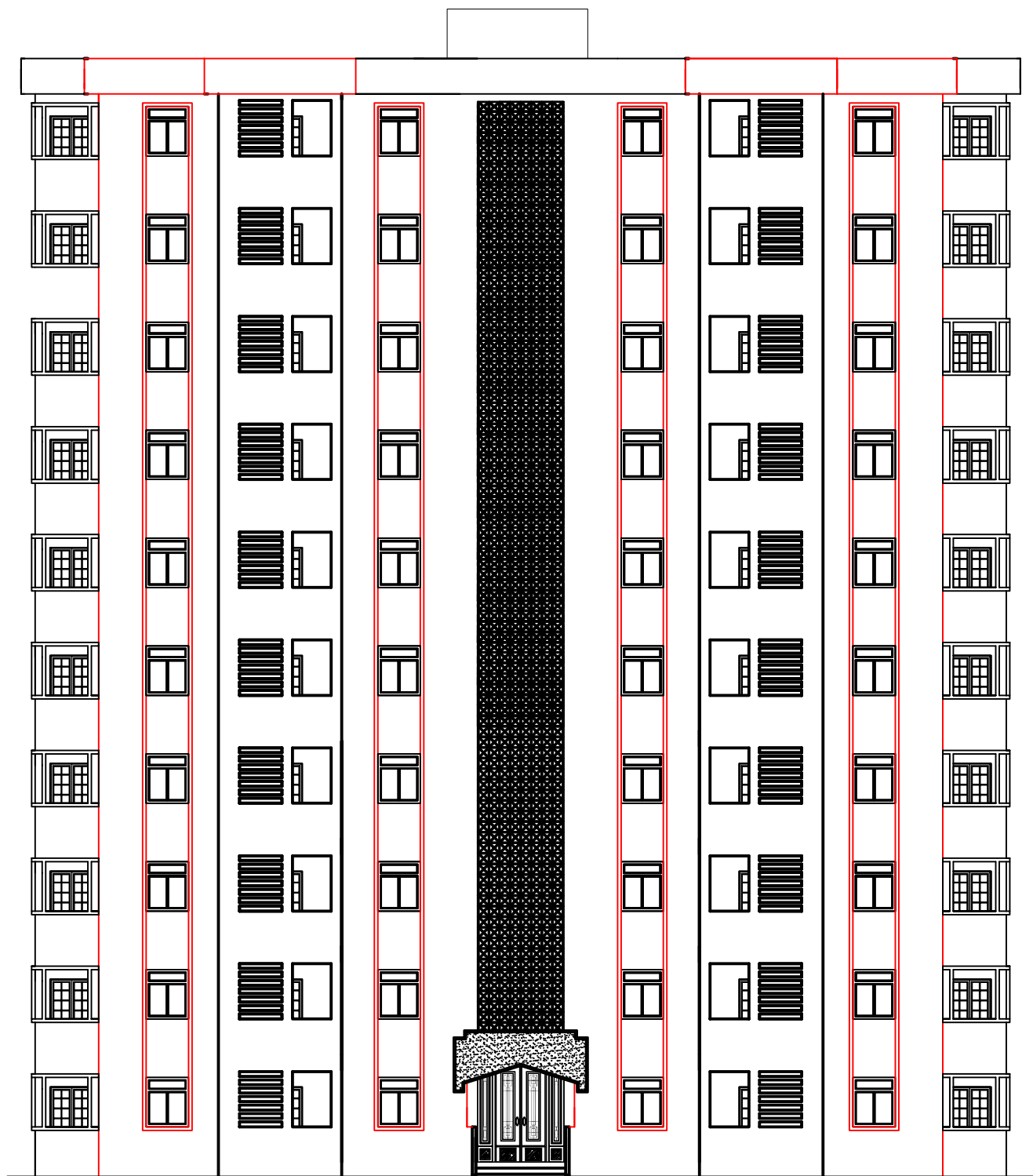
PLAN ETAGE COURANT

PLAN DE TERRASSE

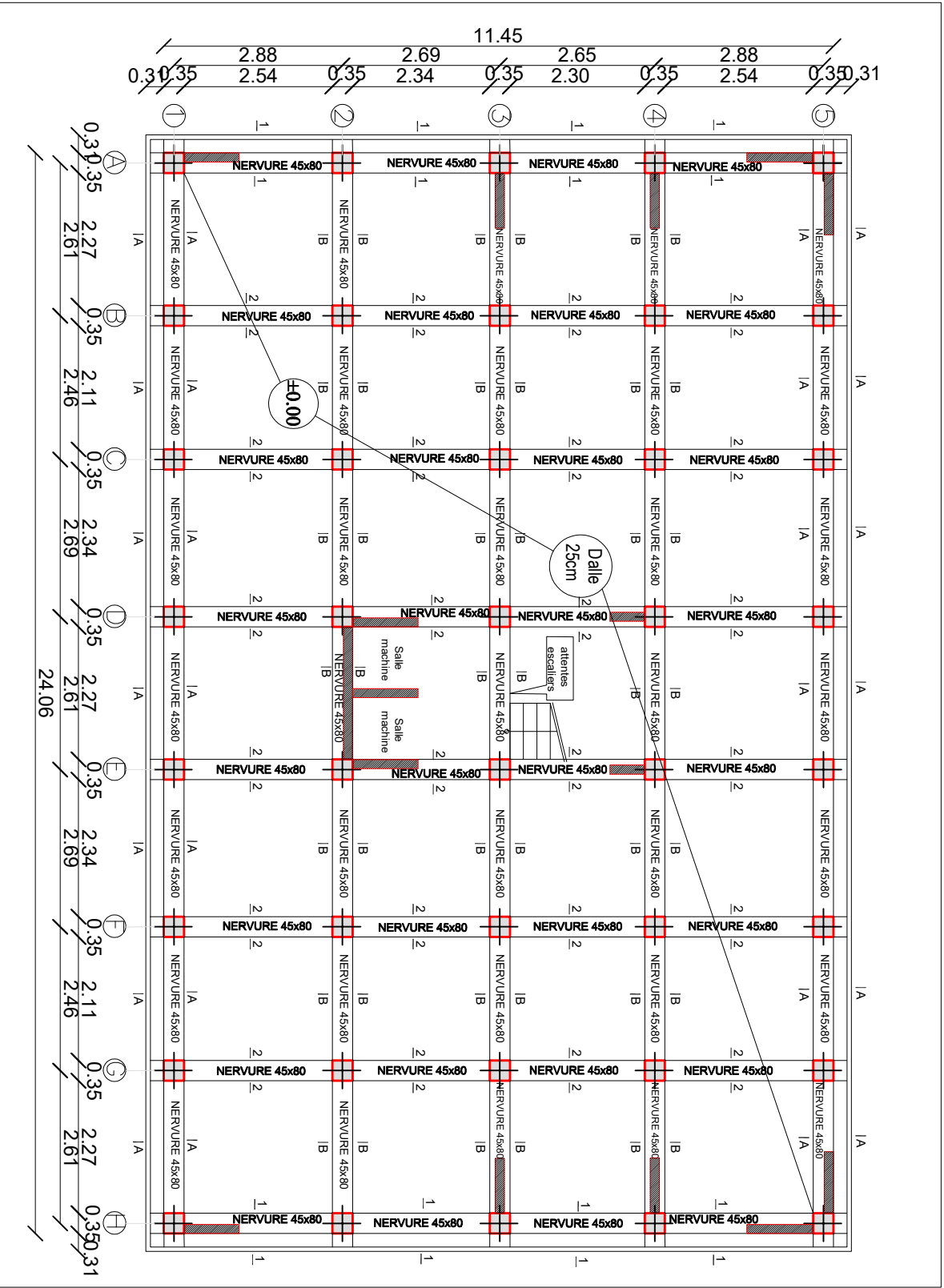




COUPE AA



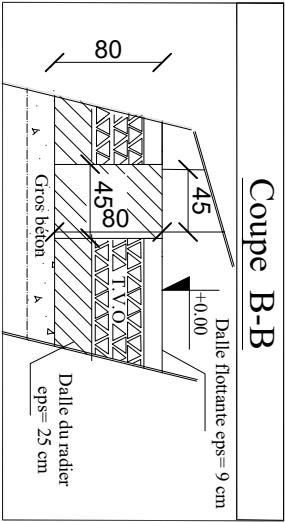
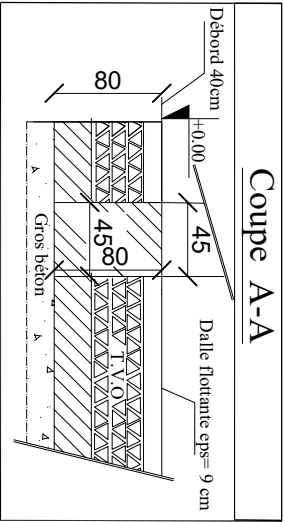
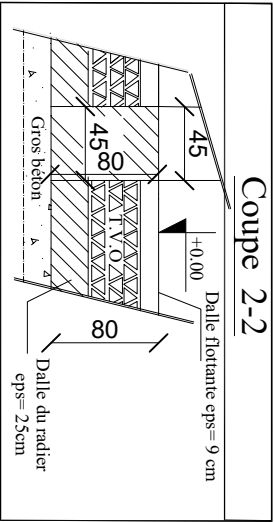
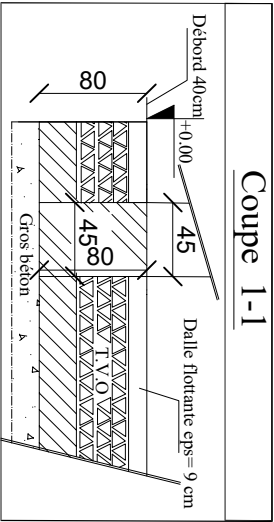
FACADE PRINCIPALE

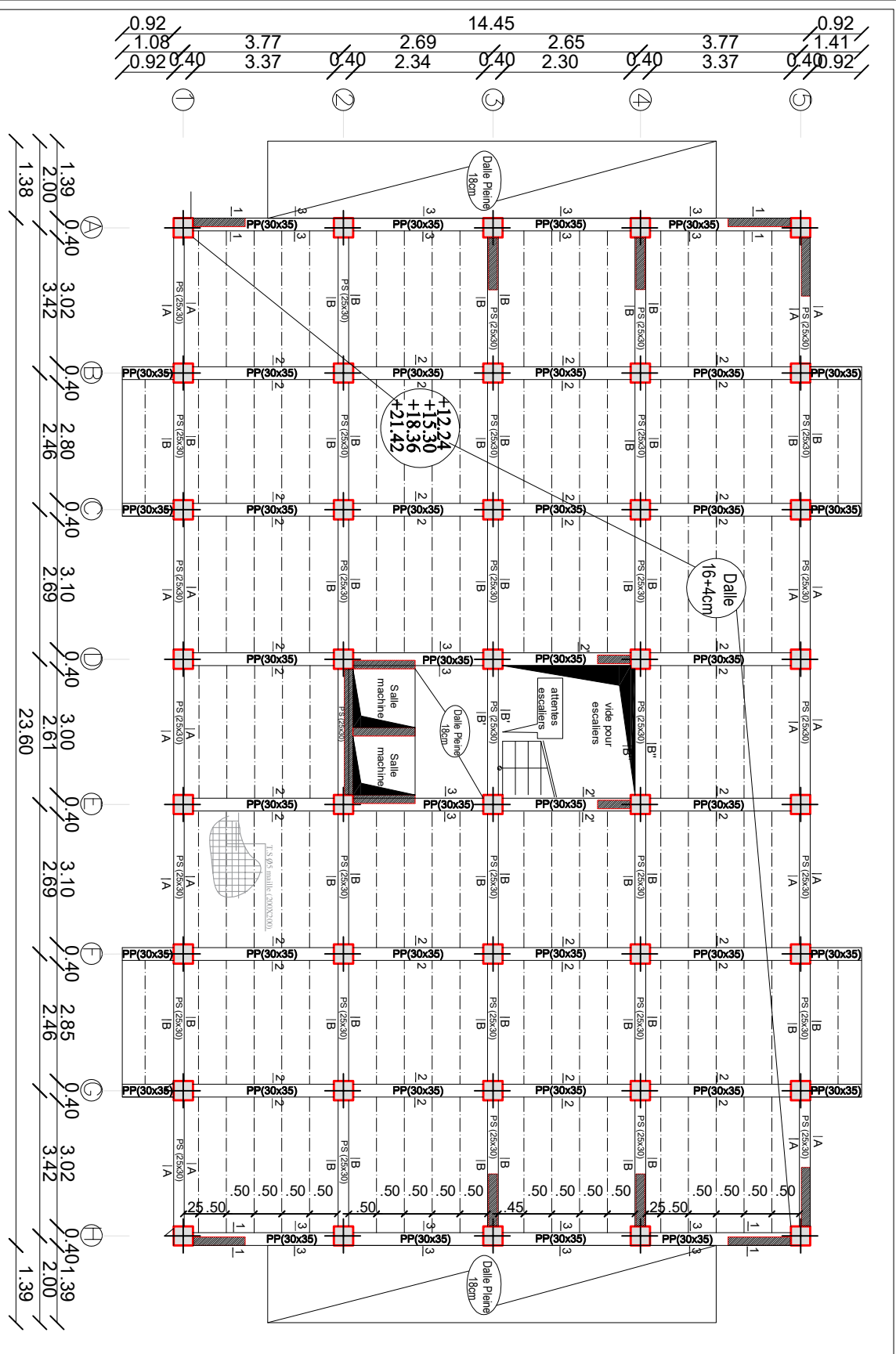


Zone:(I)

- Poteaux: (45X45)
- Nervure :(45X80)
- Débord :40cm
- Dalle flottante: ep=9cm
- Dalle de radier: ep=35cm

PLAN DE FONDATIONS
NIV: +0.00
REZ-DE-CHAUSSÉE



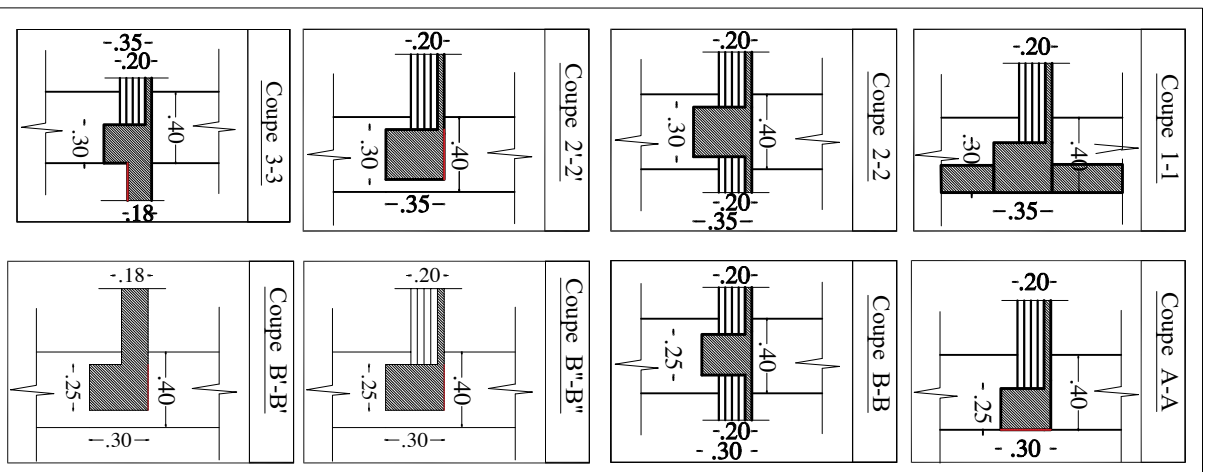


Zone: (II)

- Poteaux: (40X40)
- Poutres principales:(30X35)
- Poutres secondaires:(25X30)
- Dalle(CC): ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE

NIV: +12.24,+15.30 ,+18.36 et+21.42
(4^{eme} ,5^{eme} ,6^{eme} et 7^{eme} ETAGE)



****Les Voiles Longitudinales:***

VL 01 =1,45m

VL 02 =1,60 m

VL 03 =3,40 m

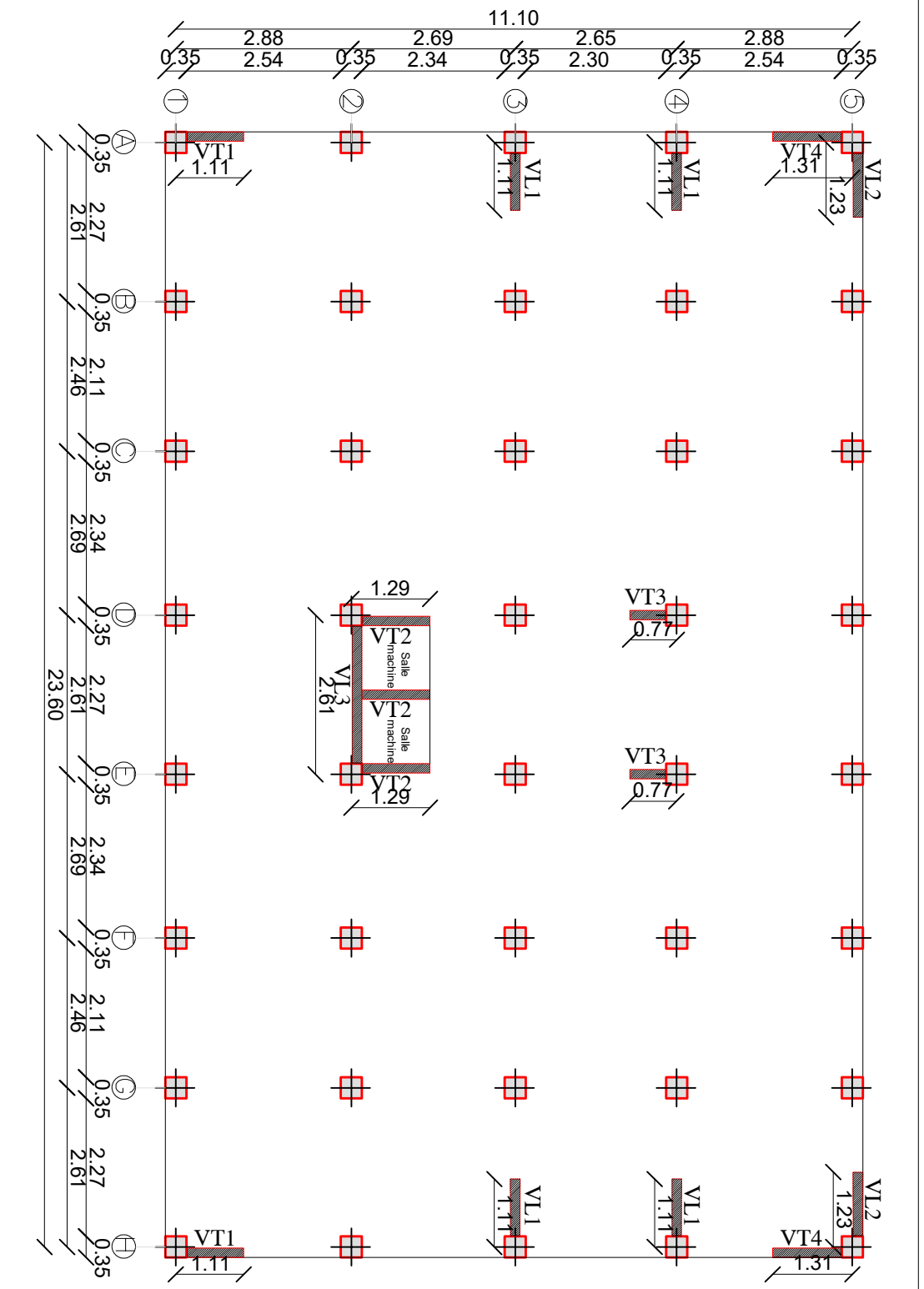
****Les Voiles Transversaux:***

VT 01 =1,45 m

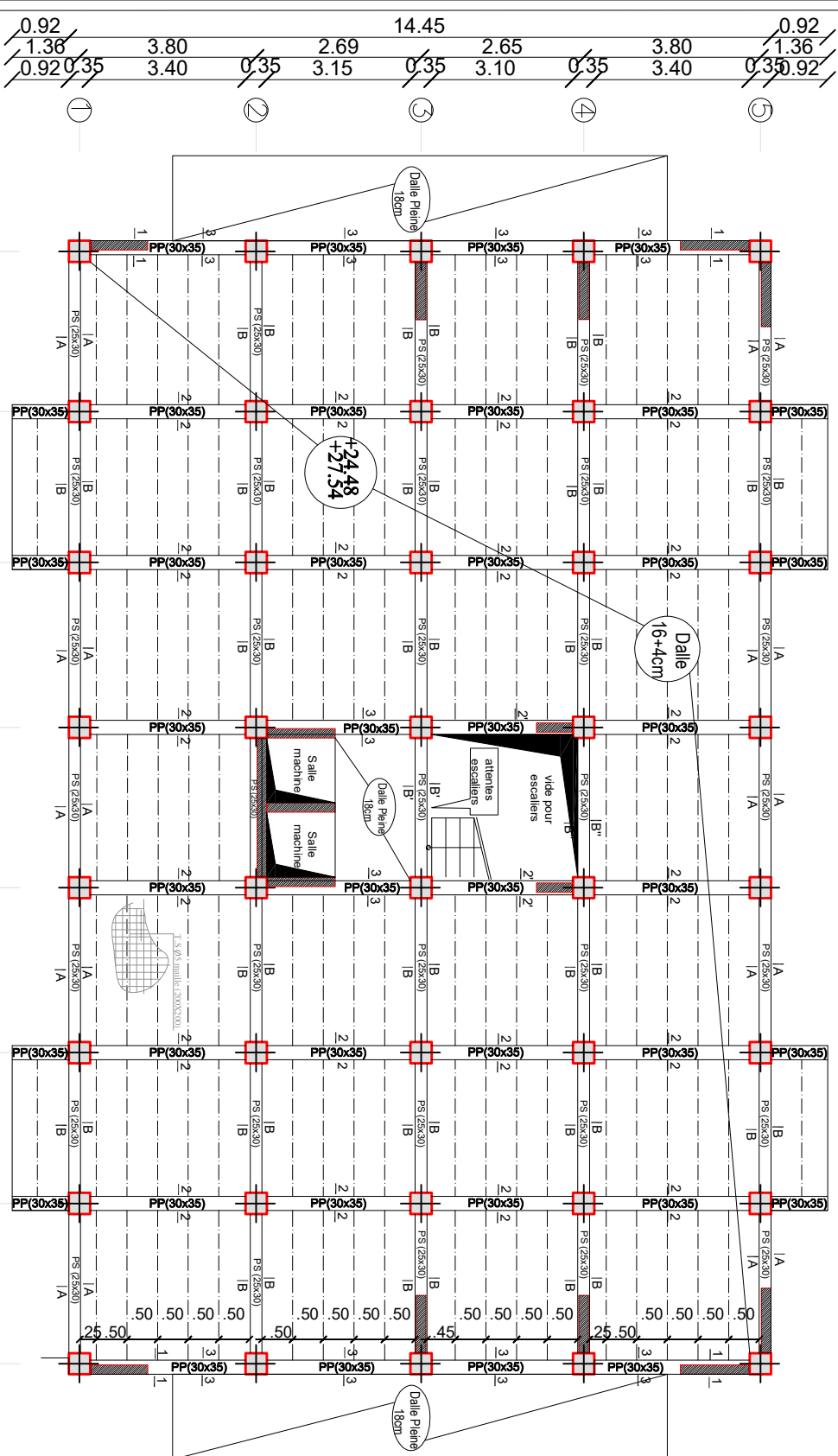
VT 02 =1,68 m

VT 03 =1,00 m

VT 04 =1,70 m



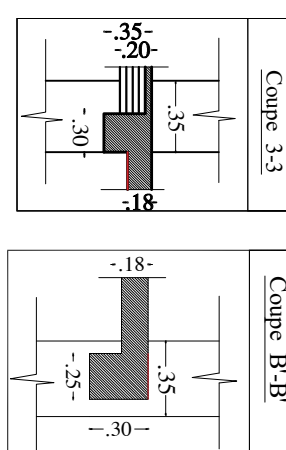
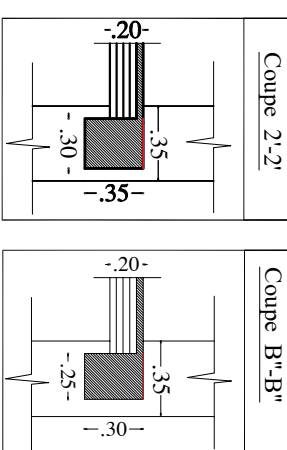
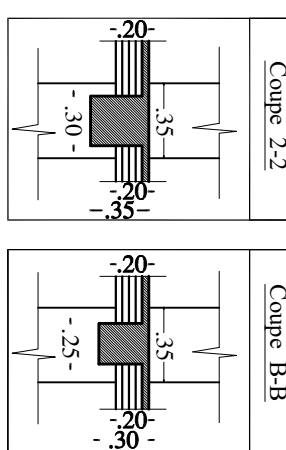
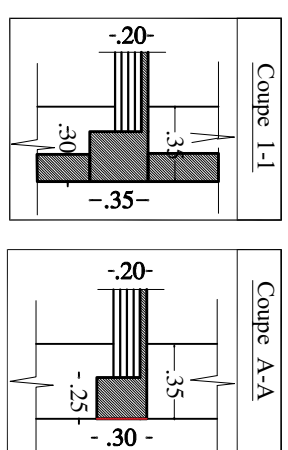
LA DISPOSITION DES VOILES

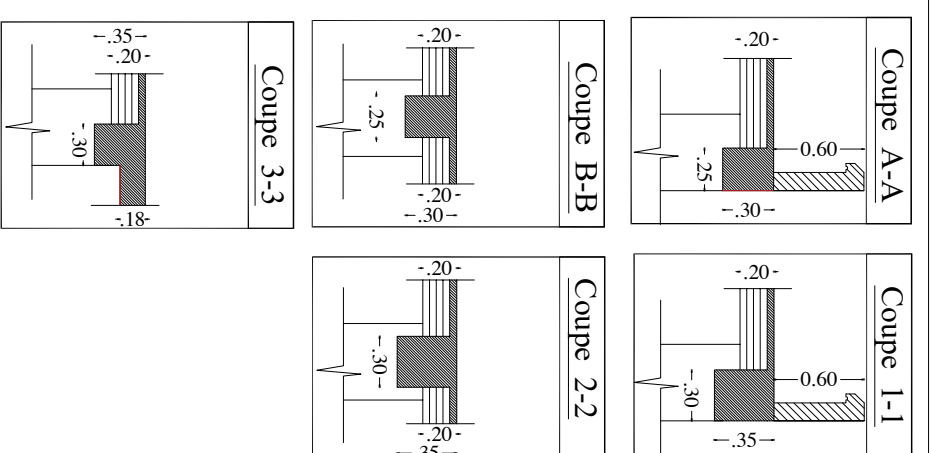
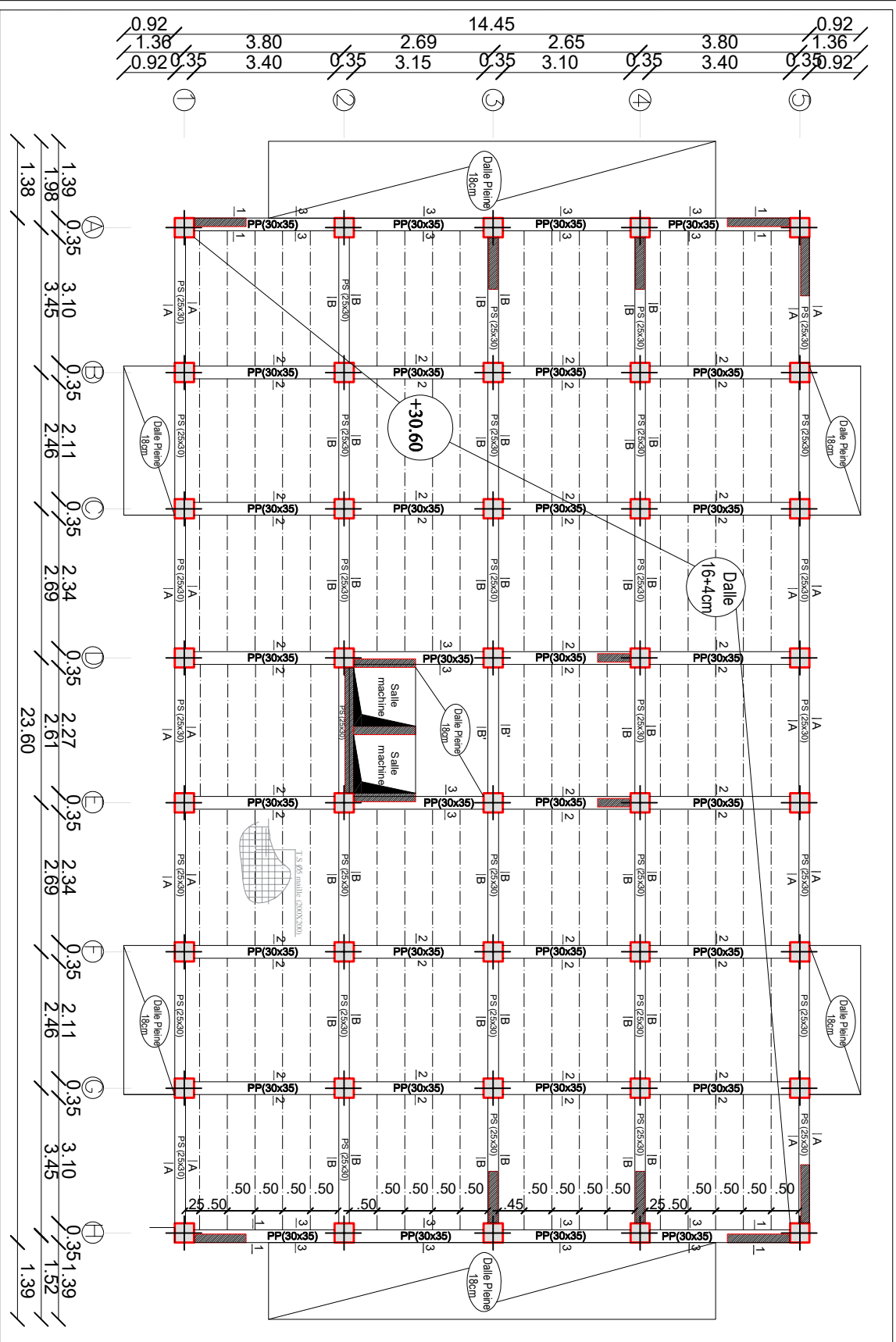


Zone: (III)

- Poteaux: (35X35)
- Poutres principales:(30X35)
- Poutres secondaires:(25X30)
- Dalle(CC): ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE NIV: +24.48 et 27.54 (8^{eme} et 9^{eme} ETAGE)





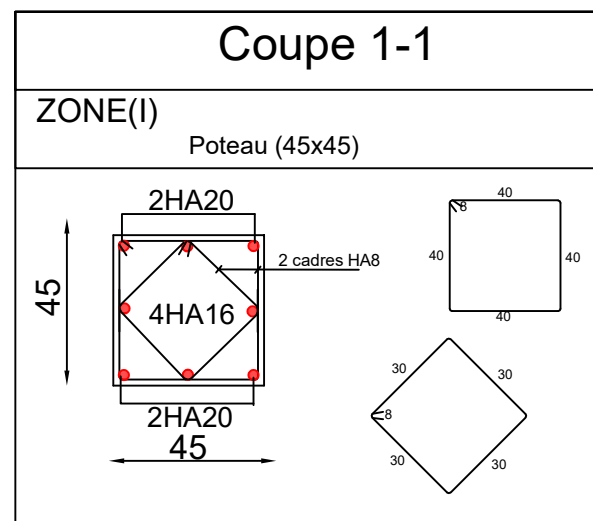
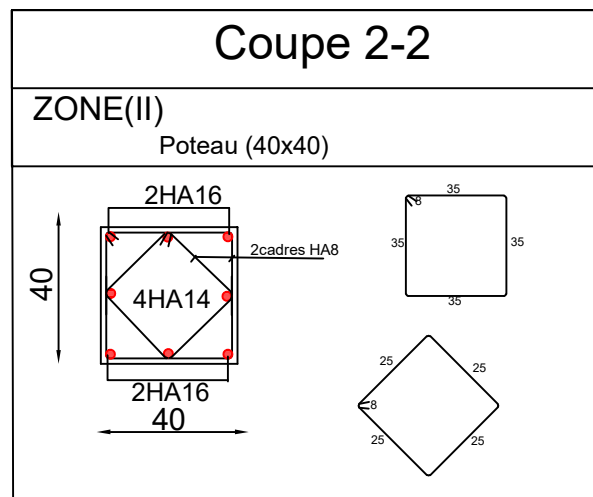
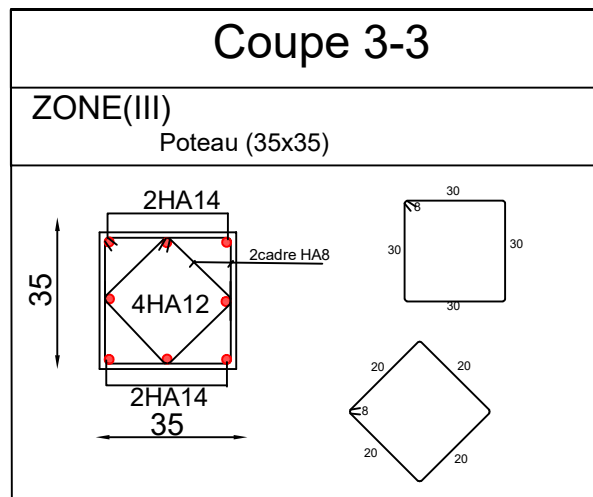
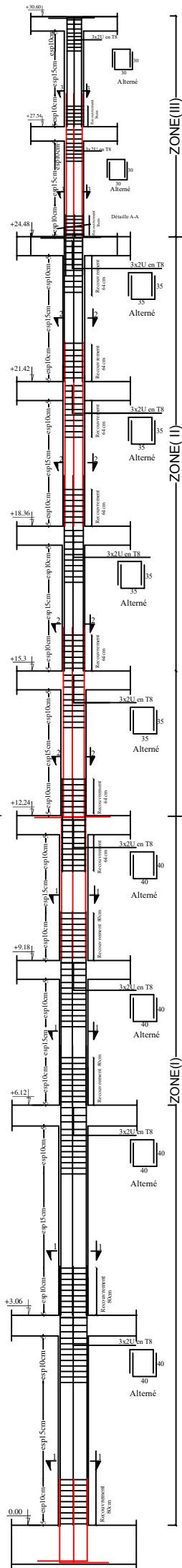
Zone: (III)

-Poutres principales:(35X35)

-Poutres secondaires:(25X30)

-Dalle(CC): ep=20cm

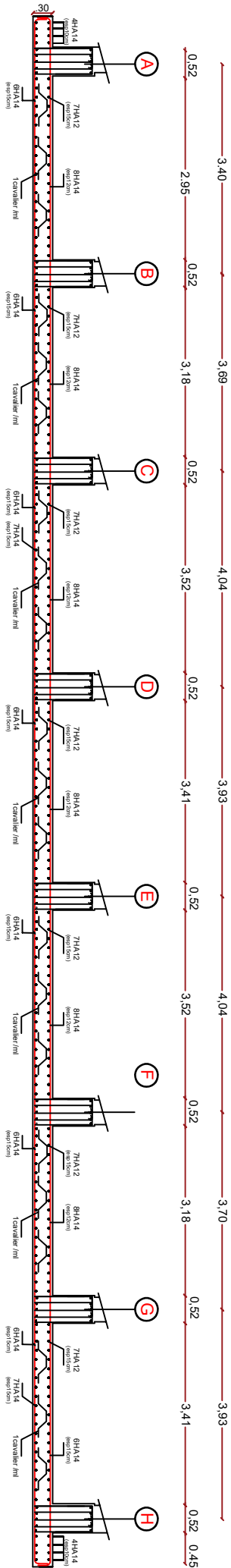
PLAN DE COFFRAGE
NIV: +30.60(TERRASSE)



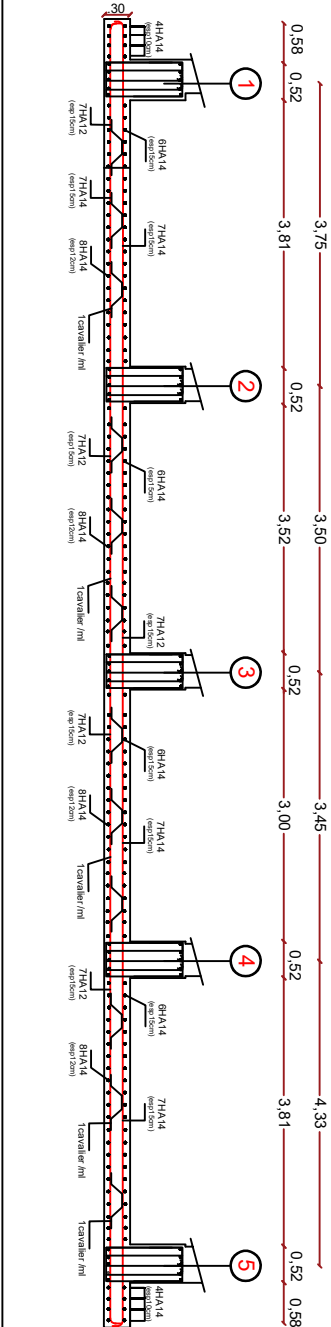
FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (II)

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:

-Sens X-X

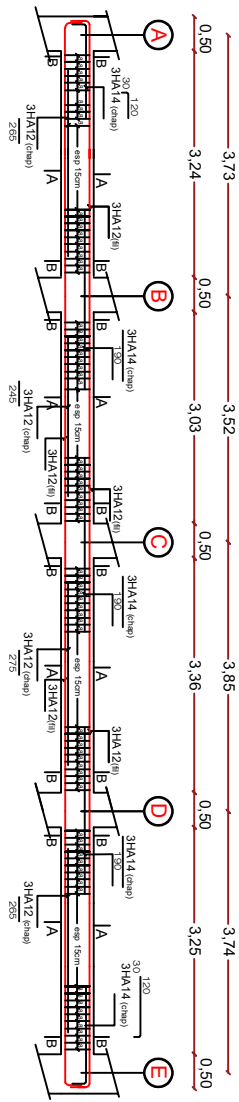


-Sens Y-Y

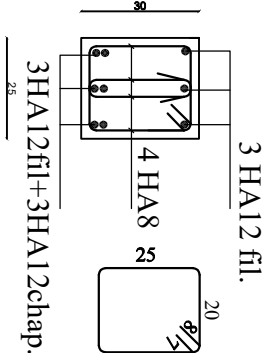


Ferrailage des poutres

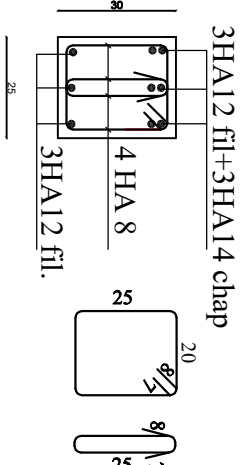
Ferrailage des poutres secondaires (25x30)cm²:axe A; B; C; D et E



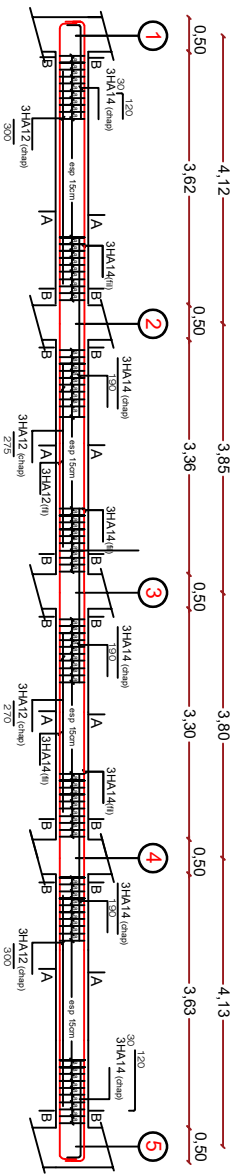
coupe
A - A



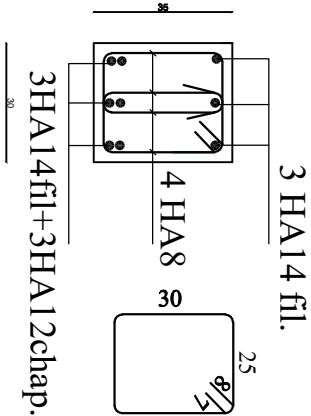
coupe
B - B



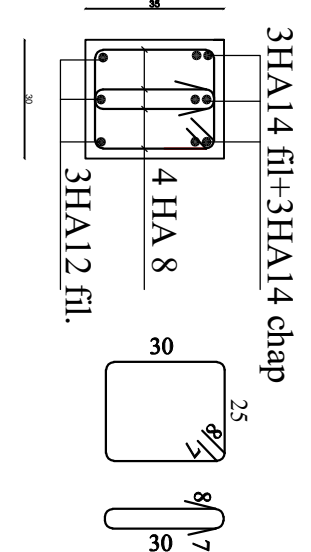
Ferrailage des poutres principales (30x35)cm²:axe 1, 2, 3, 4 et 5



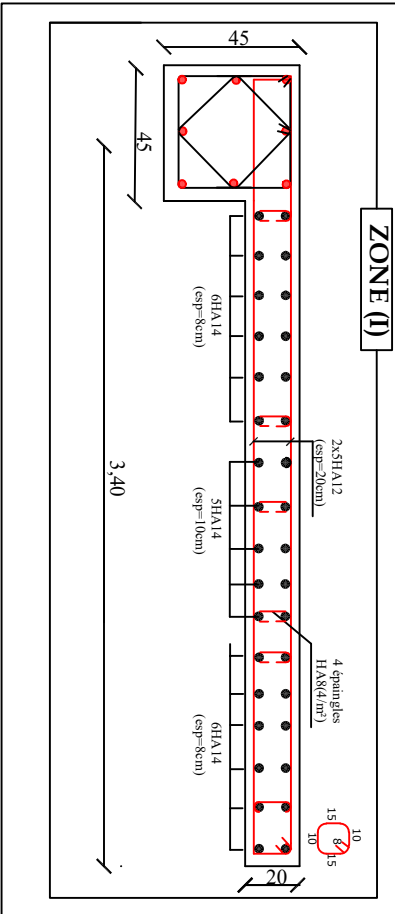
coupe
A - A



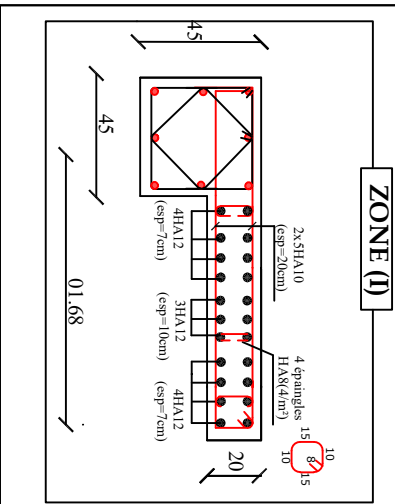
coupe
B - B



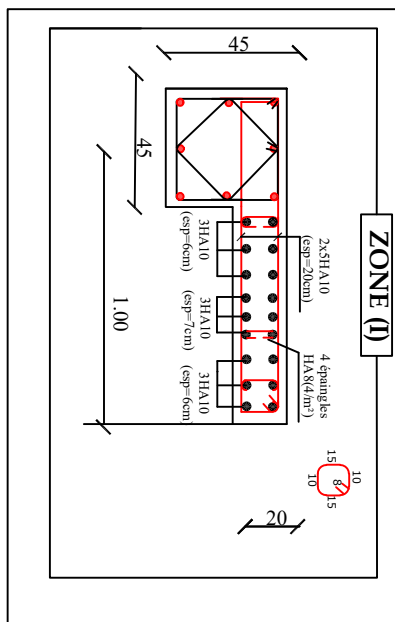
Voile Transversal : VL3
L=3.40m



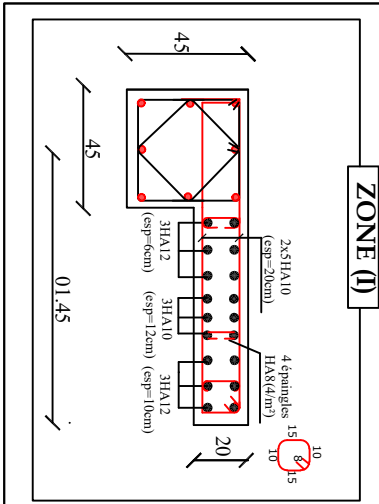
Voile Longitudinal: VT2
L=1.68m



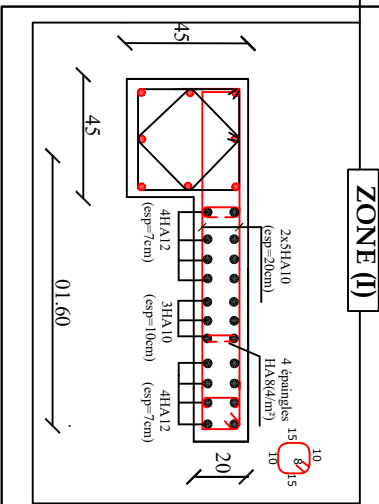
Voile Transversal : VT3
L=1.00m



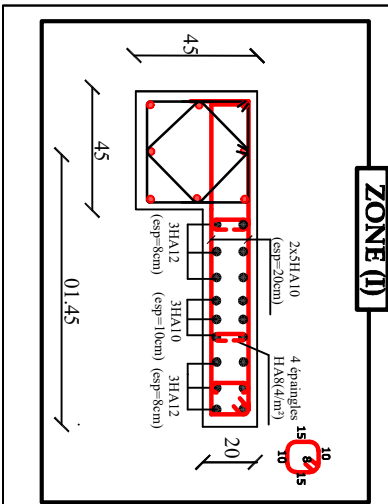
Voile Longitudinal: VL1
L=1.45m



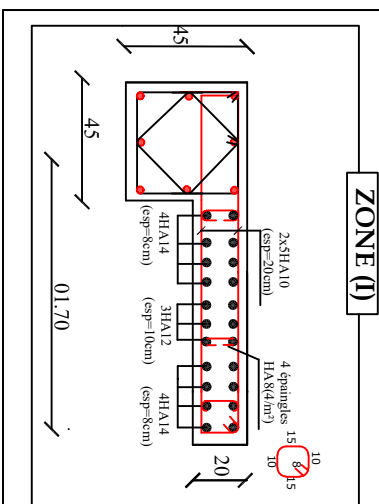
Voile Longitudinal: VL2
L=1.60m

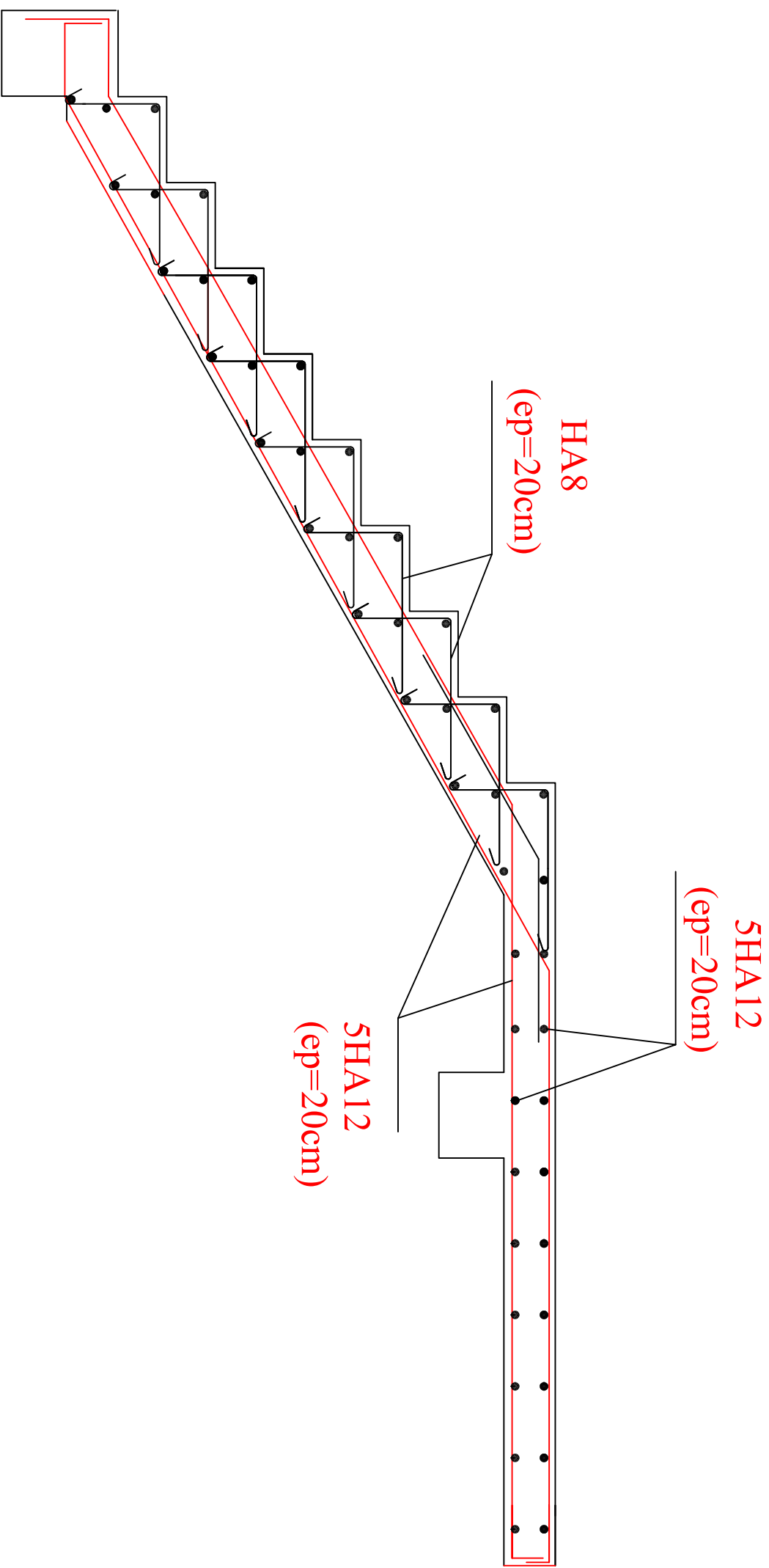


Voile Longitudinal: VT1
L=1.45m

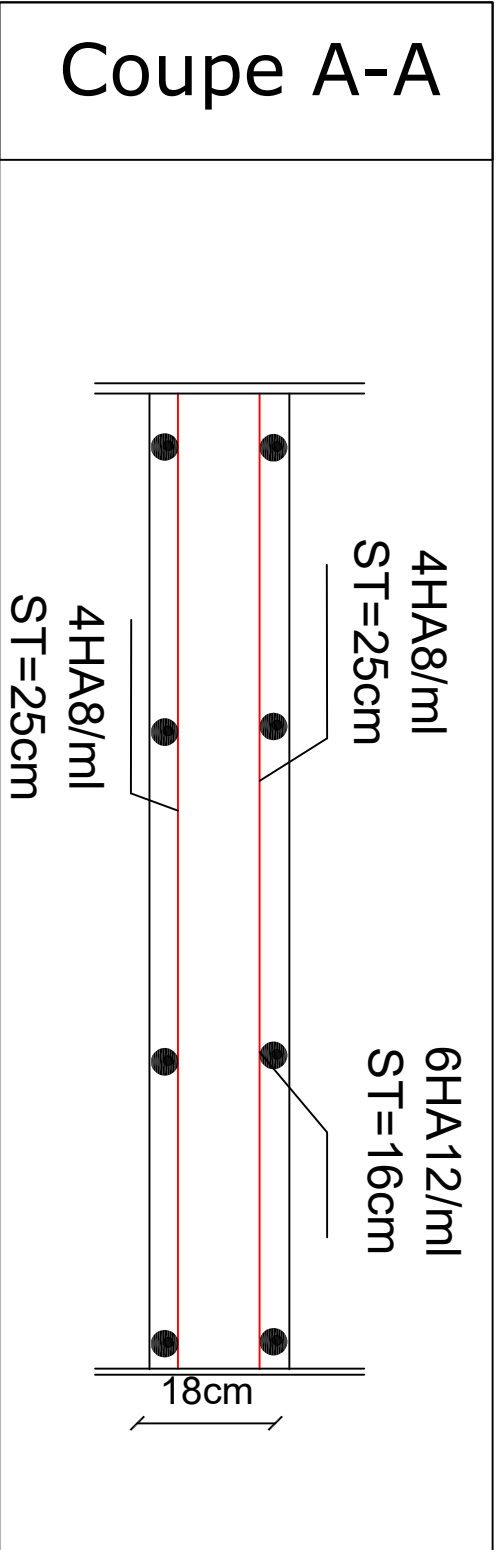
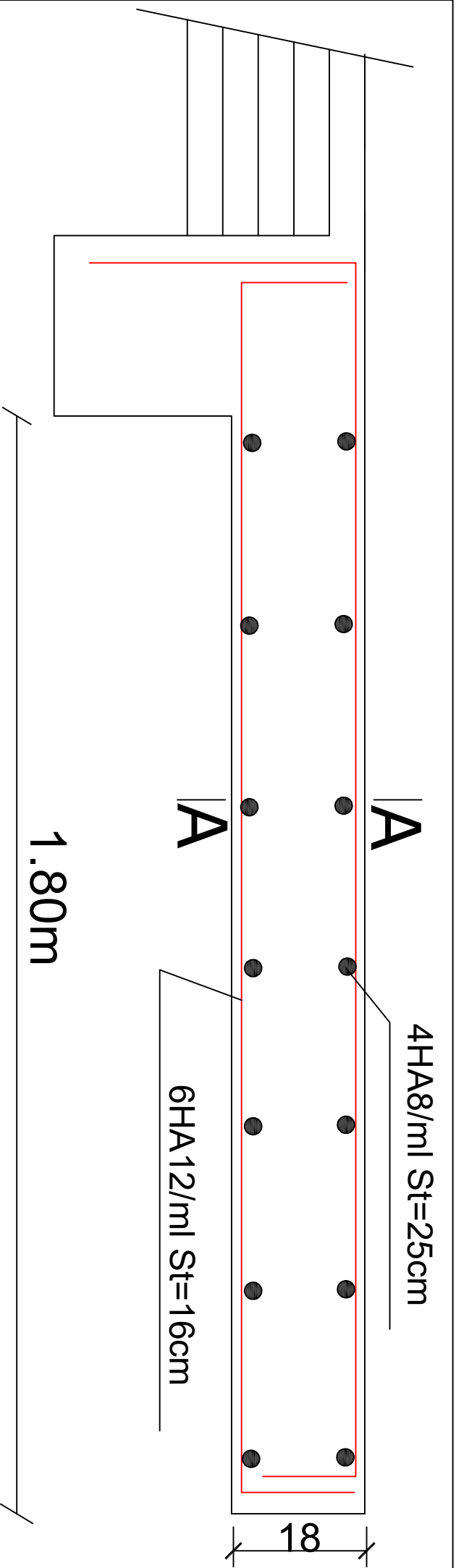


Voile Longitudinal: VT4
L=1.70m

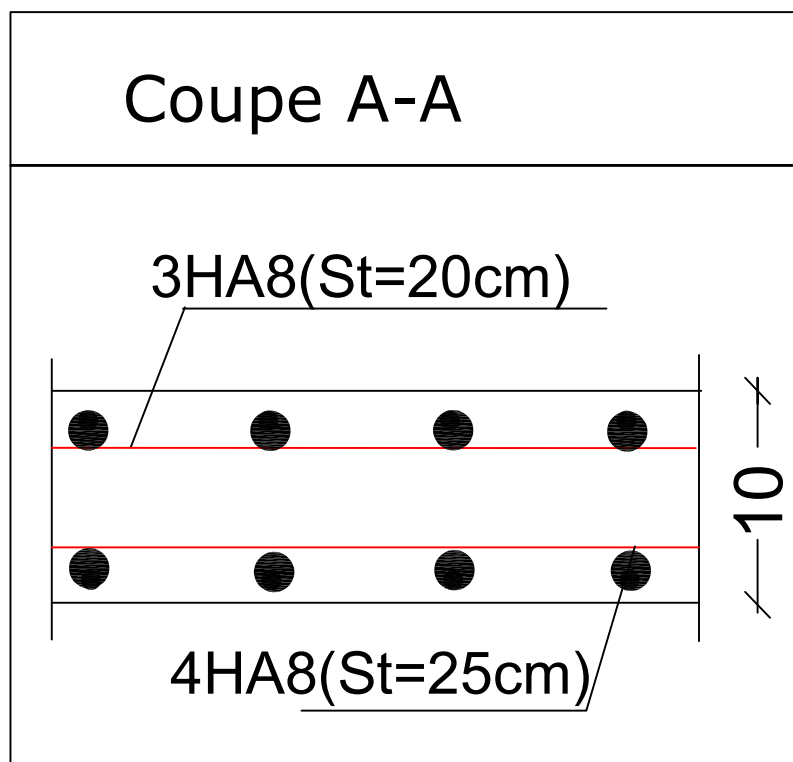
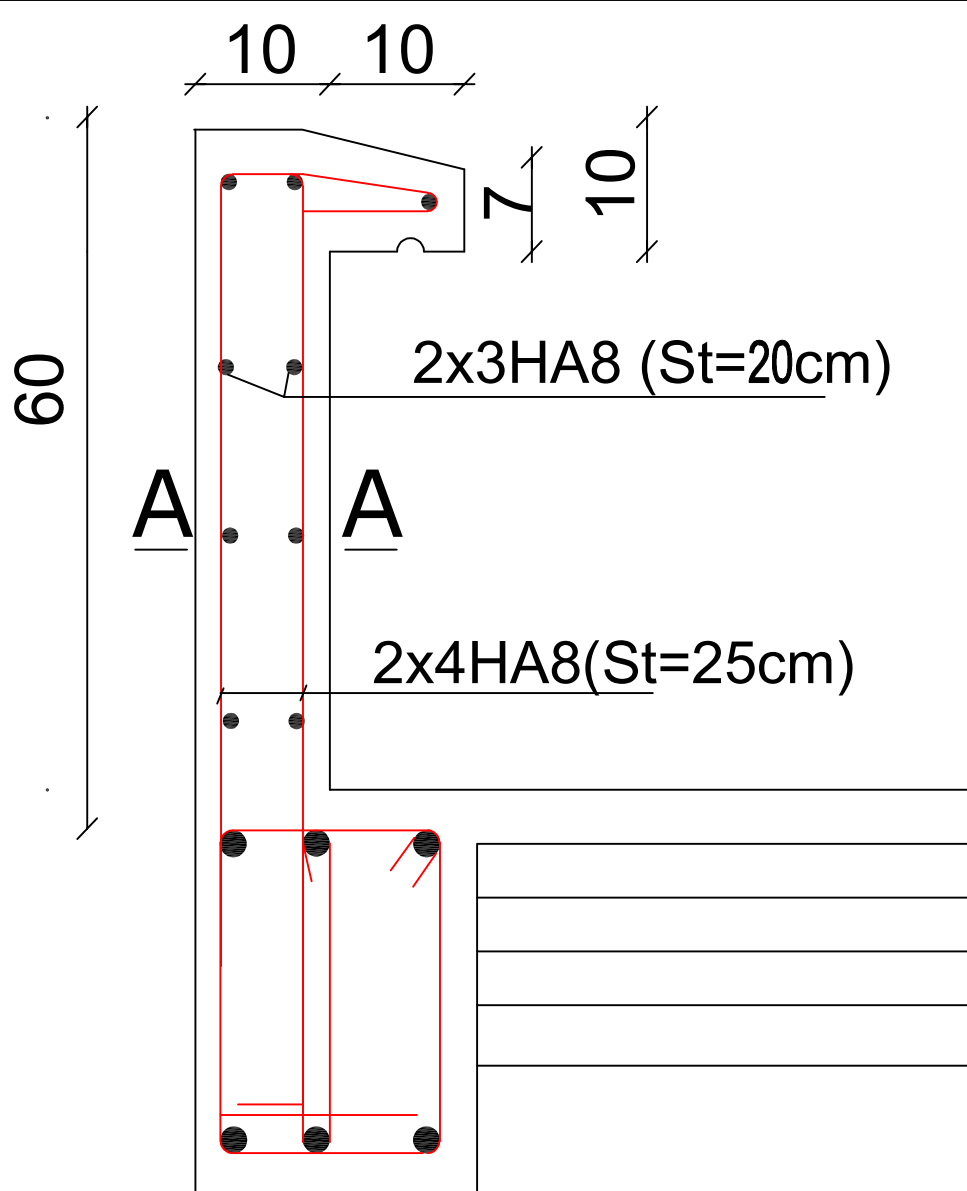




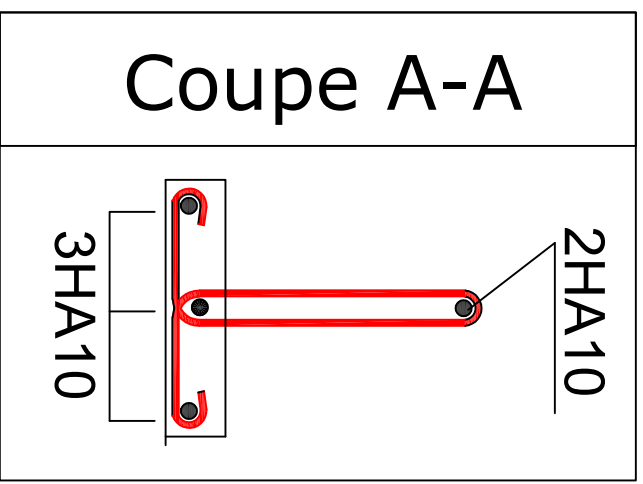
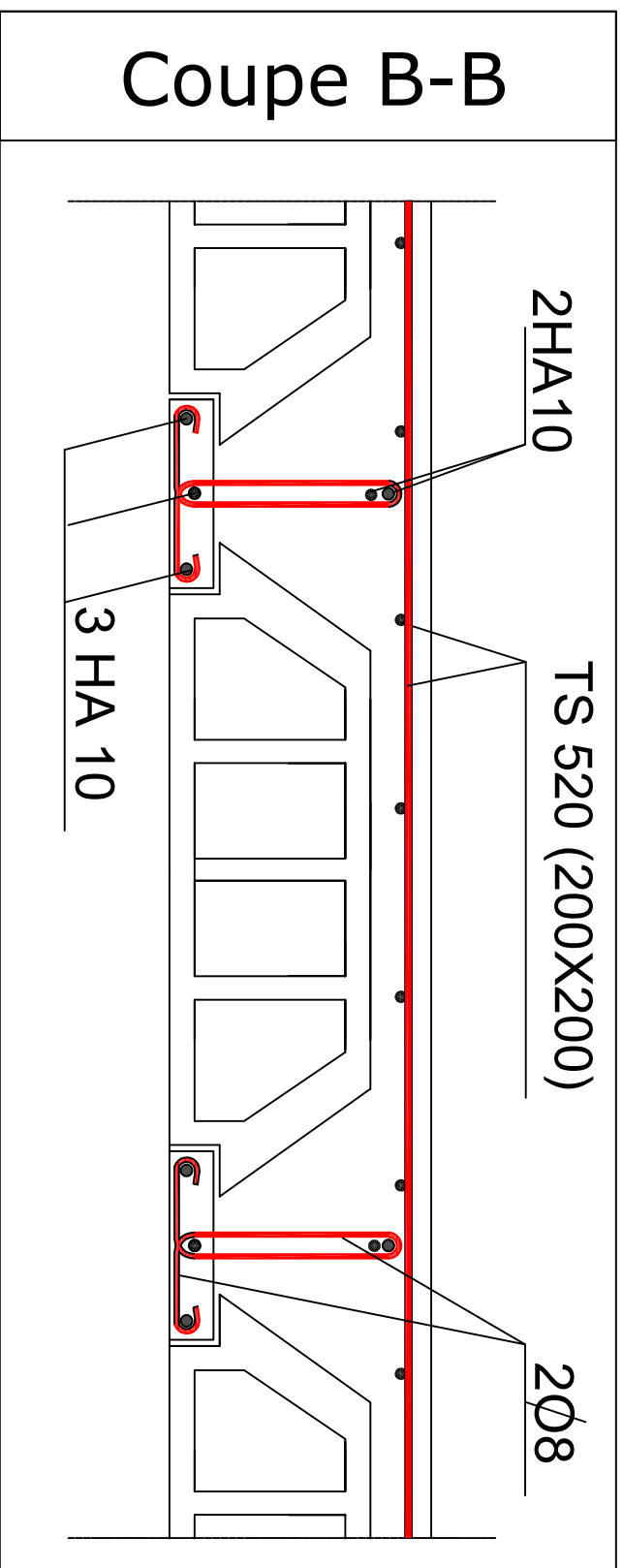
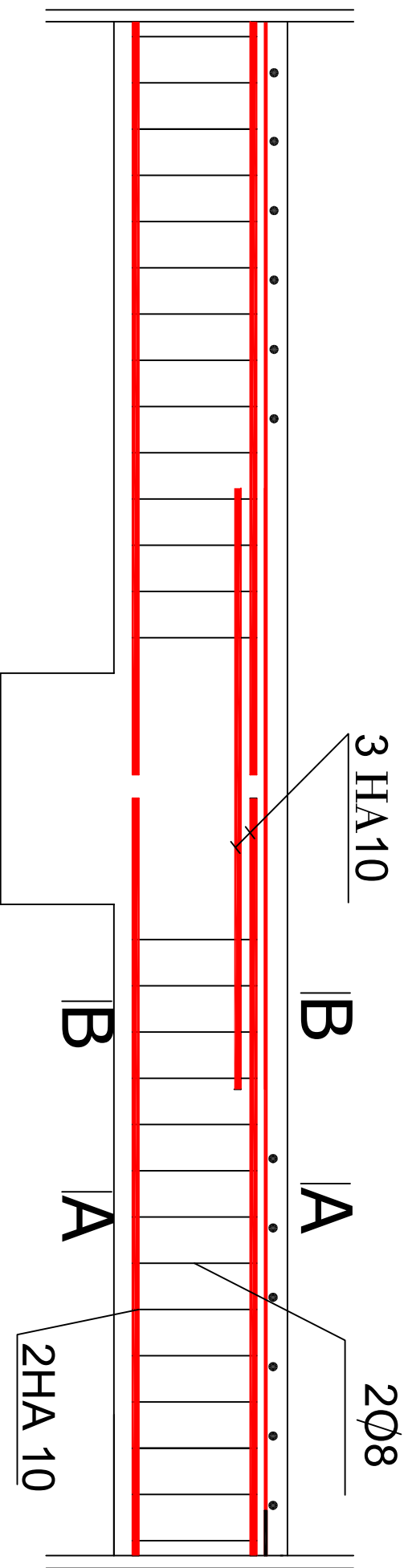
-Ferrailage de l'escalier



Ferrailage du balcon



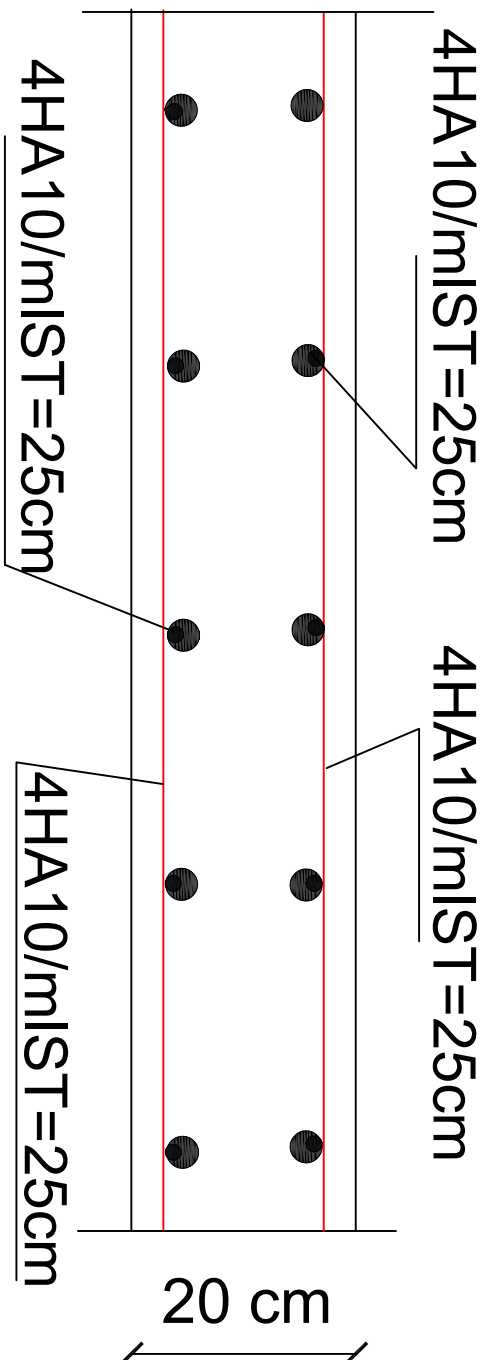
Ferrailage de l'acrotère



Ferrailage du plancher

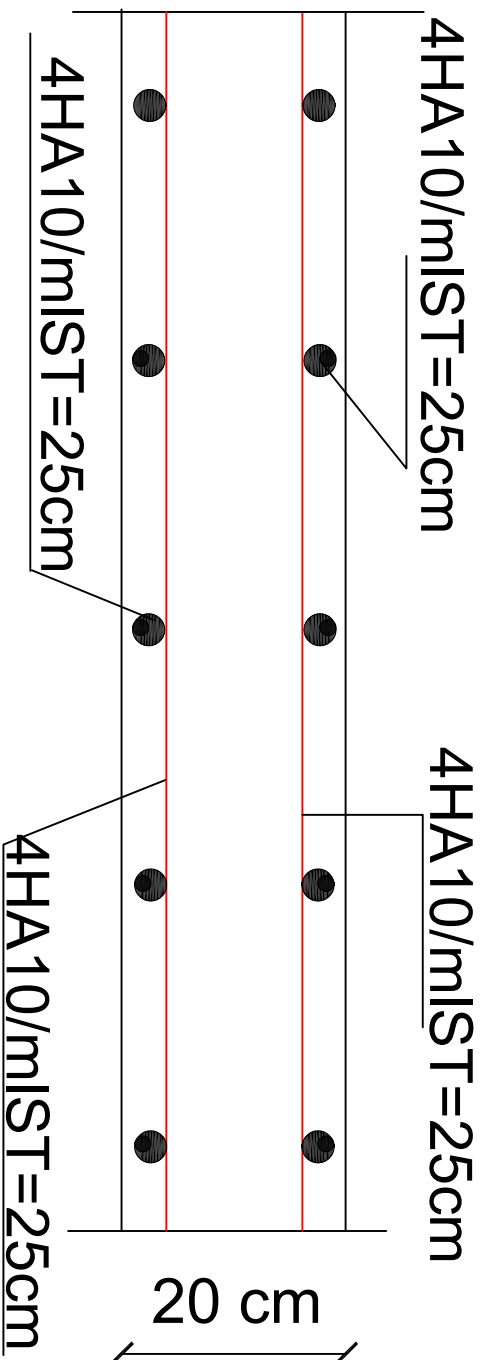
sens X-X

$L=1.45m$

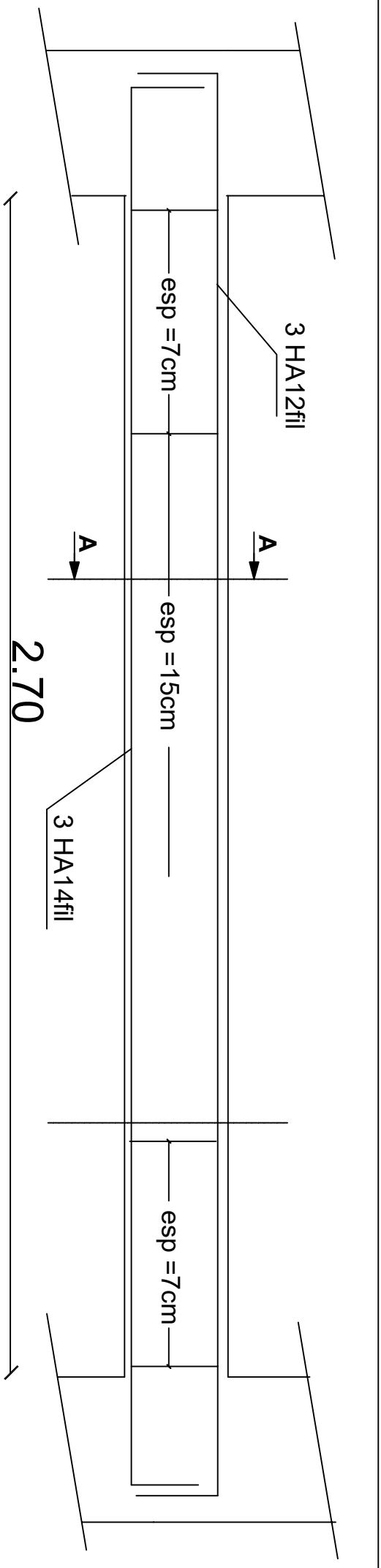


sens Y-Y

$L=1.68m$



Ferrailage de la dalle salle machine



Ferrailage de la poutre palière

