

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



Université Mouloud MAMMÉRI de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



*Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master II en
génie civil
Option: Constructions Civiles et Industrielles*

Thème

*Etude d'un bâtiment R+9 à usage commercial
service et habitation*



Présenté par :

M^r : KARA Rezki
M^{elle} : LABIDI Nassima

Encadré par :

M^r : BEN TAYAB Farid

Promotion 2013-2014

Remerciements

Nous tenons à témoigner notre reconnaissance à DIEU tout puissant, qui nous a aidé et béni par sa volonté durant toute cette période.

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements accompagnés de toute notre gratitude tout d'abord à notre promoteur M^{er} **Bentayebé farid**, pour avoir accepté de nous encadrer, dirigé et orienté durant toute la durée de ce projet ainsi que pour la marque de confiance qu'il nous a manifestée et ses précieux conseils furent d'un apport considérable.*

A tous les enseignants de l'UMMTO, qui ont contribué à notre formation.

Nos plus vifs remerciements vont aussi aux membres du jury pour avoir accepté d'honorer par leur jugement notre travail.

Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet. En particulier nos chères familles et nos amis (es).

rezki

nassima

Dédicaces

*Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir
donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je
dédie :*

*À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :
Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude
que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.*

À ceux que j'aime et que j'adore :

Ma gronde mère .

Mon frère SALAMO.

Ma sœur LILA et ses filles(SAMIRA, AHLEM et HANANE)

Mon binôme REZKI et sa famille.

Mes cousins et mes cousines.

Mes oncles et leurs fammes.

*Toutes les personnes qui m'ont soutenues et crus en moi lors de mon
parcourt et à tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin,*

*Tout mes adorables amis (es) sans exception, je site
Sohila, Mina, Nacima, Naima, Meriem, fadhila, moh, Loiza...*

À toute la promotion 2014.

Nassima

Z

Dédicaces

*Avant tout je remercie le Dieu de tout puissant de m'avoir
donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je
dédie :*

*À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :
Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude
que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.*

À ceux que j'aime et que j'adore :

Mes frères : moumouh, youcef

Ma sœur : fazia

Sans oublier ; tina et sylvia

Chik Ali et Ami Youcef

Ma binôme Nassima et sa famille.

*Toutes les personnes qui m'ont soutenues et crus en moi lors de mon
parcours et à tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin,*

Tout mes adorables amis (es) sans exception, je cite

Sousou, Naima, Nassima

A toute la promotion 2014.

REZKI

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage 01-10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments11-23

Chapitre III : Calcul des éléments

 III.1- Acrotère 24

 III.2-Plancher.....32

 III.3- Escalier 54

 III.4- Poutre palière 68

 III.5-Dalle pleine.....78

 III.6-Balcon.....84

 III.7-Poet a faux.....88

 III.8- Salle machine92

Chapitre IV :Etude de contreventement.....103-114

Chapitre V : Présentation du ETABS.....115-135

Chapitre VI : Vérification aux exigences du RPA136-142

Chapitre VIII : Ferrailage des portiques

 VII.1-Ferrailage des poutres.....143

 VII.2-Ferrailage des poteaux.....157

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.....174

Chapitre IX : Etude de l'Infrastructure192

Conclusion Générale

Bibliographir.

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Récapitulatif de la descente de charge.....	21
Tableau II.2 : Sections des poteaux adoptés.....	21
Tableau II.3 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99(Art 7.4.1).....	22
Tableau IV-1 : rigidité des poteaux transversales.....	104
Tableau IV-2 : rigidité des poutres transversales.....	105
Tableau IV-3 : rigidité des poutres longitudinales.....	105
Tableau IV-4 : rigidité des poutres longitudinales.....	106
Tableau IV-5 : rigidité des portiques transversales (Fille C, D,E).....	107
Tableau IV-6 : rigidité des portiques transversales (Fille A ,B ,F ,J)	108
Tableau IV-7 : rigidité des portiques longitudinales (Fille1,2,3, 5,6,7).....	109
Tableau IV-8 : rigidité des portiques longitudinales (Fille 4).....	110
Tableau IV -9-Inertie des voiles transversales	111
Tableau IV -10-Inertie des voiles longitudinales	112
Tableau IV -11-Inertie des poteaux transversales	112
Tableau IV -12-Inertie des poteaux longitudinales	112
Tableau VI-1 : Déplacement relatif suivant Ex.....	136
Tableau VI-2 : Déplacement relatif suivant Ey.....	137
Tableau VI-3 : Excentricité suivant Ex et Ey.....	140
Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU (en travée).....	144
Tableau VII.2 : Ferrailage des poutres principales à (G+Q±E) (aux appuis).....	145
Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (en travée).....	146
Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres secondaires (G+Q+E) et (0,8G+E) (aux appuis).....	147
Tableau VII.5 : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS.....	150
Tableau VII.6 : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS.....	150
Tableau VII.7 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS.....	151
Tableau VII.8 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS.....	151
Tableau VII.9 Ferrailage des Poteaux longitudinaux.....	163
Tableau VI.10.Ferrailage des Poteaux transversaux sens.....	164
Tableau VII.11.Vérification des contraintes à l'ELS Poteaux longitudinaux.....	165
Tableau VII.12.Vérification des contraintes à l'ELS Poteaux transversaux.....	166
Tableau VII.13 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	168

Tableau VII.1 : Ferrailage des voiles transversales (VT1).....	180
Tableau VIII.2 : Ferrailage des voiles transversales (VT2).....	181
Tableau VIII.3 : Ferrailage des voiles transversales (VT3)	182
Tableau VIII.4 : Ferrailage des voiles transversales (VT4).....	183
Tableau VIII.5 : Ferrailage des voiles longitudinales (VL1).....	184
Tableau VIII.5 : Ferrailage des voiles longitudinales (VL2).....	185
Tableau .IX.1 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux.....	192
Tableau .IX.2 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.....	192
Tableau .IX.3 : Détermination de la résultante des charges.....	193

Liste des figures

Fig.I.1. Diagramme contrainte-déformation du béton à L'E.L.U.....	5
Fig.I.2. Diagramme contrainte-déformation du béton à L'E.L.S.....	6
Fig I-3 Diagramme contraintes –déformation dans les aciers.....	9
Fig II-1: schéma descriptif d'un plancher.....	11
Fig II-2 : Coupe d'une poutre principale.....	13
Fig II-2 Coupe d'une poutre secondaire.....	13
Fig II-4 Coupe d'un voile en élévation.....	14
Fig II-5 Coupe d'un plancher terrasse	15
Fig- II-6 Coupe d'un plancher étage	16
Fig- II-7 Coupe d'un Mur extérieur	16
Fig II-8 Coupe d'un Mure intérieure	17
Fig-II-9 Coupe verticale de l'acrotère	17
Fig.III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.....	24
Fig III.2 Ferrailage de l'acrotère.....	31
Fig III-2-1: schéma descriptif d'un plancher.....	32
Fig III-2-2: Schéma statique de la poutrelle	33
Fig III-2-3 Diagramme des moments fléchissant a L'ELU (KN.m)	40
Fig III-2-4 Diagramme des efforts tranchant a L'ELU (KN).....	41
Fig III-2-5 Diagramme des moments fléchissant a L'ELS (KN.m)	48
Fig III-2-6 : Diagramme des efforts tranchant a L'ELS (KN).....	49
Fig III-3-1 Schéma statique	56
Fig III-3-2 Diagramme des efforts a L'ELU.....	60
Fig III-3-3 Diagramme des efforts a L'ELS.....	65
Fig.III.4.1 Schéma statique.....	68
Fig. III.4.2. Schéma statique.....	69
Fig. III.4.3. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant	70
Fig. III.4.4. Schéma statique.	73
Fig. III.4.5. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant	74
Fig III-5 Ferrailage de la dalle pleine.....	83
Fig. III.6.1.Ferrailage du balcon.....	87
Fig. III.7.1.Ferrailage du port a faux.....	91
FIG III.7 : Ferrailage de la salle machine.....	101
Fig IV.1 : Coupe verticale d'un niveau.....	102
FigVII.1 : Exemple du Moment 3-3 des poutres, axe 1.....	154
Fig VII.2 : Exemple de l'effort tranchant des poutres, axe 1.....	155
Fig VII.4 : Exemple de l'effort tranchant des poteaux, axe 1.....	169
Fig VII.3 : Exemple du Moment 3-3 des poteaux, axe	170
Fig VII.5 : Exemple de force axiale des poteaux, à l'ELU, axe 1.....	171

Fig. VIII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	176
FigVIII-2 Ferrailage des linteaux.....	187
Fig IX.1. Diagramme des contraintes	198
Fig IX.2. Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	199
Fig IX-3 : Schéma statique de la nervure.....	205
Fig IX-4 Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U	205
Fig IX-5 Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.....	205
Fig IX-6 SCHEMA STATIQUE DE LA NERVURE.....	206
Fig IX-7 Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.....	206
Fig IX-8 Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S.....	207
Fig IX-9 Schéma statique de la nervure.....	207
Fig IX-10 Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.....	208
Fig IX-11 Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.....	208
Fig IX-12 Schéma statique de la nervure.....	209
Fig IX-13 Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S.....	209
Fig IX-14 Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S.....	210
Fig IX.15 : Schéma statique du débord.....	211

Introduction générale

Introduction

L'histoire de l'humanité à été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importances des destructions massives.

Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tizi – ousou) on est un exemple très probant.

D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées.

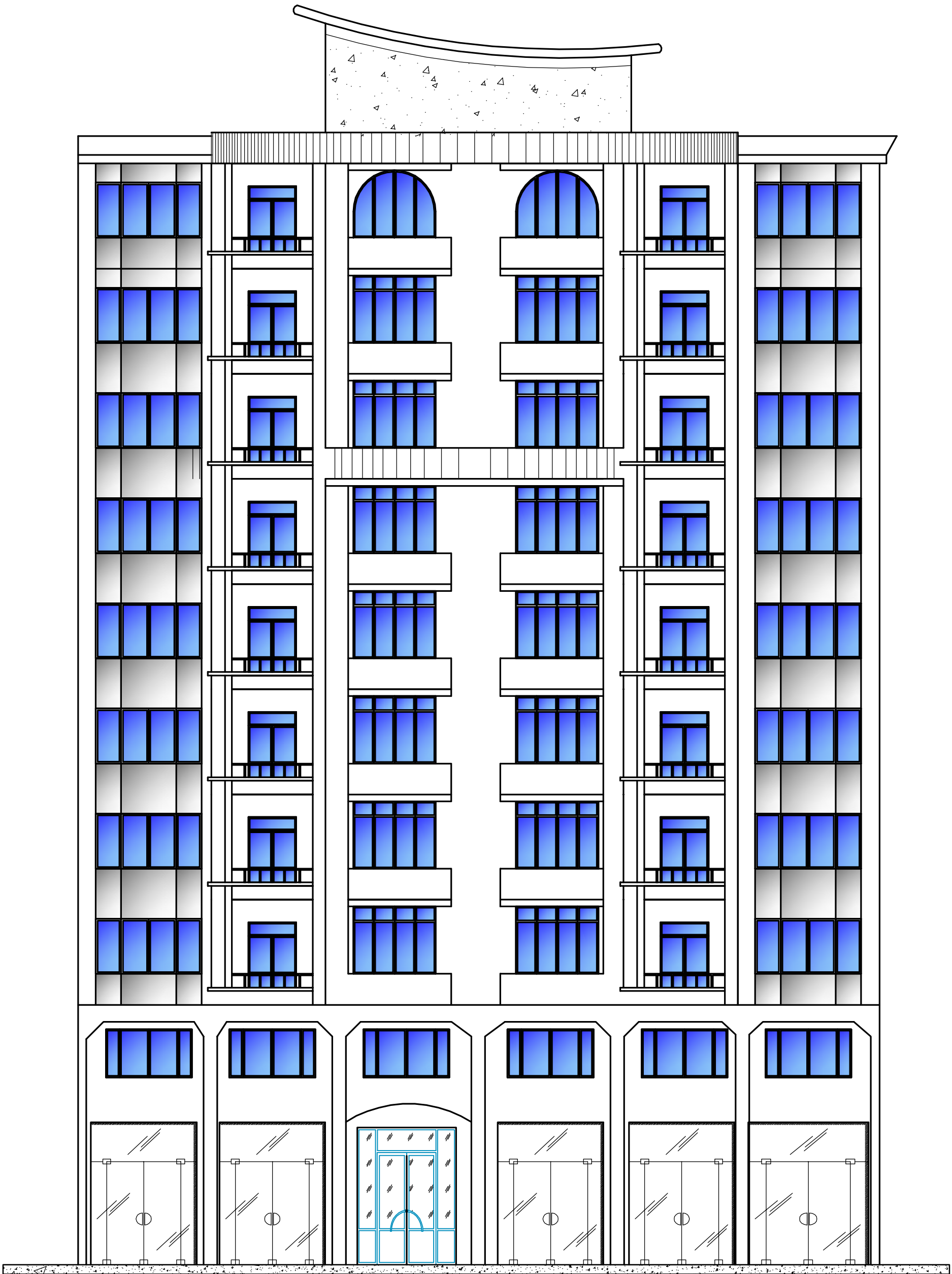
L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain en plein expansion s'est révélée d'une importance primordiale.

Pour cela l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux :

- ✚ La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.*

- ✚ La destination de l'ouvrage.*

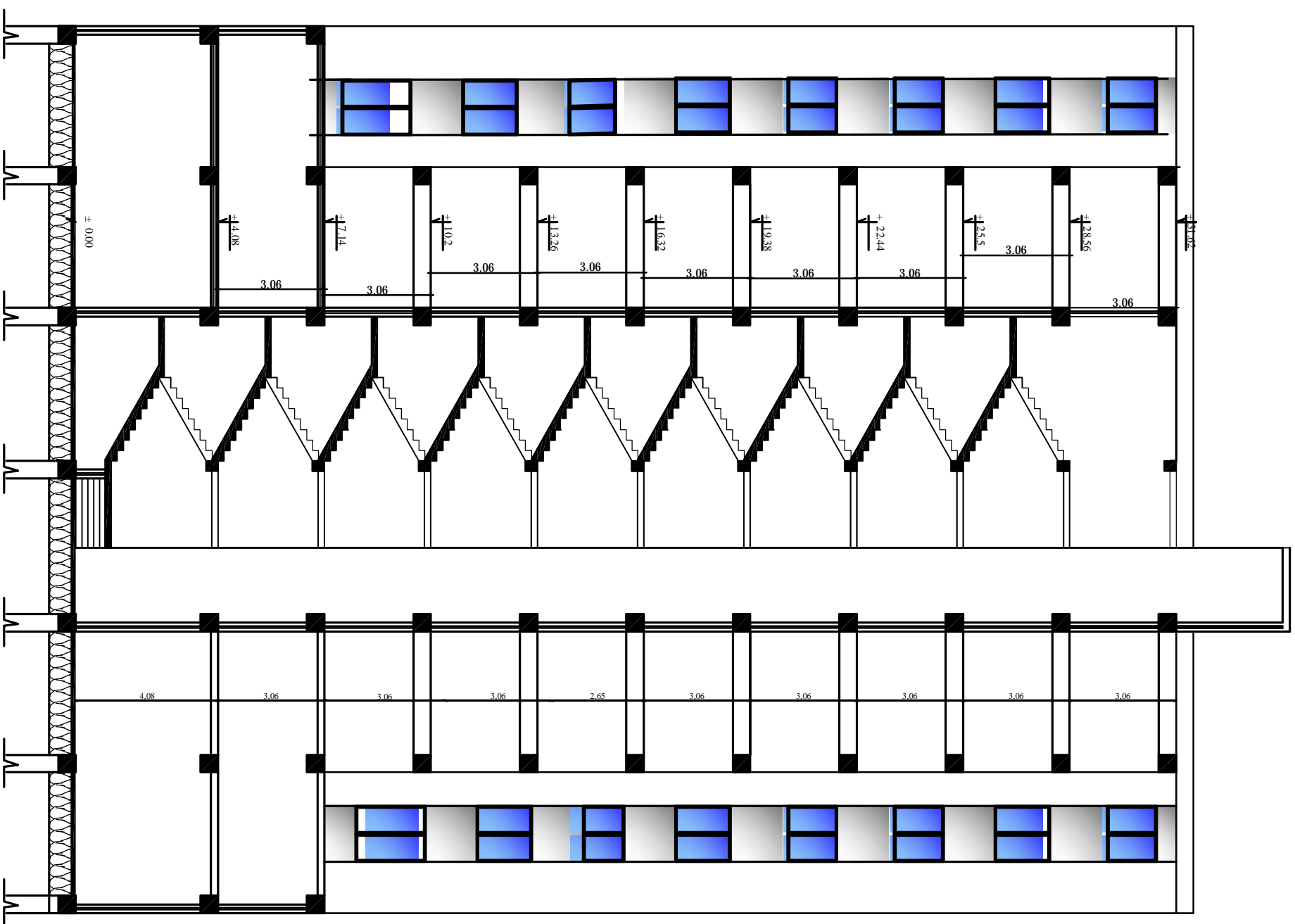
L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et de par sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

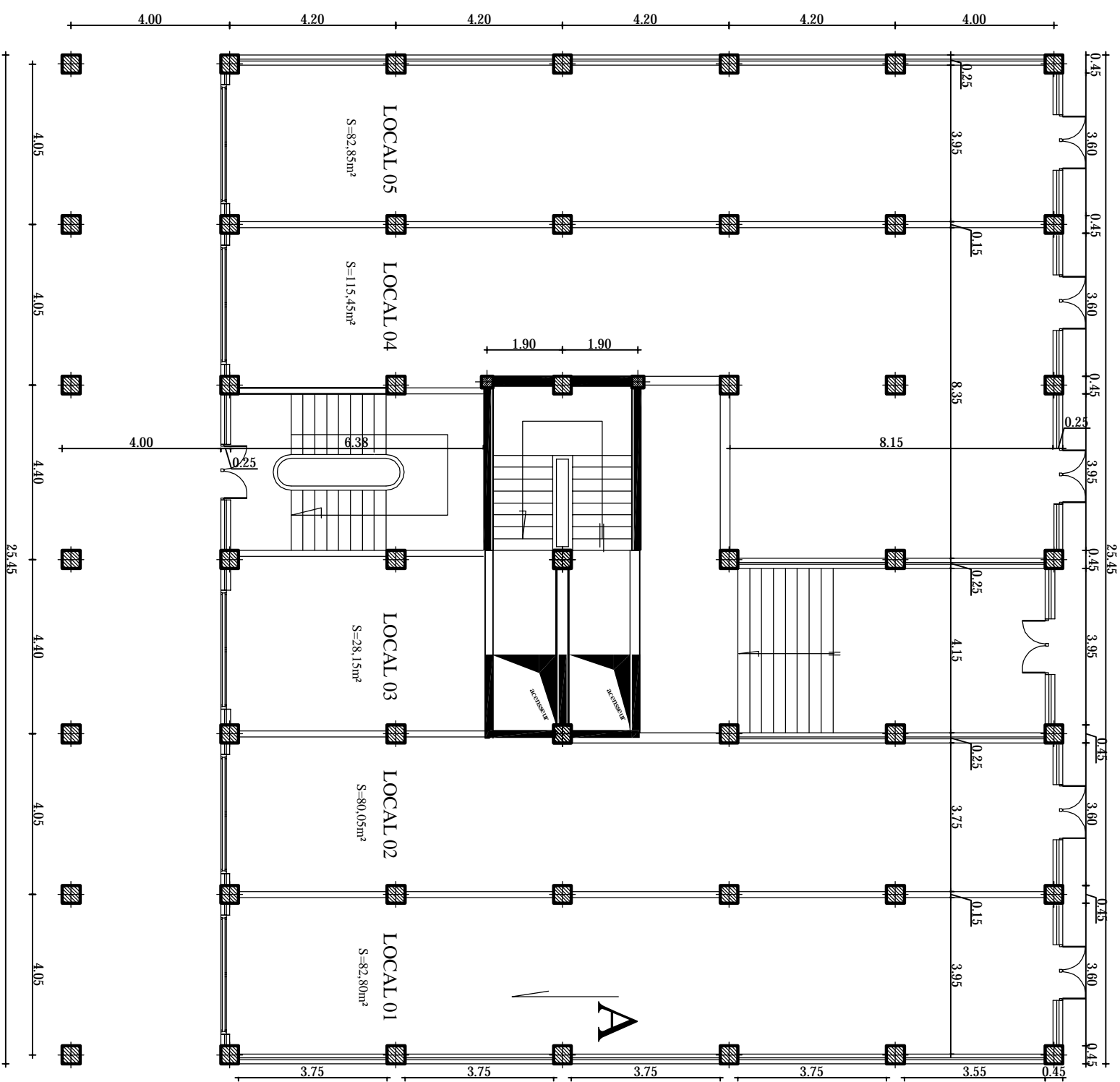
FACADE PRINCIPALE



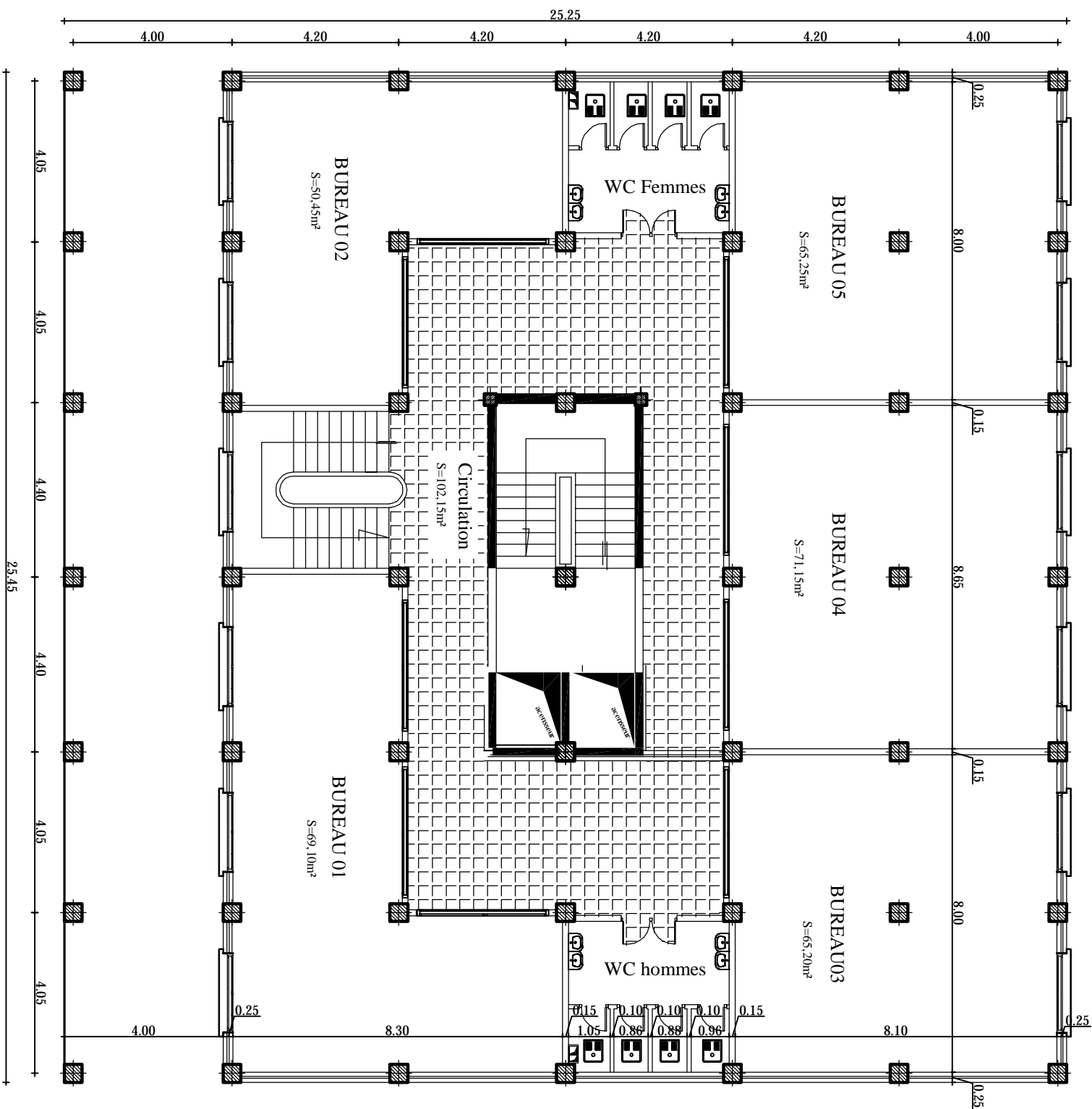
COUPE AA

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:		ETUDE PAR :	
PLAN D'ARCHITECTURES		Me:KARA REZKI	
		Melle:LABIDI NASSIMA	
		DIRIGE PAR :	
		Mr. BENTAYBE	
ECHELLE :	PLANCHE N°	PROMOTION 2013-2014	



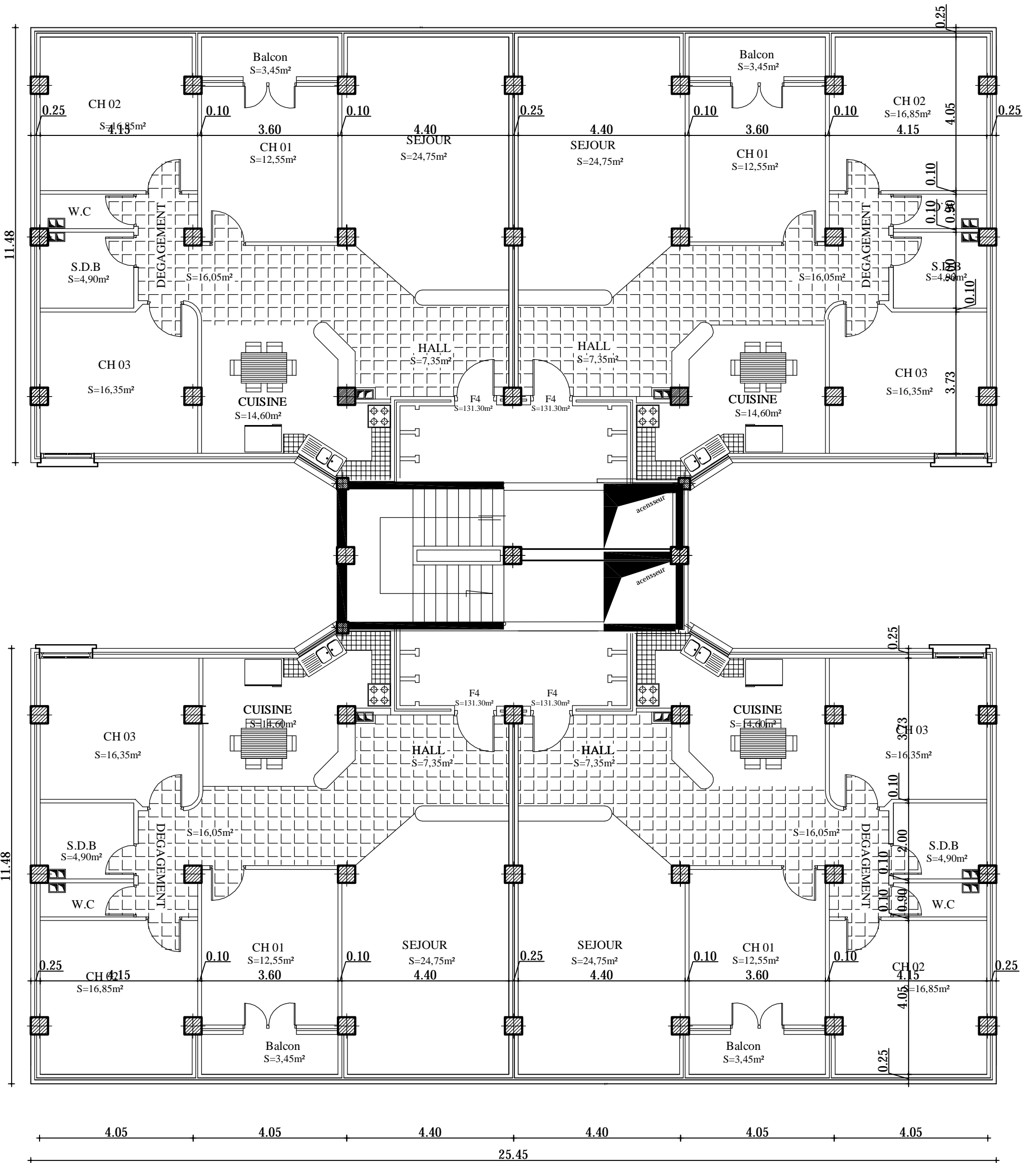
PLAN R-D-C



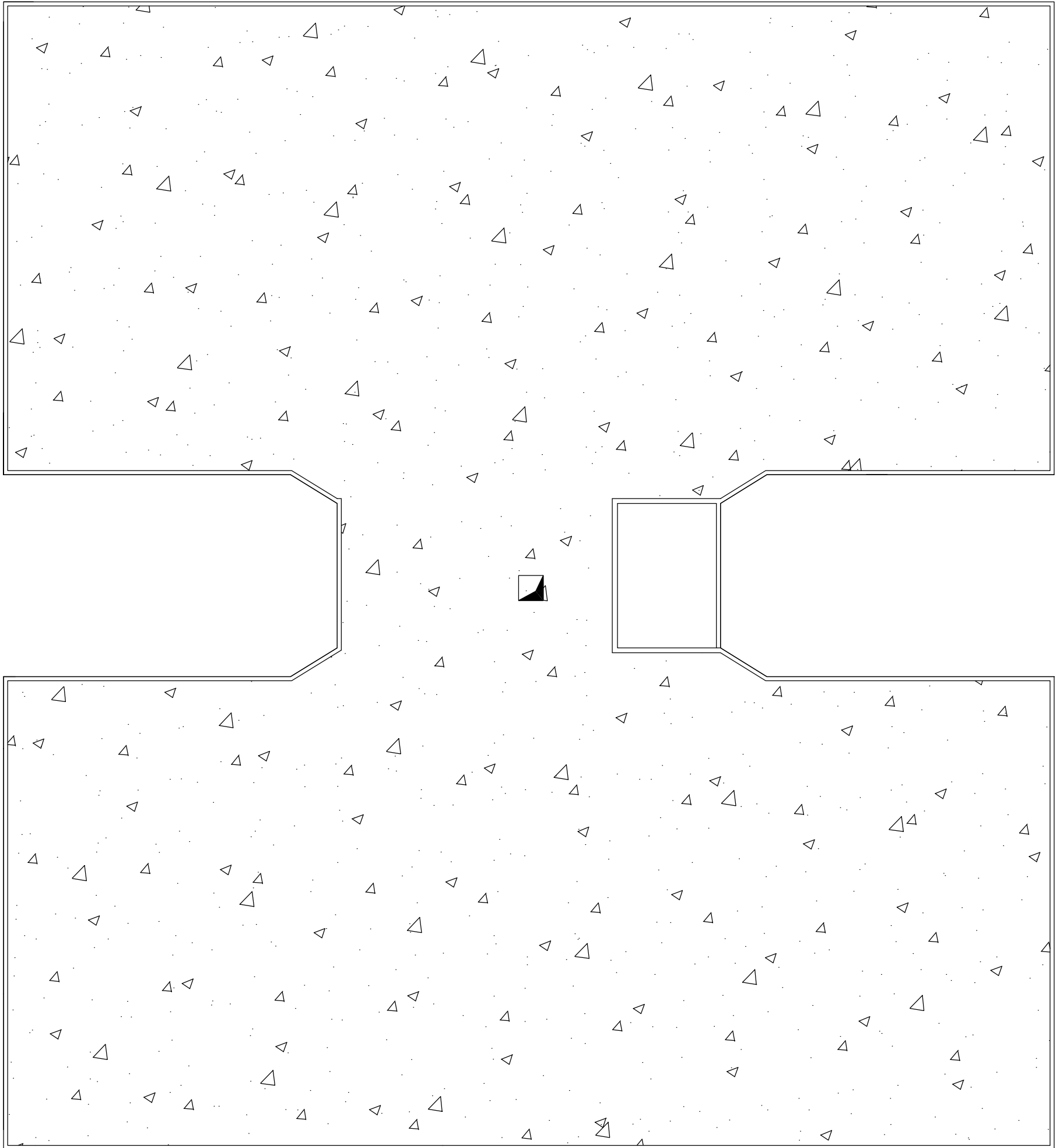
PLAN ETAGE DE SERVICES

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

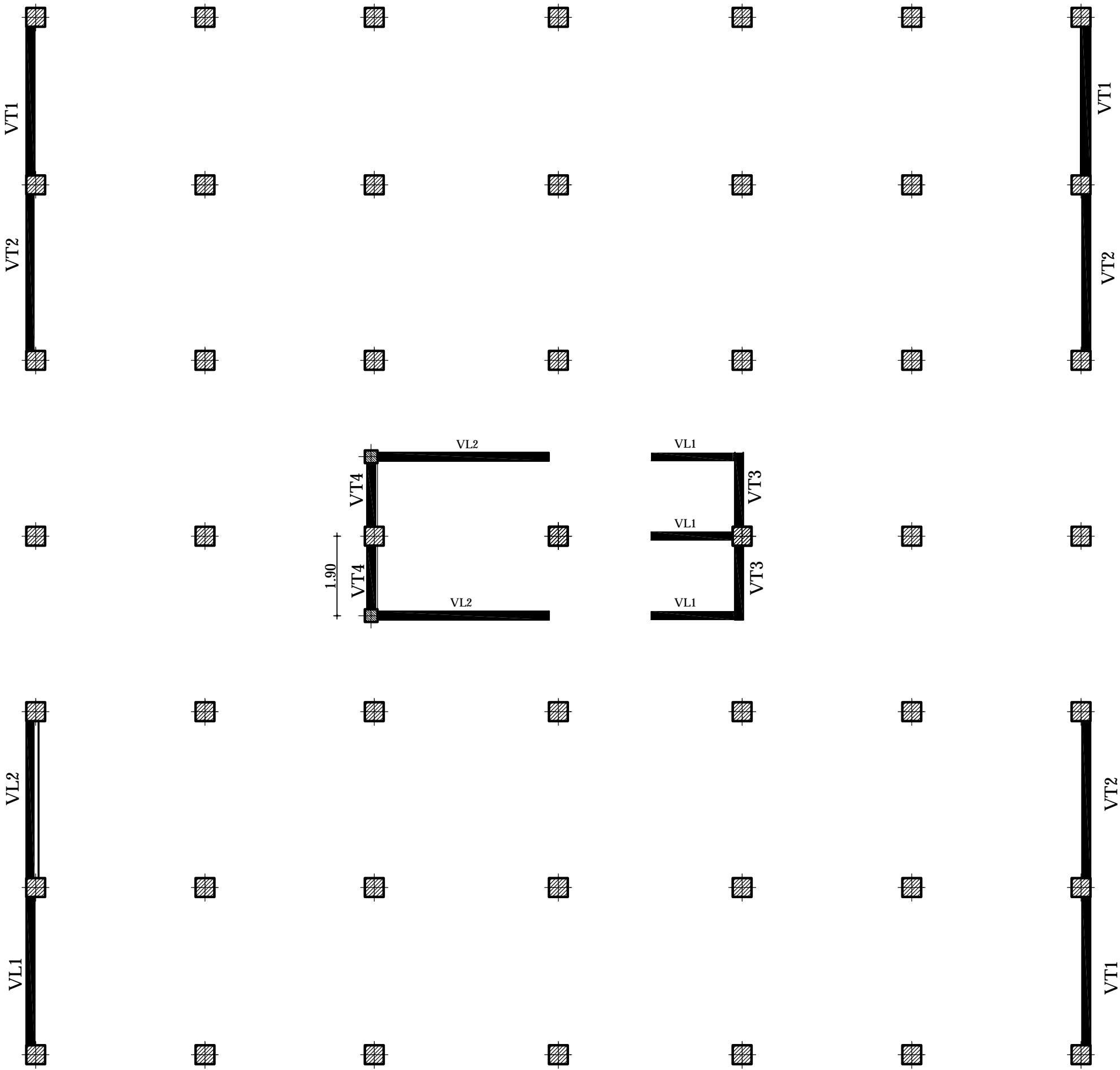


PLAN ETAGE COURANT



PLAN DE TERRASSE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

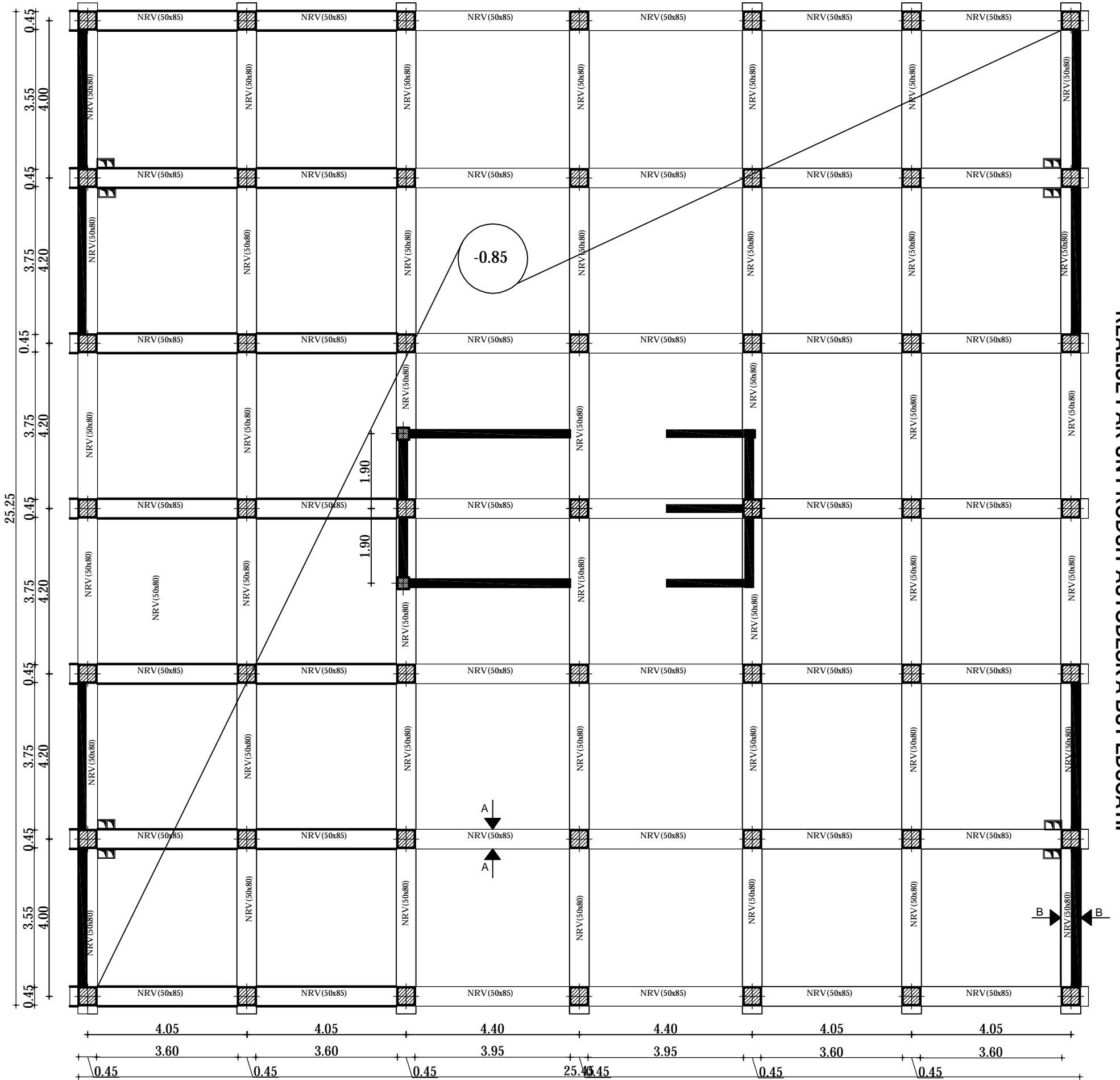


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPARTITION DES VOILES

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

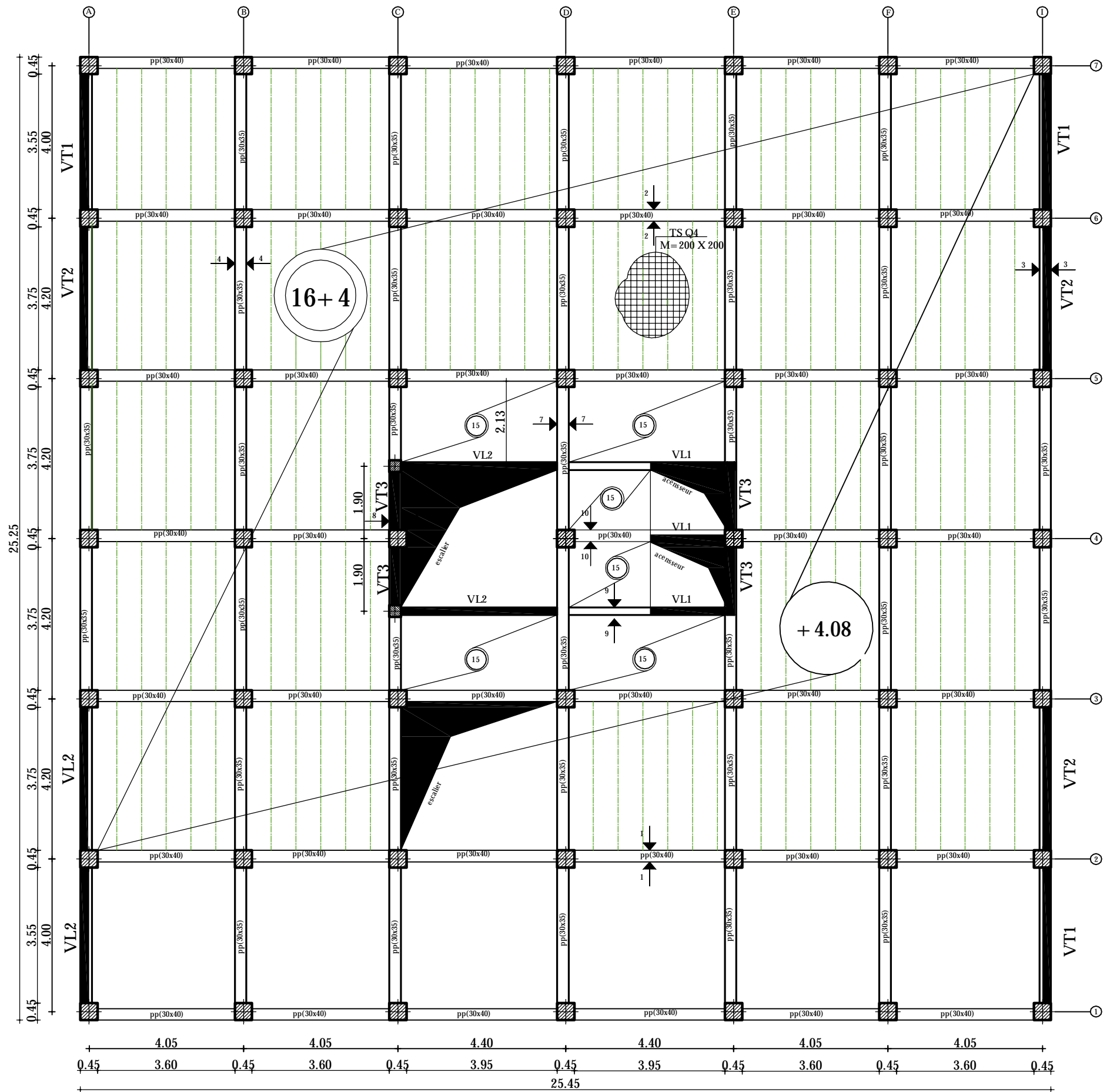
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



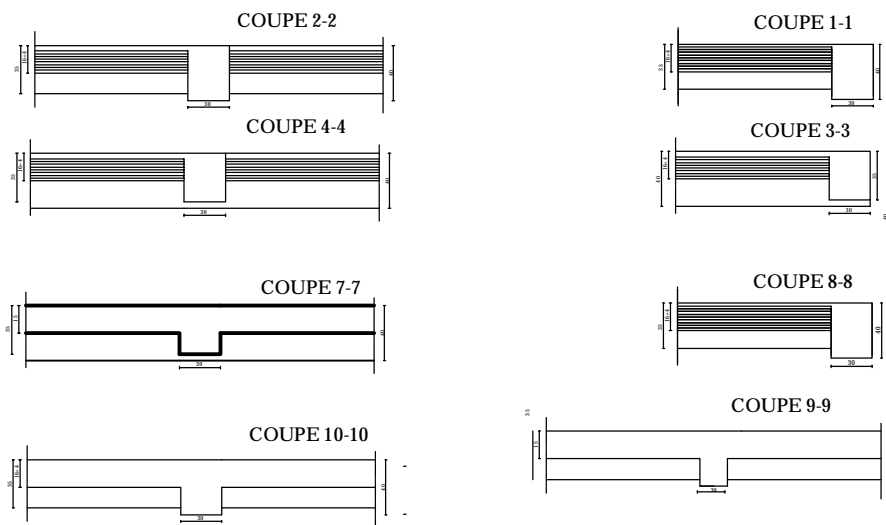
PLAN DE FONDATION

PLAN DE COFFRAGE (R-D-C)

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



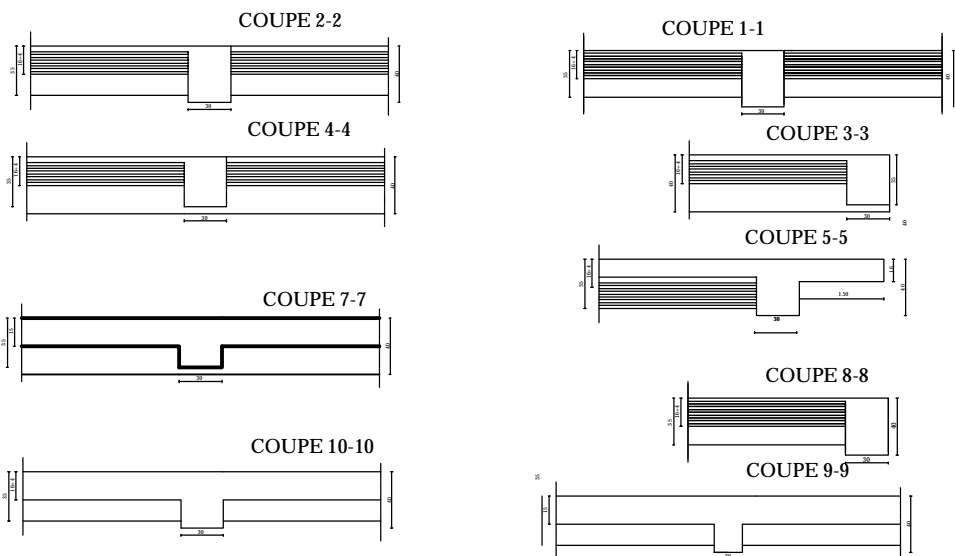
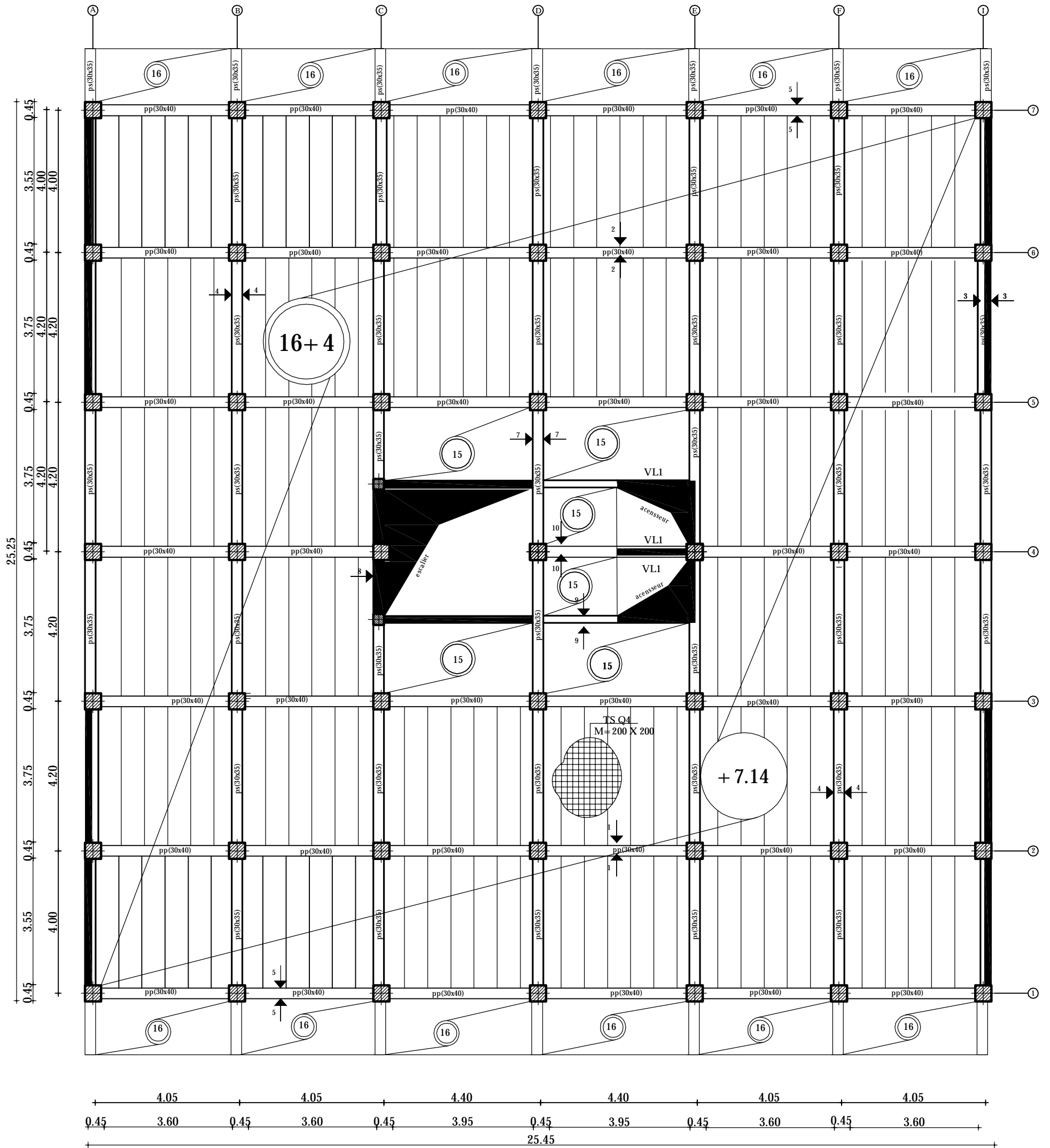
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN ETAGE DE SERVICES

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

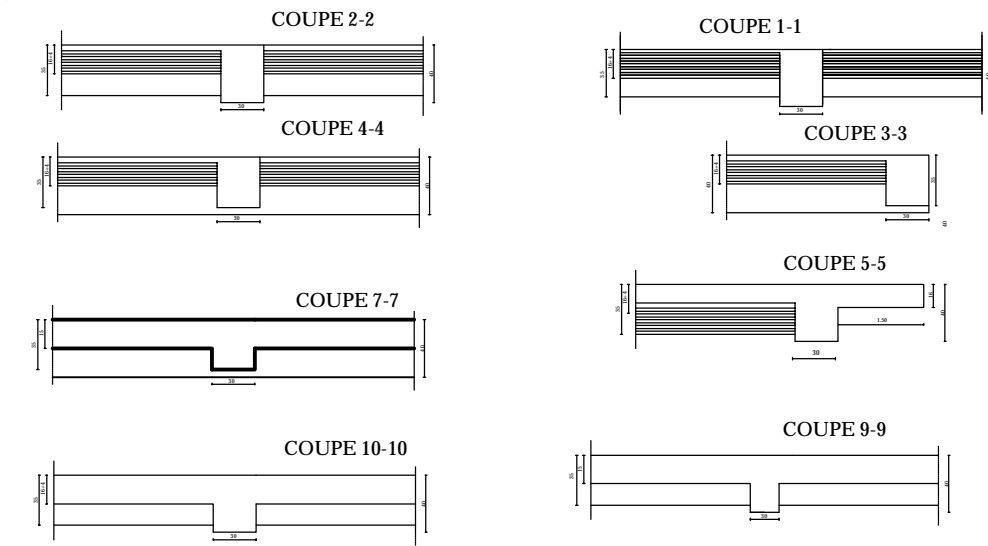
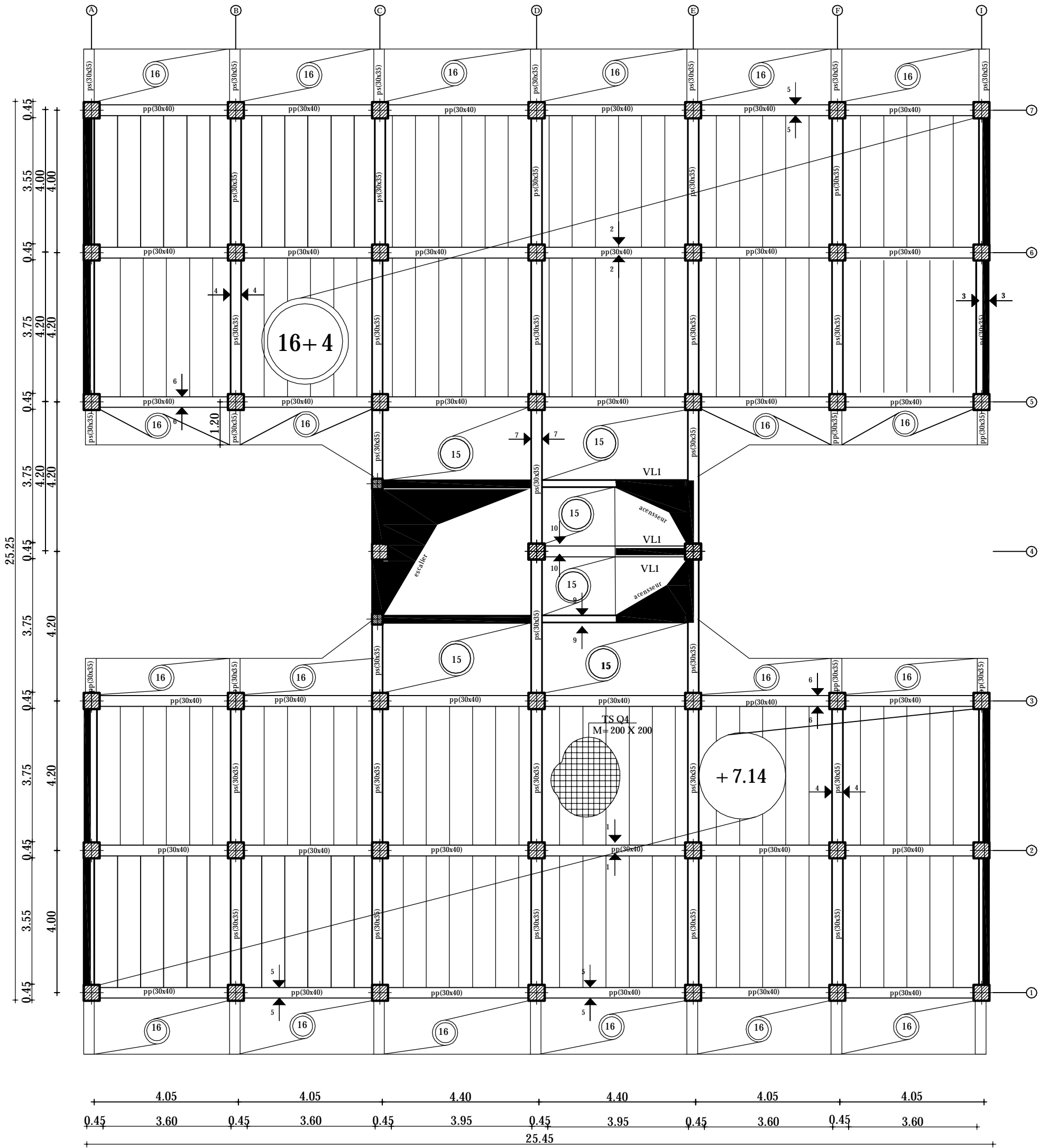
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

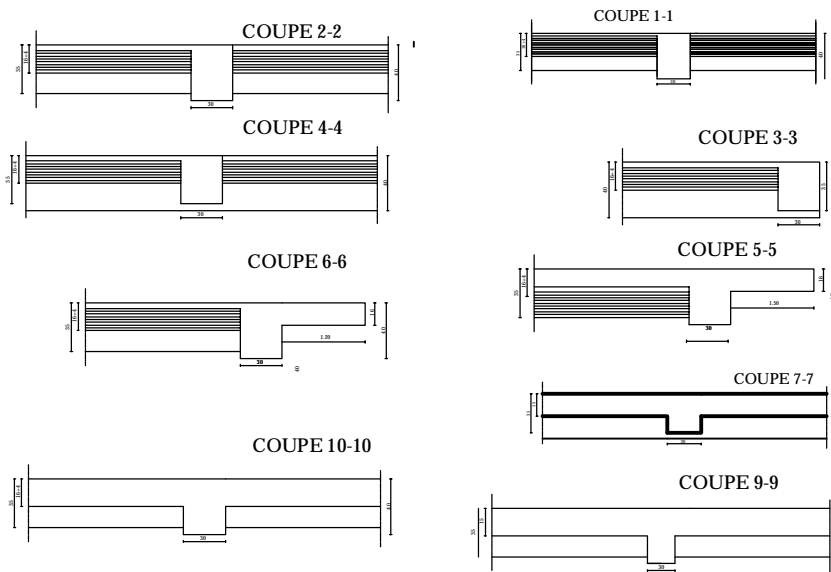
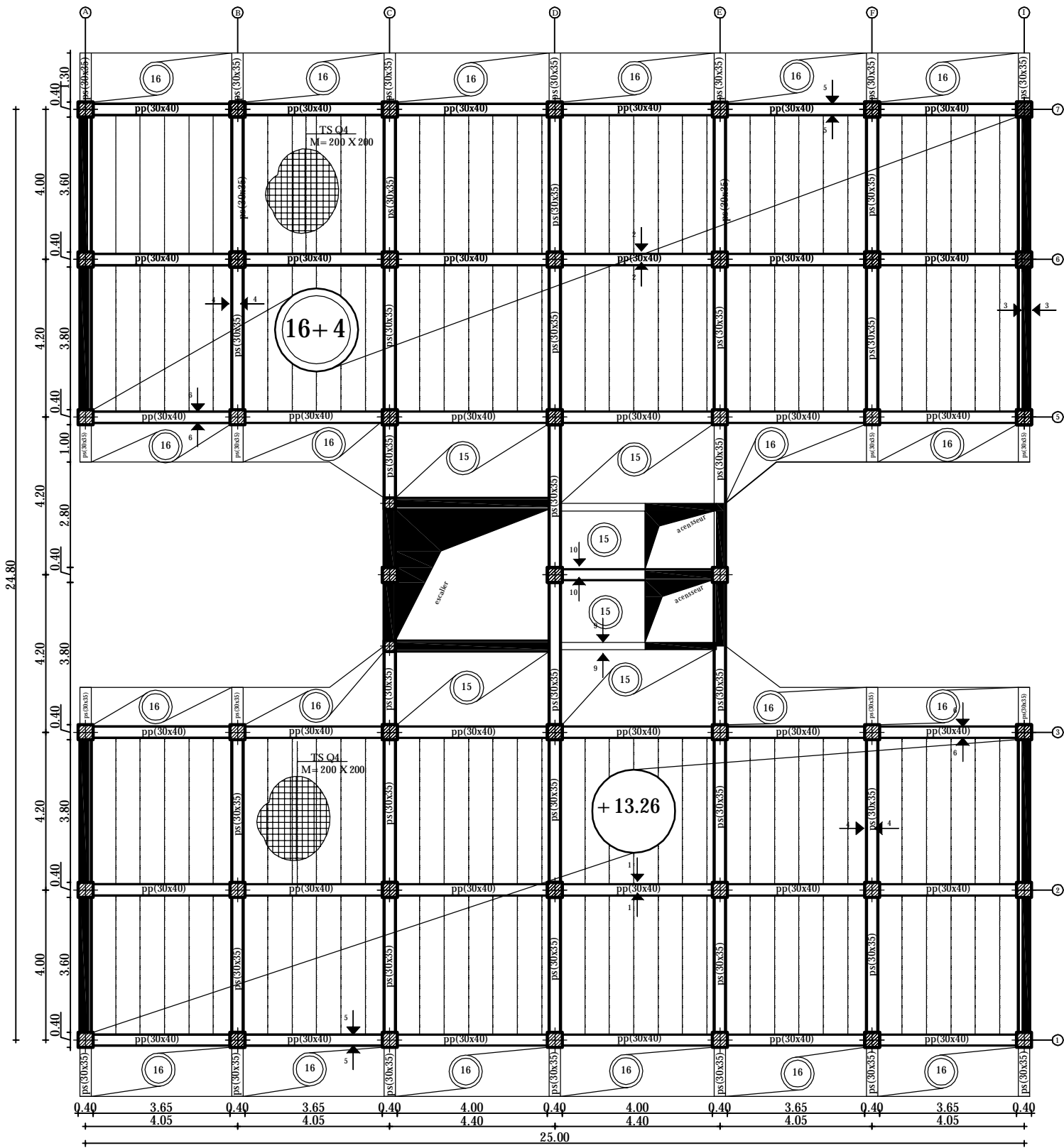


PLAN ETAGE DE 2eme ETAGE

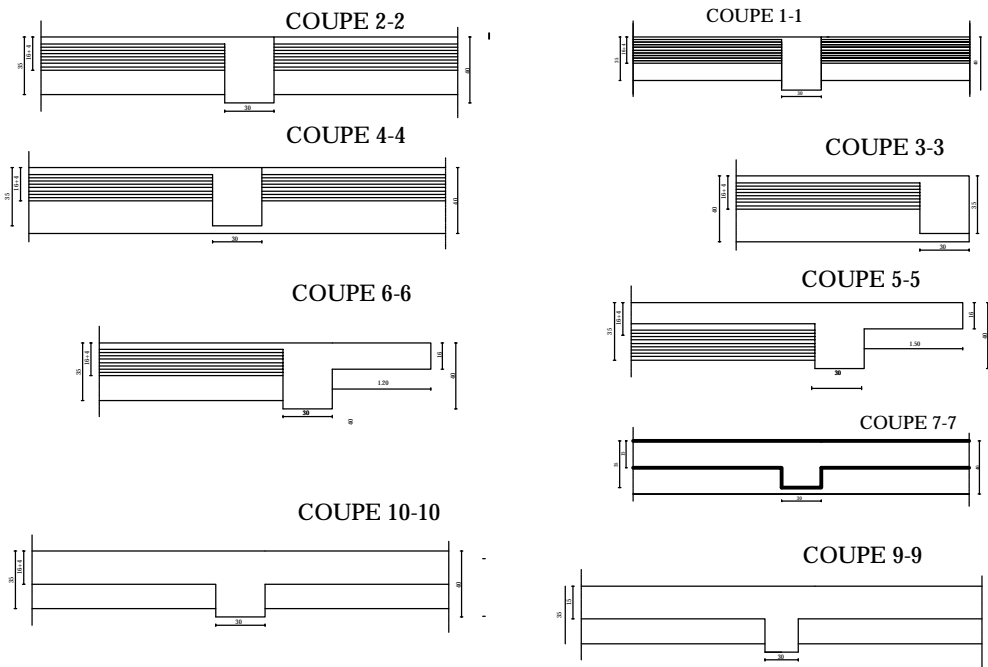
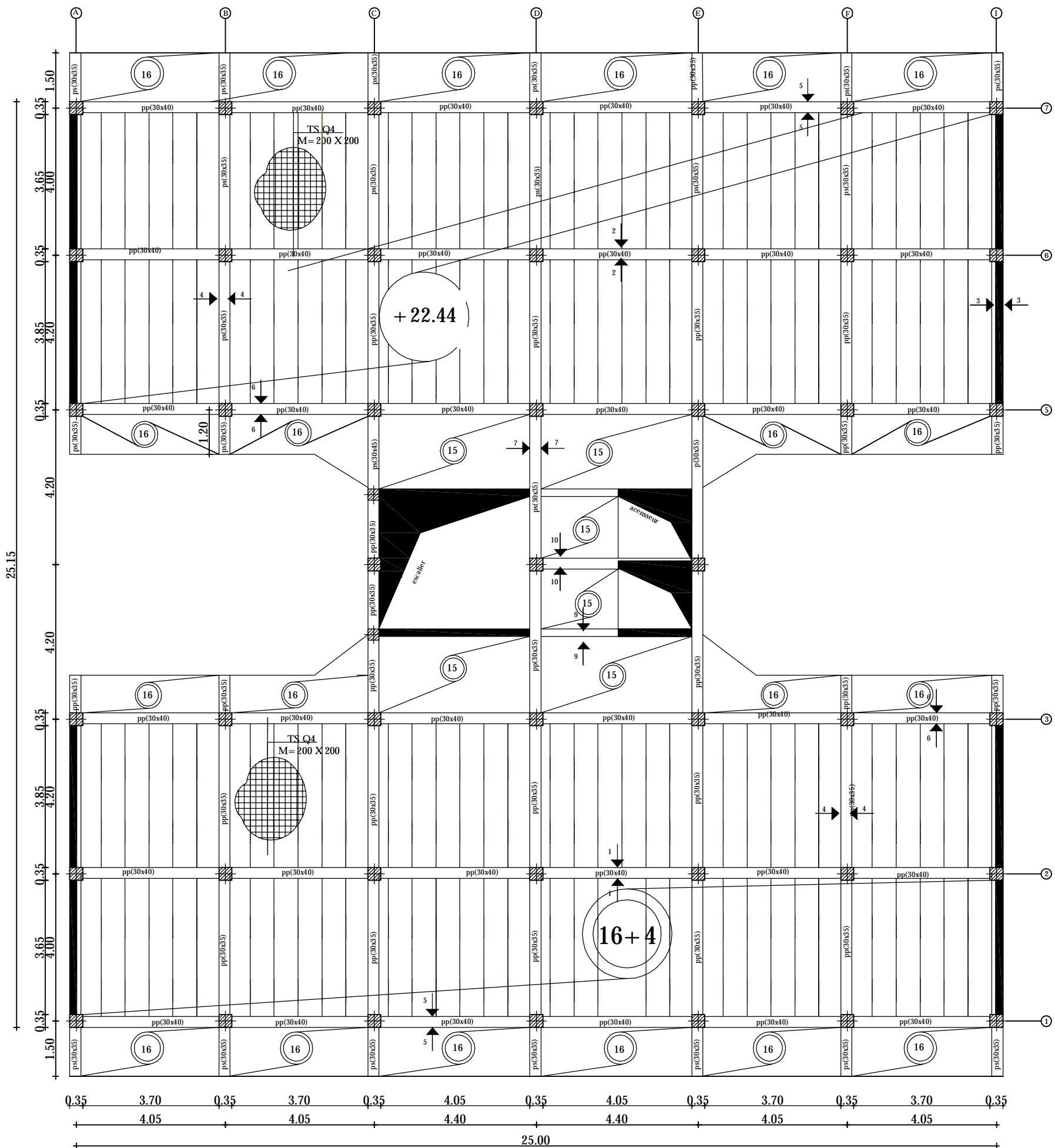
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF





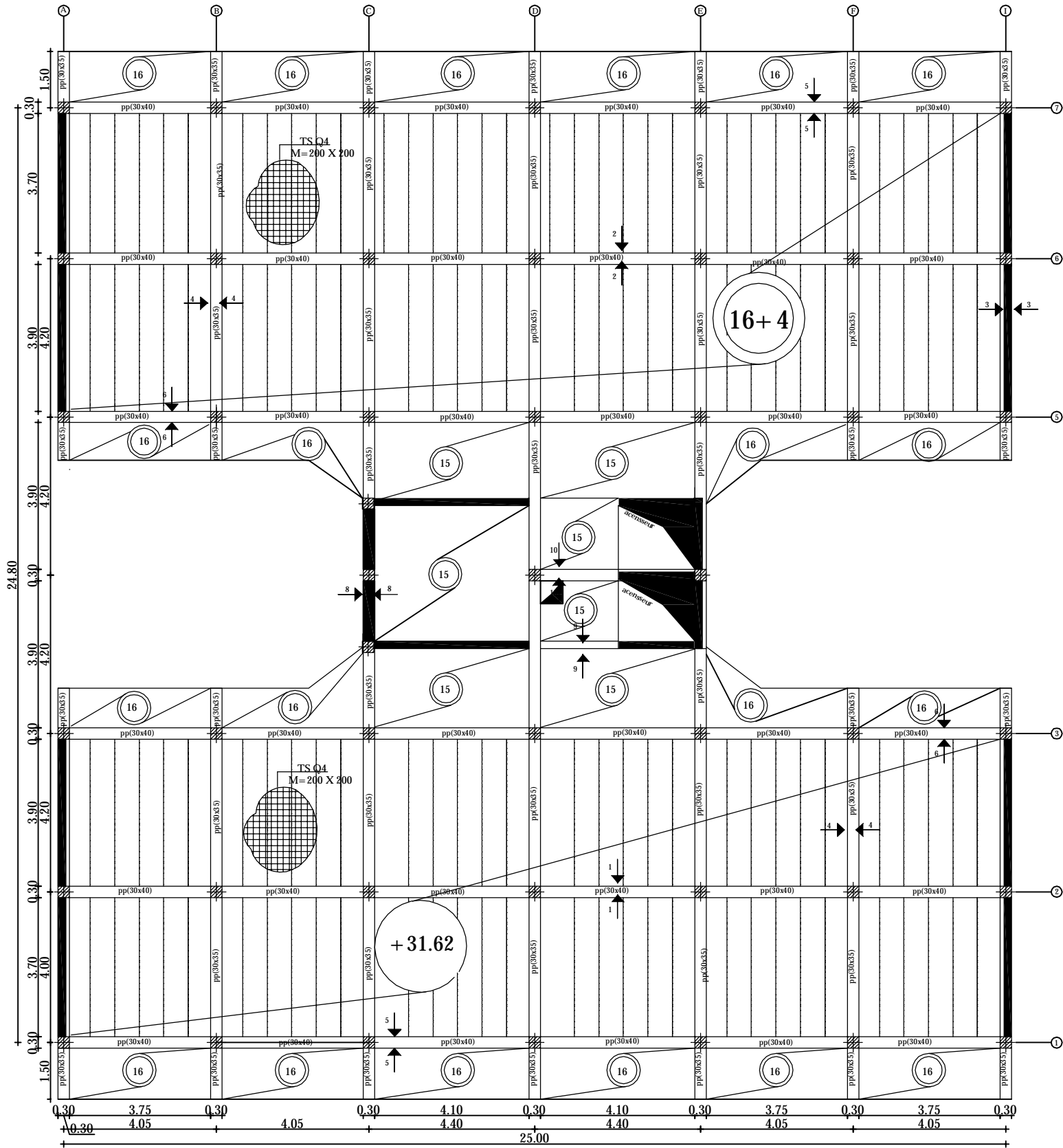
PLAN DE COFFRAGE 3,4,5 eme ETAGE



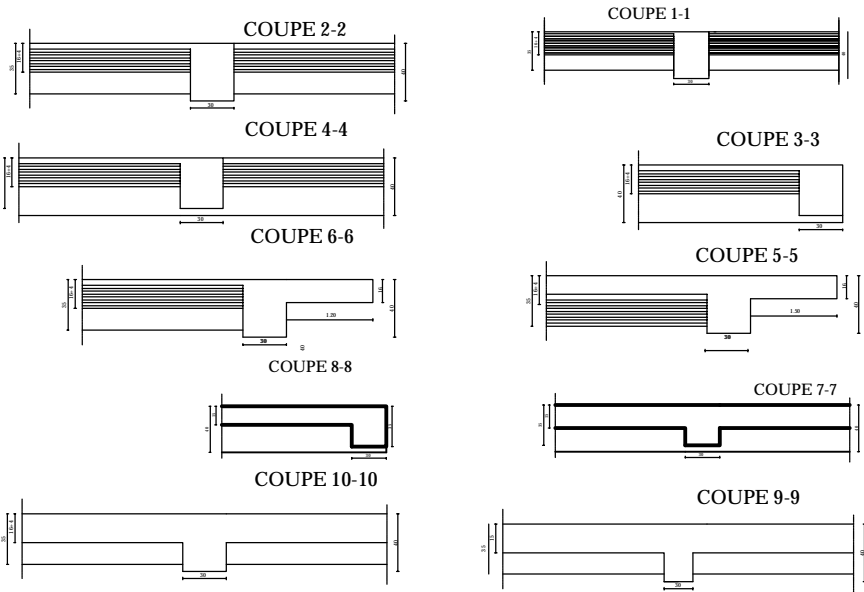
PLAN DE COFFRAGE
6,7,8 ETAGE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN DE COFFRAGE
9eme ETAGE



Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en (R+9) à usage multiple (commercial, service et habitation) à ossature mixte (portiques et voiles). ce bâtiment sera implanté à **TIZI OUZOU** qui classée selon **le RPA 99 modifier en 2003** comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Ce bâtiment comporte :
08 étages courants à usage d'habitation.

- 01 étage à usage de service.
- RDC à usage commercial.
- 02 cages d'escaliers.
- 02 cages d'ascenseurs.

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Hauteur total du bâtiment.....	34.68 m
Longueur total du bâtiment.....	28.45 m
Largeur total du bâtiment.....	25.45 m
Hauteur du RDC.....	4.08m
Hauteur d'étage courant.....	03, 06 m
Hauteur de l'acrotère	0.50 m

I.3. Différents éléments de l'ouvrage :**a) Ossature du bâtiment :**

L'immeuble est à ossature mixte, composé de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques dans les deux sens (transversal et longitudinal) destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.
- D'un Ensemble des voiles en béton armé disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal), constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

b) Acrotère

C'est un élément en béton armé coulé sur place. Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

c) Les planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux servant à supporter leurs poids propre et les surcharges et dont le rôle consiste à limiter les étages et améliorer l'isolation thermique et acoustique.

Dans notre projet les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles préfabriquées sur place disposées suivant le sens de la petite portée.

d) Escaliers

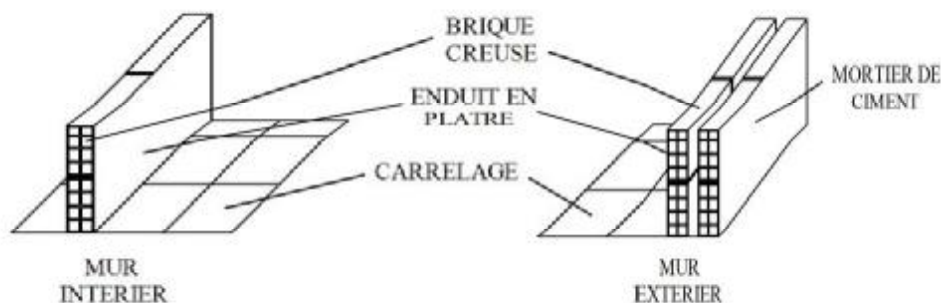
Notre bâtiment est composé de (02) cages d'escalier, une relie tous les différents étages, et l'autre relie l'étage de service.

- Les escaliers d'étages sont composés de deux volées et d'un palier de repos.
- Les escaliers du RDC sont composés de trois volées et de deux paliers de repos.

e) La maçonnerie :

Les murs seront réalisés comme suite :

- **Les murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.
- **Murs intérieurs :** Ils seront réalisés en brique creuses de 10 cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.)



f) Les balcons :

Le bâtiment comporte un seul type de balcon en corps creux.

g) Revêtement :

▪ Revêtement intérieur :

Du plâtre et enduit pour les cloisons, les voiles et les plafonds.

La faïence pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

Le carrelage et les plaintes de recouvrement pour les planchers et les escaliers.

- **Revêtement extérieur :**

Un mortier de ciment pour les murs de façades.

h) Le système de coffrage :

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

Par ailleurs ce type de coffrage offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.

i) Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liege ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

g) Les fondations :

Elles ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elle constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble

I.4. Réglementation :

L'étude se fera en respectant des règlements tel que :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (BAEL 91, modifié en 99), pour présenter les méthodes pratiques du calcul des éléments simples et des structures de base d'un bâtiment en béton armé.
- le règlement parasismique algérien (RPA 99, modifié en 2003)
- Documentation technique réglementaire (DTR).

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés:

I.5.1. Béton :

Le béton est un matériau obtenu par un mélange de sable, gravier et ciment en présence d'eau.

Il est dosé d'une manière à obtenir les quantités requises pour son utilisation.

➤ **La résistance caractéristique du béton à la compression:(B.A.E.L.91 Art 2-1-11)**

Le béton confectionné doit être soumis à un contrôle rigoureux selon les règles B.A.E.L.91 ou définie à 28 jours d'âge.

Pour notre projet, elle est égale $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

avec f_{cj} : la résistance du béton à l'âge de ((j)) jours.

❖ **J < 28**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

❖ **J > 28**

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

Avec f_{cj} : la résistance du béton à l'âge de ((j)) jours.

➤ **La résistance caractéristique du béton à la traction : (B.A.E.L.91 Art2-1-12).**

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte limite du béton :**

❖ **Les états limites :**

On appelle l'état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur. On distingue deux types de l'état limite :

• **1) L'état limite ultimes (E.L.U.) :**

Correspondent à la perte d'équilibre statique et l'effort unitaire de stabilité de forme, surtout à la perte de résistance qui conduit à la ruine de la construction, et les contraintes limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ MPa.} \quad (\text{B.A.E.L. 91 Art4.3.41})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ pour les situations durable.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

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

$\theta=1$ lorsque $t > 24h$.

$\theta=0,9$ lorsque $01h < t < 24h$.

$\theta=0,85$ lorsque $t < 01h$

✓ **diagramme contraintes déformations du béton :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre la figure suivante :

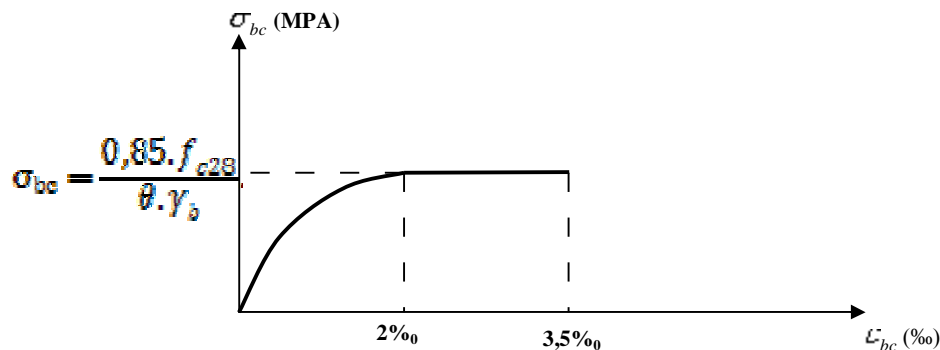


Fig.I.1. Diagramme contrainte-déformation du béton à L'E.L.U

▪ **2) Etat limite de service E.L.S :**

Dont le déplacement compromettrait le bon comportement en service de la construction ou sa stabilité, ces états correspondent en pratique :

- à la valeur limite à la compression du béton.
- à la valeur limite d'ouverture des fissures.
- à la valeur limite des déformations acceptables pour les éléments de la construction.

La contrainte de compression doit être au plus égale à : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

A L'E.L.S : le béton considéré comme élastique et linéaire.

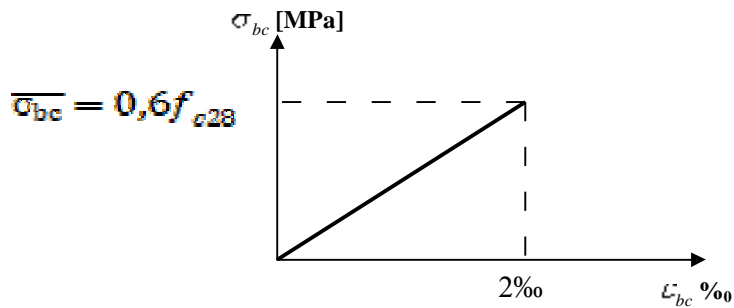


Fig.I.2. Diagramme contrainte-déformation du béton à L'E.L.S.

✓ contraintes tangentes conventionnelles :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\zeta_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée à (L'E.L.S.)

b_0 : Valeur de la largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile.

- Fissuration peut nuisible.

$$\zeta_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{Y_b} ; 5 \text{ MPA} \right)$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\zeta_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{Y_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

A.) Module de déformation longitudinal (Art 2.1.2.-B.A.E.L.91)

A-1. Module de déformation instantané :

Définit pour des contraintes appliquées durant moins de 24 heure et donnée par :

$$E_{tj} = 11000 (f_{ct})^{\frac{1}{3}} \text{ MPA (Art 2.1.21 B.A.E.L.91)}$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPA}$

A-2. Module de déformation différée :

Définie lorsque les contraintes normales sont appliquées pour une longue durée, en tenant compte de retrait et de fluage de béton, il est égale à 1/3 du module de déformation instantané et donnée par :

$$E_{vj} = 3700(f_{c,j})^{\frac{1}{3}} \text{ MPA (Art 2.1.22 B.A.E.L91)}$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow E_v = 10819\text{MPa}$

B.) Le module de déformation transversal :

Le module de déformation transversal noté (G) est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : module du Young.

ν : coefficient de poisson.

- **Le coefficient de poisson : $\ll \nu \gg$**

Il est défini par le rapport :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversal (}\epsilon_t\text{)}}{\text{déformation longitudinal (}\epsilon_l\text{)}}$$

Pour le béton ce coefficient est compris généralement entre 0,15 et 0,30

$\nu = 0,2$: à L'E.L.S.

$\nu = 0$: à L'E.L.U (Art.2.18.B.A.E.L.91)

I.5.2. Aciers :

Les aciers enrobés dans le béton porte le nom d'armatures, les armatures sont disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même –c'est –à-dire les efforts de traction en général, comme elles peuvent être disposées également dans les zones de compression lorsque le béton seul ne peut remplacer ce vide.

Pour la réalisation de cet ouvrage, on a besoin de trois types d'acier.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Fe(MPA) Limite d'élasticité	Résistance à la rupture
En barre	Haute adhérence	HA	400	480
Acier en treillis	Treillis soudés TLE520($\Phi < 6\text{mm}$) ($\Phi = 4\text{mm}$)	TS	520	550

➤ **1) Le module d'élasticité longitudinal de l'acier :**

Quelle que soit le type d'acier on admet généralement $E_s = 2 \times 10^5$ MPA (Art A-2.2 ,1-B.A.E.L91)

Ou $E_s = 2 \times 10^6$ bar avec un coefficient de poisson $\nu = 0,3$

➤ **2) contrainte limite dans les aciers (Art A-4,3.1-B.A.E.L91)**

▪ **Etat limite ultime :**

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : La limite d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier qui est égal à :

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable.

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

✓ **Diagramme contraintes déformation :**

Pour les états limite ultime les contraintes de calcul ($\bar{\sigma}_s$) sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ϵ_s) de l'acier définie par le diagramme suivant .

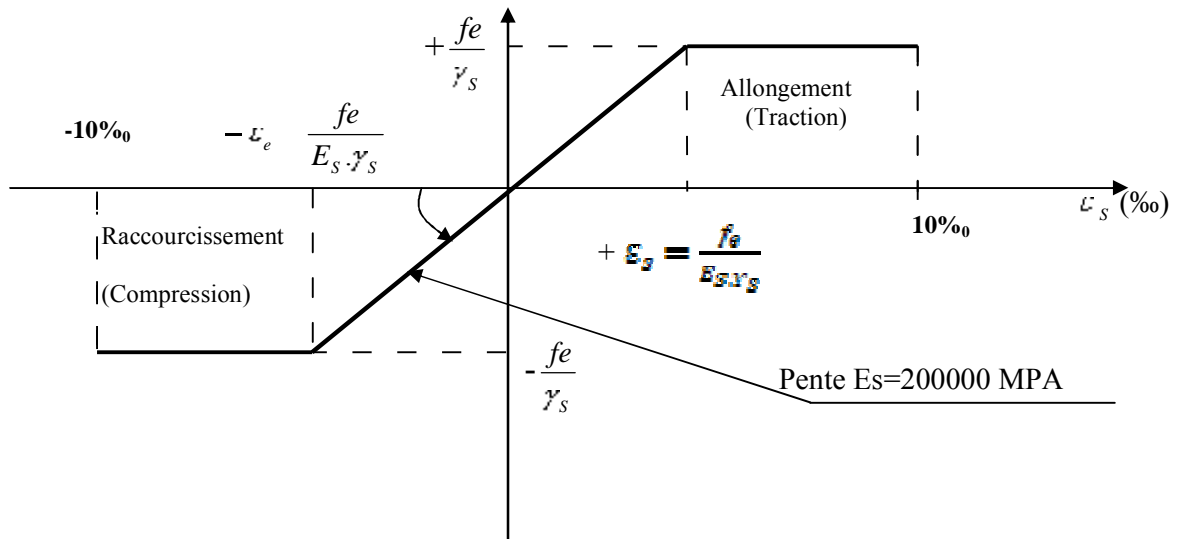


Fig I-3 Diagramme contraintes –déformation dans les aciers

▪ **Etat limite de service :**

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

❖ **Fissuration peu préjudiciable :**

Aucune vérification n'est à effectuer.

❖ **Fissuration préjudiciable :**

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$ MPA (BAEL 91, modifié

99/Art.4.5.33).

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa)

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisse et treillis soudés.

$\eta = 1,3$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi < 6\text{mm}$)

$\eta = 1,6$ pour les aciers de moyenne adhérence ($\Phi > 6\text{mm}$)

❖ Fissuration très préjudiciable :

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité il faut avoir :

Il faut vérifier que : $\overline{\sigma}_{sr} \leq 0.8 \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{f_{tj}}) \right]$ (BAEL 91/Art.4.5.34)

➤ 3) Protection des armatures :(Art A .7-24 B.A.E.L.91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressif, 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 ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphériques très agressives.
- C 3cm : pour les éléments situés au contact d'un liquide (canalisation, réservoirs, tuyaux,)
- C 1cm pour les parois situés dans les locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Introduction :

Après avoir définis les caractéristiques de notre ouvrage nous passons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment.

II-1) les planchers :

Les planchers sont constitués de corps creux, et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé. Les poutrelles seront disposées suivant le sens de la plus petite portée.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1})$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

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

Pour :

$L = 420 - 30 = 390 \text{ m}$ (R.P.A99 révisé en 2003(25X25) cm^2 . (Zone IIa).

$$h_t \geq \frac{390}{22,5} = 17,33 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$

Donc on opte pour un plancher de (16+4) cm.

→ Il sera valable pour tous les planchers.

Soit :

Epaisseur de corps creux =16cm.

Epaisseur de la dalle de compression =4cm.

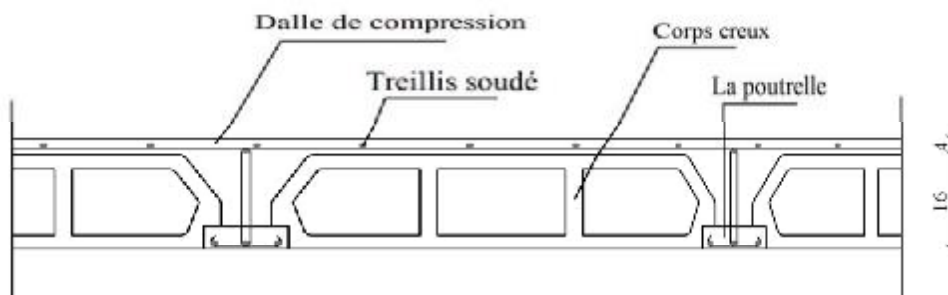


Fig II-1: schéma descriptif d'un plancher

II-2) Les poutres :

Les dimensions des poutres, selon le B.A.E.L.91, seront déterminées par les formules suivantes.

➤ Hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq hp \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

➤ Largeur de la poutre :

$$0,4hp \leq bp \leq 0,7hp$$

Avec :

L_{\max} : longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

hp : hauteur de la poutre.

bp : largeur de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du R.P.A.99 (modifié en 2003).

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

$$h \geq 30\text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{(Selon le RPA 99, modifié 2003/Art.7.5.1)}$$

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

a) Les poutres principales (sens longitudinal) :

Elles sont dans le sens perpendiculaire à celui des poutrelles.

➤ **La hauteur de la poutre h :**

On a : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ Avec : $L_{\max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm}$ (R.P.A99 révisé en 2003)

$(25 \times 25)\text{cm}^2$ (Zone IIa).

D'où :

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \quad \rightarrow \quad 27.67 \text{ cm} \leq h \leq 41\text{cm}$$

On prend : $h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ (condition vérifiée).

➤ **La largeur de la poutre b :**

$$0,4hp \leq b \leq 0,7hp \quad \rightarrow \quad 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$\rightarrow 16 \text{ cm} \leq bp \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$ (Pour des raisons constructives).

$$bp = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \text{ (condition vérifiée.)}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4.0 \text{ (condition vérifiée.)}$$

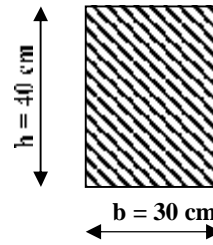


Fig II-2 : Coupe d'une poutre principale.

b) Les poutres secondaires (sens transversal) :

Elles sont dans le sens parallèles à celui des poutrelles.

➤ La hauteur de la poutre h' :

$$\text{On a : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h' \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : $L_{\max} = 420 - 30 \text{ m} = 390 \text{ cm}$ (**R.P.A99 révisé en 2003** $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ (Zone IIa).

D'où :

$$\frac{390}{15} \leq h' \leq \frac{390}{10} \quad \rightarrow \quad 26 \text{ cm} \leq h' \leq 39 \text{ cm}$$

On prend : $h' = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ (condition vérifiée).

➤ La largeur de la poutre b'

$$0,4h' \leq b' \leq 0,7h' \quad \rightarrow \quad 0,4 \times 35 \leq b' \leq 0,7 \times 35$$

$$\rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : $b' = 30 \text{ cm}$ (Pour des raisons constructive).

$$b'p = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{h'}{b'} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4.0 \text{ (condition vérifiée)}$$

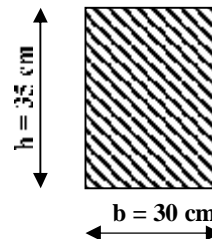


Fig II-2 Coupe d'une poutre secondaire.

Les conditions sont vérifiées, alors on aura des poutres comme suite ;

❖ **Poutres principales (30x40).**

❖ **Poutres secondaires (30x35).**

Et pour des conditions de coffrage, on gardera les mêmes dimensions des poutres principales et secondaires pour tous les niveaux du bâtiment.

II-3) Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé et coulés sur place .Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales .Leur dimensionnement sera conforme au R.P.A 99(Art 7.7.1) qui préconise les conditions suivantes.

$$L \geq 4.a$$

$$a_{\min} \geq 15\text{cm} \text{ avec } a \geq \frac{h_e}{20}$$

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

he : hauteur d'étage.

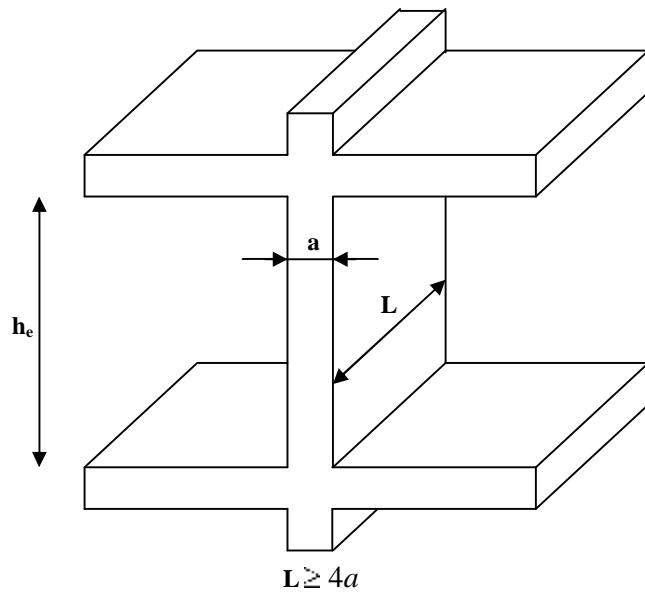


Fig II-4 Coupe d'un voile en élévation

Au niveau de R.D.C.

$h_e = (408-35) = 373\text{cm}$. (35cm hauteur de la poutre).

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{373}{20} = 18.65\text{cm} . \text{ On opte pour une épaisseur } a = 20 \text{ cm} .$$

$$a_{\min} \geq 15\text{cm} \rightarrow 20\text{cm} > 15\text{cm} (\text{Condition vérifiée})$$

$$L \geq 4.a \rightarrow 420\text{cm} > 4 \times 20 = 80\text{cm} (\text{Condition vérifiée})$$

▪ **Au niveau d'étage courant :**

$h_e = (306-35) = 271\text{cm}$. (35cm hauteur de la poutre).

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{271}{20} = 13.55\text{cm} . \text{ On opte pour une épaisseur } a = 20 \text{ cm} .$$

$$a_{\min} \geq 15\text{cm} \rightarrow 20\text{cm} > 15\text{cm} (\text{Condition vérifiée}) .$$

$$L > 4.a \Rightarrow 420\text{cm} > 4 \times 20 = 80\text{cm} (\text{Condition vérifiée})$$

II-4) Les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s

- Le poteau le plus sollicité est le poteau (F3)

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \text{ avec :}$$

S : La section transversale du poteau.

N_s : Effort normal donné la descente des charges.

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte limite de service du béton en compression

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

II-4-1) détermination des charges et surcharges :

II-4-1-1) charges permanentes :

II-4-1-1-A) Les planchers :

➤ **A-1) plancher terrasse inaccessible :**

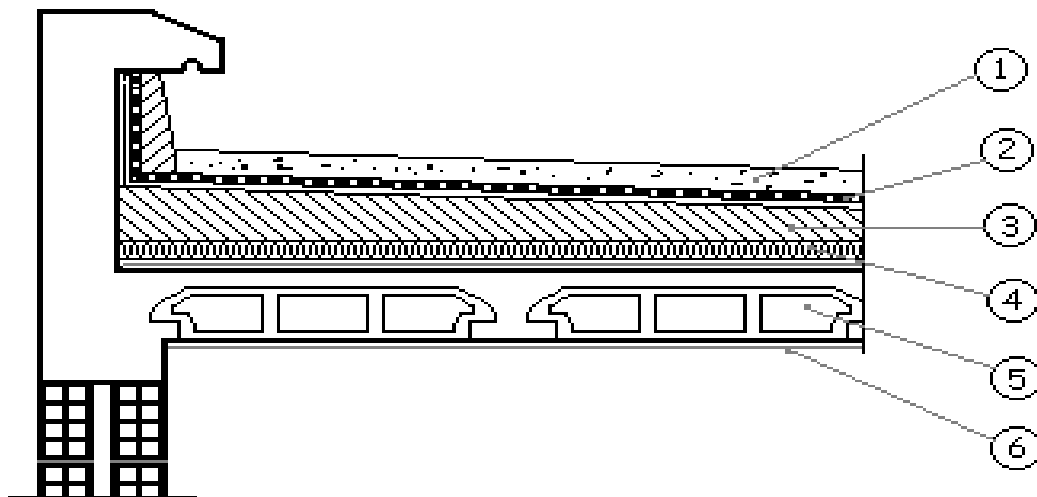


Fig II-5 Coupe d'un plancher terrasse

1) Couche de gravillon roulé	(ep=5cm)	1,00KN/m ²
2) Etanchéité multicouche	(ep=2cm)	0,12KN/m ²
3) Béton en forme de pente 2%	(ep=7cm)	1,54KN/m ²
4) Isolation thermique	(ep=2cm)	0,12KN/m ²
5) plancher en corps creux	(16+4)	2,80KN/m ²
6) enduit sous plafond en plâtre	(ep=2cm)	0,20KN/m ²

Charges permanentes $G_t = 5,83\text{KN/m}^2$

➤ A-2) plancher d'étage courant :

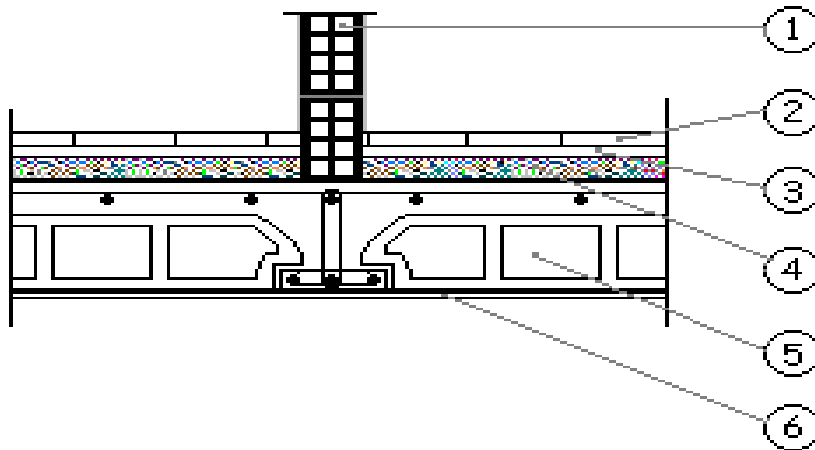


Fig- II-6 Coupe d'un plancher étage

1) Maçonnerie en brique creuse (ep=10cm).....	0,90KN/m ²
2) carrelage (ep=2cm).....	0,40KN/m ²
3) mortier de pose (ep=3cm).....	0,60KN/m ²
4) couche de sable (ep=3cm).....	0,66KN/m ²
5) plancher en corps creux (16+4) cm.....	2,80KN/m ²
6) enduit en plâtre (ep=2cm).....	0,2KN/m ²

Charges permanentes $G_c = 5,56KN/m^2$

II-4-1-1-B) Maçonnerie :

➤ **Murs extérieurs** : C'est une double cloison en briques de 25cm

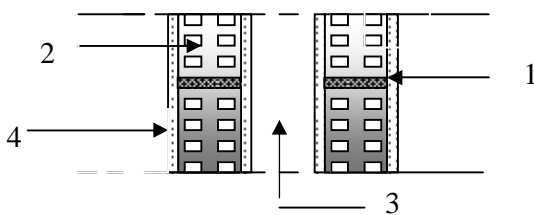


Fig- II-7 Coupe d'un Mur extérieur

1) Enduit en ciment (ep=2cm).....	0,36KN/m ²
2) brique creuse (10+10) cm.....	1,8KN/m ²
3) lame d'air (ep=05cm).....	0,00KN/m ²
4) enduit en plâtre (ep=2cm).....	0,2KN/

Gmur extérieur = 2,36KN/m²

➤ Murs intérieurs

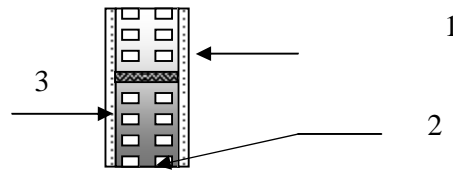


Fig II-8 Coupe d'un Mure intérieure

1) Enduit en plâtre (ep=2cm).....	0,2KN/m ²
2) Brique creuse (ep=10cm).....	0,90KN/m ²
3) Enduit en plâtre (ep=2cm).....	0,2KN/m ²

G mur extérieur = 1,3KN/m²

II-1-1-C) Balcon :

Dans notre projet, on opte les balcons en corps creux.

II-1-1-D) acrotère :

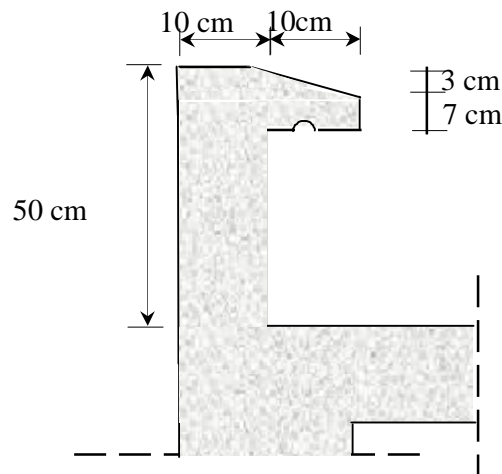


Fig-II-9 Coupe verticale de l'acrotère

$$G = 25 \left[(0,5 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) - \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right] = 1,46 \text{KN/m}^2$$

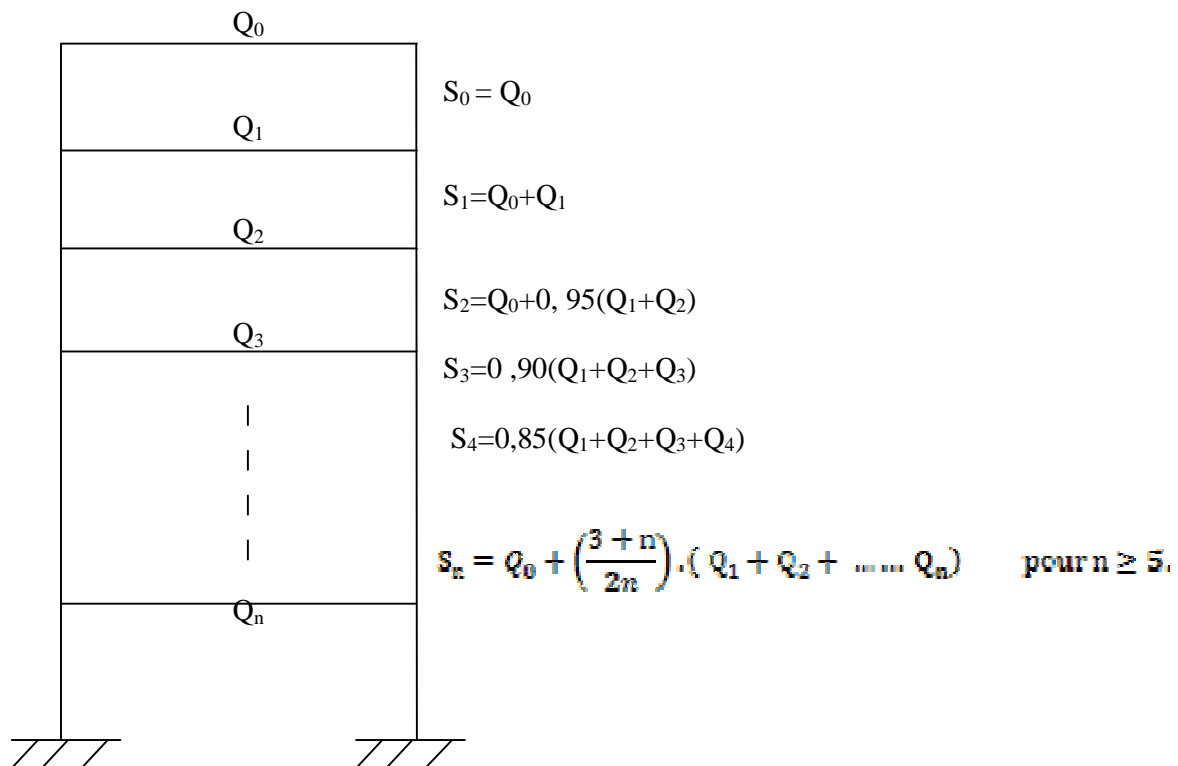
II-4-1-2) Les sur charges d'exploitation:

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

- Plancher terrasse Q =1,00 kN/m²
- Plancher étage courant : à usage d'habitation Q =1,50 kN/m
- Plancher étage de serviceQ=2.5 KN/m²
- Plancher du RDC.....Q=4 kN/m²
- L'acrotère.....Q=1,00 kN/ml
- L'escalier..... Q=2,50 kN/m²
- Balcons..... Q=3,50 kN/m²

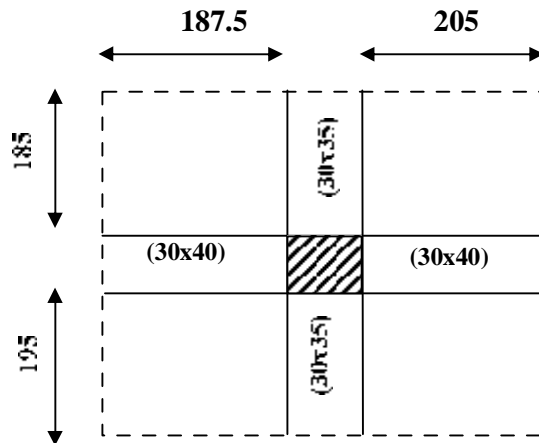
II-4-2) Loi de dégression des charges :

Les règles (B.A.E.L) nous imposent une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanété de chargement sur tous les planchers.



II-4-3) Descente des charges :

La descente des charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité)

❖ **Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :**❖ **Les efforts revenant au poteau le plus sollicité :**

Pour le pré dimensionnement des poteaux on se refera dans un premier temps aux plans d'architecture et aux limites imposées par le **R.P.A99** révisé en 2003 (25×25) cm^2 (Zone IIa).

▪ **La surface du plancher repris par le poteau le plus sollicité :**

$$S = 1.875(1.85 + 1.95) + 2.05(1.85 + 1.95) = 14.915m^2$$

▪ **Charges permanentes :**

- ✓ Poids du plancher terrasse : $G_{pt} = S \times G_t = 14.915 \times 5.83 = 86.954KN$
- ✓ Poids du plancher d'étage courant : $G_{pt} = S \times G_c = 14.915 \times 5.56 = 82.927KN$
- ✓ Poids de la poutre principale : $G_{pp} = (1.875 + 2.05)0.3 \times 0.4 \times 25 = 11.775KN$
- ✓ Poids de la poutre secondaire : $G_{ps} = (1.85 + 1.95)0.3 \times 0.35 \times 25 = 9.975KN$
- ✓ Poids total des poutres : $G_p = G_{pp} + G_{ps} = 11.77 + 9.97 = 21.75KN$
- ✓ Poids du poteau de R.D.C : $G_{pot} = (0.3 \times 0.3)25 \times 4.08 = 9.18KN$
- ✓ Poids du poteau d'étage : $G_{pot} = (0.3 \times 0.3)25 \times 3.06KN = 6.885KN$

▪ Charges d'exploitation selon la loi de dégression :

La surface d'influence : $S_Q = (4.225 - 4.1) - (0.3)^2 = 17.232m^2$

$$S_0 = Q_0 = 17.232 \text{ KN.}$$

$$S_1 = Q_0 + Q_1 = 17.232 + 1, 5(17.232) = 43.08 \text{ KN.}$$

$$S_2 = Q_0 + 0, 95(Q_1 + Q_2) = 66.343 \text{ KN.}$$

$$S_3 = Q_0 + 0, 9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 87.113 \text{ KN.}$$

$$S_4 = Q_0 + 0, 85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 105.206 \text{ KN.}$$

$$S_5 = Q_0 + 0, 8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 120.715 \text{ KN.}$$

$$S_6 = Q_0 + 0, 75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 133.639 \text{ KN.}$$

$$S_7 = Q_0 + 0, 71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 145.788 \text{ KN.}$$

$$S_8 = Q_0 + 0, 68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 171.894 \text{ KN.}$$

$$S_{RDC} = Q_0 + 0, 67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 213.595 \text{ KN.}$$

Avec : Q_0 : Surcharge d'exploitation du plancher terrasse $Q_0 = 11,56 \times 1 = 11,54 \text{ KN.}$

$Q_1 \longrightarrow Q_9$: Surcharge d'exploitation du plancher étage courant et RDC.

Niv	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitations (KN)	Gc+Qc	Sections des poteaux (cm ²)		
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	Gc	Qc		Section calculée	Section minimale (RPA)	Section adoptée
9	86.954	21.75	6.885	115.589	115.589	17.232	132.821	88.55	(25x25)	(30x30)
8	82.927	21.75	6.885	111.562	227.151	43.08	270.231	180.15	(25x25)	(35x35)
7	82.927	21.75	6.885	111.562	338.713	66.343	405.059	270.04	(25x25)	(35x35)
6	82.927	21.75	6.885	111.562	450.275	87.113	537.388	358.26	(25x25)	(35x35)
5	82.927	21.75	6.885	111.562	561.837	105.206	667.043	444.69	(25x25)	(40x40)
4	82.927	21.75	6.885	111.562	673.399	120.715	794.114	529.41	(25x25)	(40x40)
3	82.927	21.75	6.885	111.562	784.961	133.639	918.6	612.41	(25x25)	(40x40)
2	82.927	21.75	6.885	111.562	896.523	145.788	1042.311	694.87	(25x25)	(45x45)
1	82.927	21.75	6.885	111.562	1008.085	171.894	1179.537	786.65	(25x25)	(45x45)
RDC	82.927	21.75	9.18	113.857	1121.942	213.595	1335.537	890.36	(25x25)	(45x45)

Tableau II.1 : Récapitulatif de la descente de charge

Remarque : on a passé de (25 × 25) à une section de (45 × 45) pour deux raisons telle- que :

- 1)-pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres.
- 2)-pour une meilleure disposition des armateurs.

Les sections des poteaux adoptées sont donc :

Niveaux	Sections (cm ²)
9	(30x30)
6,7,8,	(35 x 35)
3,4,5	(40 x 40)
RDC,1,2	(40 x 45)

Tableau II.2 : Sections des poteaux adoptés

II.5.1. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
(35x 35)	$Min (b , h) \geq 25 cm$	$Min (b, h) = 35cm \geq 25cm.$	Condition vérifiée
	$Min (b , h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm < 35cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4.$	Condition vérifiée
(40 x 40)	$Min (b, h) \geq 25 cm$	$Min (b, h) = 40cm > 25cm.$	Condition vérifiée
	$Min (b , h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \leq 40cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4.$	Condition vérifiée
(40 x 45)	$Min (b, h) \geq 25 cm$	$Min (b, h) = 45cm > 25cm.$	Condition vérifiée
	$Min (b , h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4cm < 45cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4.$	Condition vérifiée

Tableau II.3 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99(Art 7.4.1)

II.5.2. Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d’instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l’élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;

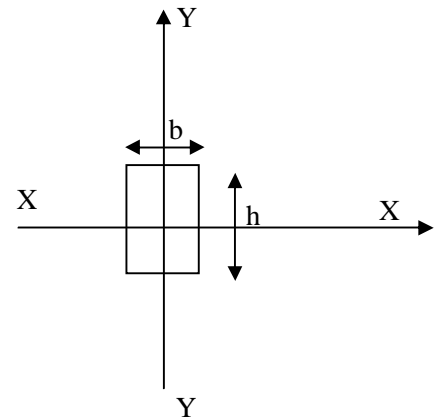
L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$).

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} .$$



- ♦ Poteaux (35 x 35) : $L_0 = 3.06 \text{ m}$. $\Rightarrow \lambda = 21.20 < 50$
- ♦ Poteaux (40 x 40) : $L_0 = 3.06 \text{ m}$. $\Rightarrow \lambda = 18.55 < 50$
- ♦ Poteaux (45 x 45) : $L_0 = 3,74 \text{ m}$. $\Rightarrow \lambda = 21.98 < 50$

Conclusion :

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

Chapitre III

Calcul des éléments

III.1. calcul de L'acrotère :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort G dû à son poids propre, et un effort horizontal Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur

III.1.1. Dimension de l'acrotère :

Hauteur : 50 cm

Epaisseur : 10 cm

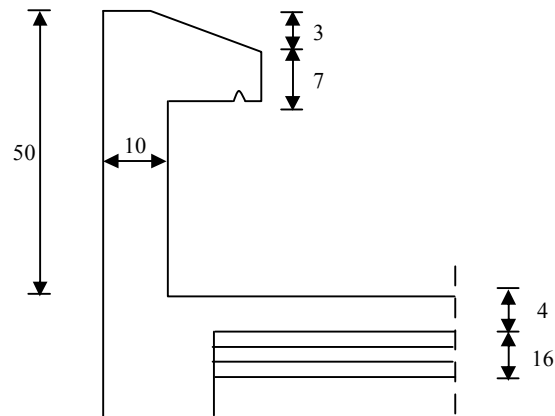


Fig.III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.1.2. Calcul des sollicitations :

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G_{acr} = S_{acr} \times \rho = [(0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - (0.1 \times 0.03) / 2] \times 25 = 1.46 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr} = 1.46 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S_{acr} : Section longitudinale de l'acrotère

- **Surcharge due à la main courante :**

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

- **Effort tranchant :**

$$T_Q = Q \times l = 1 \text{ KN/ml}$$

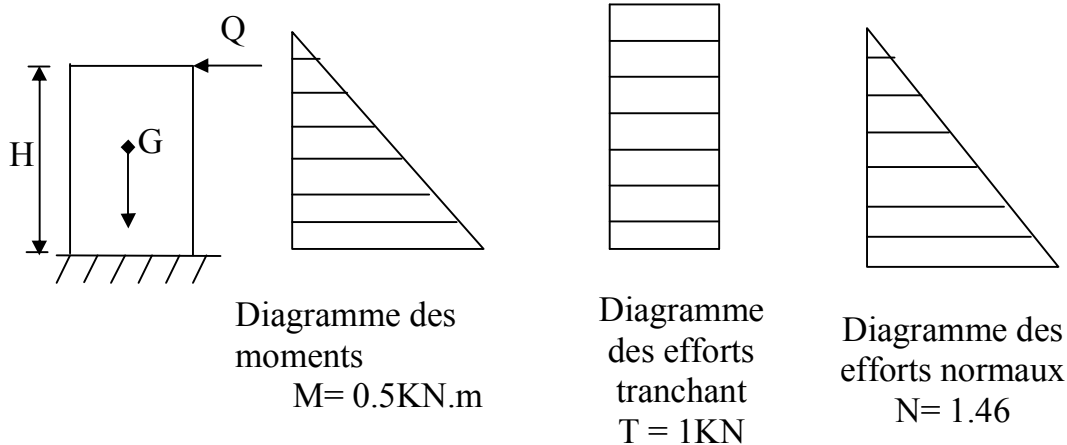
- **Effort normal dû au poids propre G :**

$$N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1.46 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :**

$$M_Q = Q \times l \times H = 1 \times 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$$

• **Diagramme des efforts internes :**



III .1.3. Combinaison de charges :

❖ **A l'ELU :**

- Effort normal de compression dû à G
 $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,46 = 1,97 \text{ kN}$
- Moment de renversement dû à Q
 $M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,5 = 0,75 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant
 $T_u = 1,5 T = 1,5 \text{ kN}$

❖ **A l'ELS :**

- Effort normal de compression $N_s = G = 1,46 \text{ kN}$
- Moment de renversement $M_s = M_Q = 0,5 \text{ kN.m}$
- Effort normal $T_s = T_Q = 1 \text{ kN}$

III.1.4. Ferrailage :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

❖ **L'état limite ultime :**

Avec les paramètres suivants :

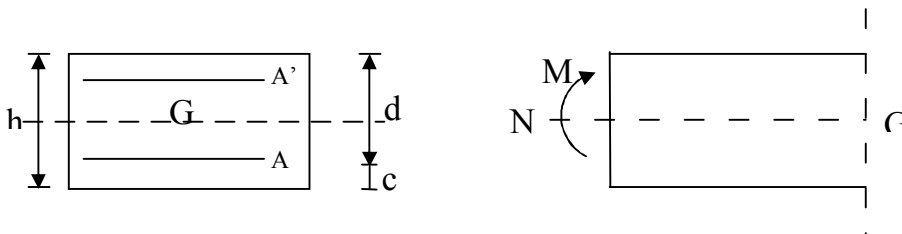
- M_u : moment du a la compression
- N_u : effort de compression
- C_p : Centre de pression
- e_u : Excentricité
- C : l'enrobage qui vaut 2 cm

• $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,97} = 0,381\text{m} = 38,1\text{cm}$

- $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$
- $e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normal.

La section est partiellement comprimée donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f puis passer à la flexion composée d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

Section rectangulaire soumise à la flexion composée :



➤ **Calcul en flexion simple :**

- **Moment fictif :**

$$M_f = M_u \times g \quad \text{avec} \quad g = e_u + h/2 - c$$

Avec : $\left(\frac{h}{2} - c\right)$: distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues

$$M_f = 1.97 \left(0.381 - \frac{0.1}{2} - 0.02\right) = 0.809$$

- Les armatures fictives (flexion simple) :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,809 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 1.42} = 0,008 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{S.SA}$$

$$\mu_b = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996 \text{ (Du tableau)}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{0,809 \times 10^2}{0,996 \times 8 \times 34.8} = 0,291 \text{ cm}^2$$

Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$A_s = 0,291 - \frac{1,97 \times 1000}{348 \times 100} = 0,24 \text{ cm}^2$$

III.1.5. Vérification à l'ELU :**1. Condition de non fragilité : [BAEL 91/A 4 . 2,1]**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,45 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

Avec :

$$e_s = M_s / N_s = 0,5 / 1,46 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35 - 0,45 \times 8}{35 - 0,185 \times 8} \right]$$

$$A_{\min} = 0,93 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A \rightarrow$ la condition de non fragilité n'est pas vérifiée ; alors la section adoptée est la section minimale qui est $A = A_{\min} = 0,93$.

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 2,01/4 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$

2. Vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_v = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b \times d} \quad v_u = 1,5 \text{ kN/ml}$$

$$\tau_v = \frac{1,5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$\tau_v < \bar{\tau}_v$, la condition est vérifiée, alors les

Armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence dans les barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}; \text{ avec } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des armatures}$$

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 < 0,6 = 1,884 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 80 \times 18,84} = 1,10 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \text{ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.}$$

III.1.6. Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme Préjudiciable.

- Vérification dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

On a des aciers I {HA : $\phi \geq 6 \text{ mm}$, FeE400} $\rightarrow \eta = 1,6$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,66 ; 201,633 \} = 201,633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 201,633 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\beta_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \rightarrow \beta_1 = 0,920 \iff K_1 = 47,50$$

$$\sigma_s = \frac{500}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 33,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 33,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- Vérification dans le béton

On doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = k \cdot \sigma_s$$

$$\beta_1 = 0,920 \Rightarrow k_1 = 47,50 \Rightarrow 1/k_1 = 0,021$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 0,021 \times 33,80 = 0,701 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 0,701 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \iff \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification des espacements des armatures :**

Armature verticale : $S_t=25\text{cm}$

$$S_t < \min(2h ; 25\text{cm}) = (2 \times 10, 20)\text{cm} = 20\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armature de répartition : $S_t=25\text{cm}$

$$S_t < \min(3h ; 33\text{cm}) = (3 \times 10, 33)\text{cm} = 30\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.1.7. Vérification de l'acrotère au Séisme :

Le RPA précise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{Art 6, 2,3 PPA99/version2003})$$

Avec :

A: Coefficient de force horizontale pour les éléments secondaires (zone IIa => A=0,15)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,46 KN/ml

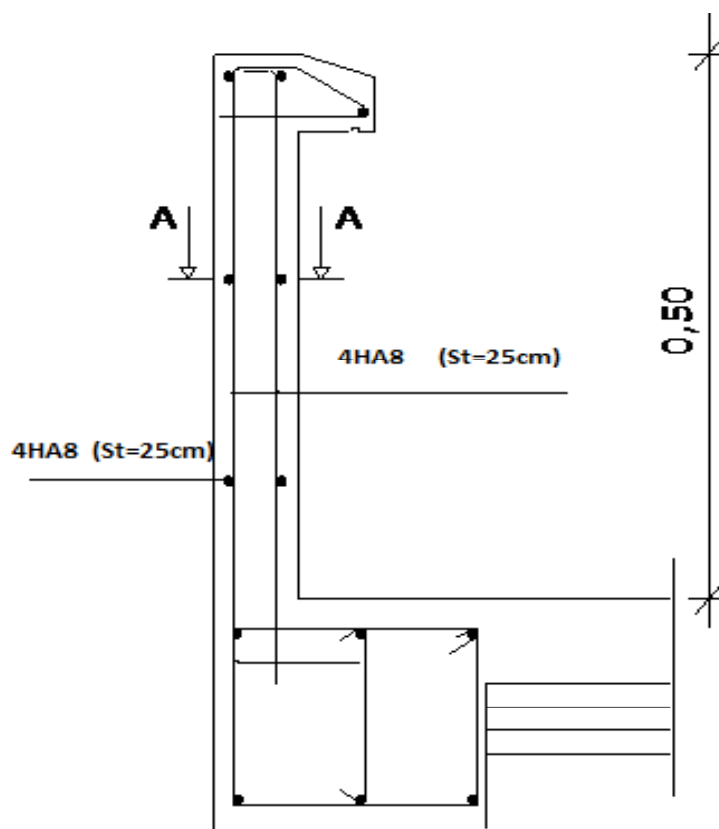
C_p : Facteur de force horizontale variant de 0,3 à 0,8

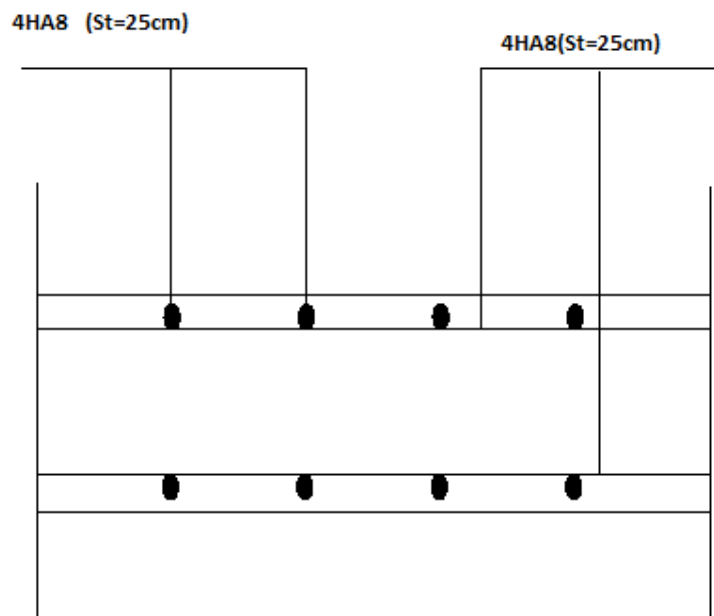
D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,46 = 0,701 \leq Q = 1\text{kN} / \text{ml} \rightarrow \text{vérifiée}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE





Coupe A-A

Fig III.2 Ferrailage de l'acrotère

III-2. Calcul des planchers

Notre structure comporte un plancher à corps creux (16+4) cm dont les poutrelles sont préfabriquées sur le chantier disposées suivant le sens de la petite portée et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour le plancher le plus sollicité, et on appliquera le même ferrailage pour tous les autres planchers.

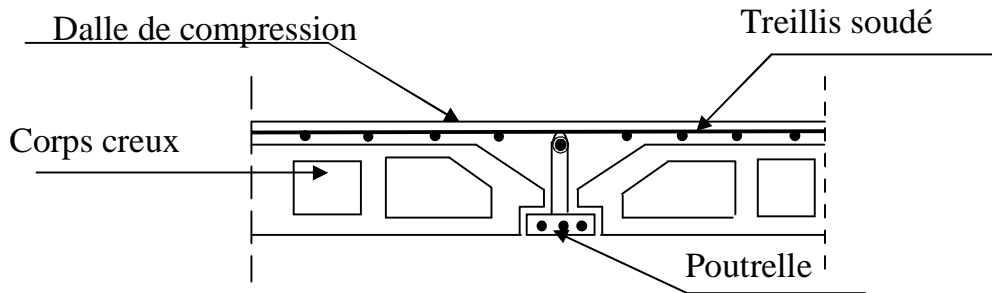


Fig III-2-1: schéma descriptif d'un plancher

III-2.1. Calcul et ferrailage de la dalle de compression : (B.A.E.L 91 Art B.6.8.423)

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de **(4 cm)**. Elle est armée d'un quadrillage de barres constituée d'un nappe de treillis soude dont les dimensions des mailles ne de passe pas :

- 20 cm (5/ m) pour les barres perpendiculaire aux poutrelles
- 33 cm (3/m) pour les barres parallèle aux poutrelles

La largeur de l'hourdis

$50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$ Avec L' : entre axes des poutrelles

$L' = 65\text{ cm.}$

➤ Calcul du ferrailage :

- Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $6\text{Ø}4 = 0,75\text{ cm}^2$

$f_e = 520\text{MPa}$ Avec : TLE 520 ($\text{Ø} < 6\text{cm}$)

Avec : $e = 20\text{ cm.}$

- Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,75}{2} = 0,375\text{cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit $A = 5\phi 4 = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $e = 20 \text{ cm}$.

On opte pour treillis soudé de (4x4x200x200) mm.

III-2-2. Etude des poutrelles :

III-2-2-1-Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier estimé à 100Kg.

- Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 \dots\dots\dots 0.12 \text{ KN/ml}$.
- Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 \dots\dots\dots 0.62 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge due à l'ouvrier : $\dots\dots\dots 1.00 \text{ KN/ml}$.

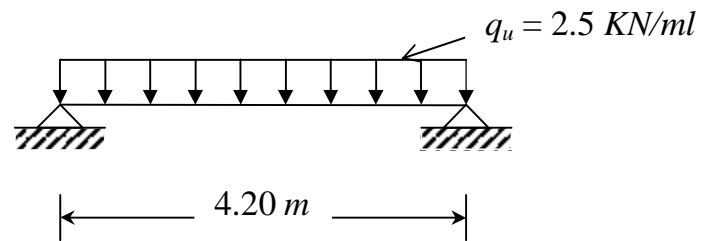
Charge permanente : $G = 0.74 \text{ KN/ml}$.

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

• **Combinaison de charges à L'E.L.U :**

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2.5 \text{ KN/ml}$.



▪ **Moment max:**

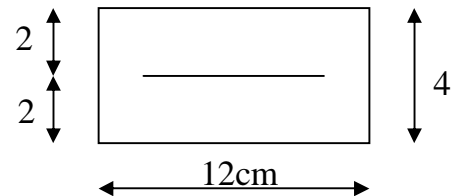
$M_U = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.20)^2}{8} = 5.51 \text{ KN}$

Fig III-2-2: Schéma statique de la poutrelle

▪ **Section d'armatures:**

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$.

Hauteur utile : $d = h - c = 2 \text{ cm}$.



$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}}$, $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\phi \times \gamma_b}$
 $f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 14.2 \text{ MPA}$

$\mu_u = \frac{5.51 \times 10^2}{12 \times 2^2 \times 1.42} \rightarrow \mu_u = 8.08 \gg \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SDA}$.

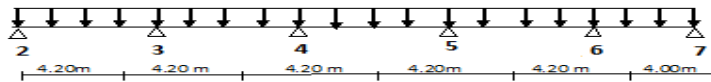
Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles

III-2-2Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis, elle est encastrée partiellement à ses extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher. Pour déterminer les moments en travée aux appuis et les efforts tranchants, le BAEL91 propose les trois méthodes suivantes :

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



➤ **Calcul de la largeur de la table :**

$$b_1 \leq \min \left\langle \frac{L}{10}, \frac{L_0}{2} \right\rangle \quad (\text{B.A.E.L 91 Art A.4.1.3})$$

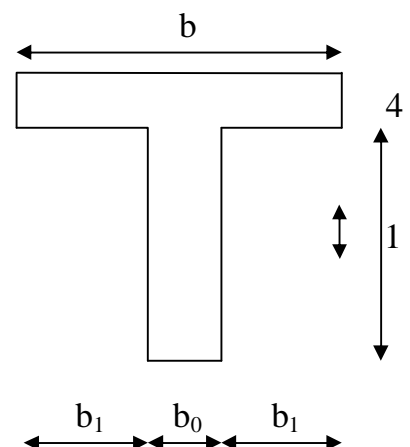
Avec :

L : la portée de la poutrelle

L₀ : la distance entre deux poutrelles voisines.

$$b_1 \leq \min \left\langle \frac{3,8}{10}, \frac{0,65}{2}, \frac{0,12}{2} \right\rangle = 0,265m.$$

$$b = 2b_1 \quad b_0 = 2 \times 0,265 + 0,12 = 0,65m.$$



➤ -Calcul des moments et des efforts tranchants

• -Planche RDC:

-charges et surcharges revenant à la poutrelle :

Charge permanentes :

$$G = 5,56 \times 0,65 = 3,61 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$$

▪ - Combinaison des charges :

à l'E.L.U

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.61 + 1.5 \times 1.625 = 7.31$$

$$q_u = 7,31 \text{ KN/ml}$$

à l'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 3.61 + 1.625 = 5.23$$

$$q_s = 5,23 \text{ KN /ml.}$$

♦ **Méthode de calcul :**

Pour l'évolution des moments fléchissant et des efforts tranchant, on utilisera la méthode forfaitaire.

♦ **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

1. La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ kN} / \text{m}^2)$

G : La sollicitation due aux charges permanentes.

$Q = 1.625 \text{ kN} / \text{m}^2 < \max(3.61 \times 2 ; 5 \times 0.65 \text{ kN} / \text{m}^2) \rightarrow$ Condition vérifiée.

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées

Section constante) \rightarrow Condition vérifiée.

3. La fissuration est non préjudiciable.

4. Le rapport des deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4}{4,20} = 0,95 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{4,20}{4,20} \quad 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{L_5}{L_6} = \frac{4,20}{4} \quad 1,05 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.2-2-1-Calcul à l'E.L.U :

a) Principe de la méthode : (article : B.6.2, 211)

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 .

b) Calcul des efforts internes :

Schéma statique de la poutre continue reposant sur sept appuis

➤ Calcul du rapport des charges α :

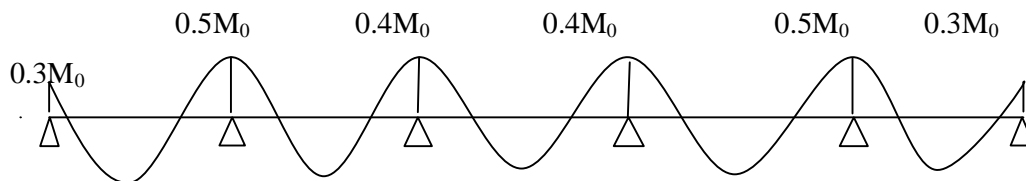
$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.625}{3.61+1.625} = 0.31$$

$$1+0,3\alpha = 1,093.$$

$$\frac{(1-0,3\alpha)}{2} = 0,546.$$

$$\frac{(1,2-0,3\alpha)}{2} = 0,646$$

b-1) Calcul des moments fléchissant :



➤ Calcul des moments isostatiques :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

✓ Pour les travées (2-3) et (3-4) et (4-5) et (5-6) :

$$M_0 = \frac{7.31 \times (4.20)^2}{8} = 16.12 \text{ KN.m}$$

✓ Pour la travée (6-7) :

$$M_0 = \frac{7.31 \times (4)^2}{8} = 14.62 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul les moments aux appuis

$$M_2 = 0,3M_0 = 0,3 \times 16,12 = 4,84 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = 0,5M_0 = 0,5 \times 16,12 = 8,06 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = M_5 = 0,4M_0 = 0,4 \times 16,12 = 6,45 \text{ KN.m.}$$

$$M_6 = 0,5M_0 = \text{Max}(0,5 \times 16,12; 0,5 \times 14,62) = 8,06 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0,3M_0 = 0,3 \times 14,62 = 4,39 \text{ KN.m.}$$

➤ Calcul des moments en travées :

Soit M_0 : La valeur maximale du moment isostatique.

M_t : Le moment maximal en travée considérée.

M_w et M_E : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée qui doivent vérifier les conditions suivantes :

$$✓ M_t \geq \max[1,05M_0; (1 - 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_E}{2}$$

$$✓ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 \text{ Dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

$$✓ M_t \geq \frac{1,2 - 0,3\alpha}{2} \times M_0 \text{ Dans le cas d'une travée de rive.}$$

• Etude des travées de rives (2-3) :

$$M_2 = 4,84 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 8.06 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 16.12 \text{ KN.M}$$

$$\checkmark M_t \geq \max[1.05M_0; (1 - 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \max[1.05 \times 16.12; 1.093 \times 16.12] - \frac{4.84 + 8.06}{2}$$

$$M_t = 11.17 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1.2 - 0.3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t \geq 0.646 \times 16.12 = 10.41 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 10.41 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t = 11.17 \text{ KN.m}$

• **Etude des travées intermédiaires (3-4) :**

$$M_3 = 8.06 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 16.12 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_t \geq \max[1.05M_0; (1 - 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \max[1.05 \times 16.12; 1.093 \times 16.12] - \frac{8.06 + 6.45}{2}$$

$$M_t = 10.36 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t \geq 0.546 \times 16.12 = 8.80 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t = 10.36 \text{ KN.m}$

• **Etude des travées intermédiaires (4-5) :**

$$M_4 = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 16.12 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_t \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \max[1,05 \times 16.12; 1.093 \times 16.12] - \frac{6.45 + 6.45}{2}$$

$$M_t = 11.17 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t \geq 0.546 \times 16.12 = 8.80 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t = 11.17 \text{ KN.m}$

• Etude des travées intermédiaires (5-6) :

$$M_5 = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 8.06 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 16.12 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_t \geq \max[1,05M_0; (1 - 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_W + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \max[1,05 \times 16.12; 1.093 \times 16.12] - \frac{6.46 + 8.06}{2}$$

$$M_t = 10.36 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t \geq 0.545 \times 16.12 = 8.80 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t = 10.36 \text{ KN.m}$

• Etude de la travée de rive (6-7) :

$$M_6 = 8.06 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 4.39 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 14.62 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_t \geq \max[1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_W - M_E}{2}$$

$$M_t \geq \max[1,05 \times 14.62; 1.093 \times 14.62] - \frac{8.06 + 4.39}{2}$$

$$M_t = 9.75 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \quad M_i \geq \frac{1.2 - 0.3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_i \geq 0.646 \times 14.62 = 9.44 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_i = 9.75 \text{ KN.m}$

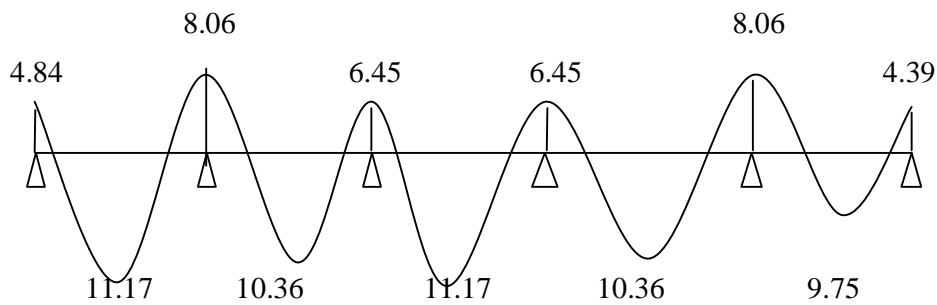


Fig III-2-3 Diagramme des moments fléchissant a L'ELU (KN.m) -

b-2) Calcul des efforts tranchants :

$$V_w = \frac{M_w - M_E}{L} - \frac{q_u \cdot L}{2}$$

$$V_E = \frac{M_w - M_E}{L} + \frac{q_u \cdot L}{2}$$

• Etude de la travée (2-3) :

$$V_2 = \frac{-4.84 + 8.06}{4.20} - \frac{7.31 \times 4.20}{2} = -14.58 \text{ KN.}$$

$$V_3 = \frac{-4.84 + 8.06}{4.20} + \frac{7.31 \times 4.20}{2} = 16.12 \text{ KN.}$$

• Etude de la travée (3-4) :

$$V_3 = \frac{-8.06 - 6.45}{4.2} - \frac{7.31 \times 4.2}{2} = -15.73 \text{ KN.}$$

$$V_4 = \frac{-8.06 + 6.45}{4.2} + \frac{7.31 \times 4.2}{2} = 15 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (4-5) :

$$V_4 = \frac{-6.45 + 6.45}{4.20} - \frac{7.31 \times 4.20}{2} = -15.35 \text{ KN.}$$

$$V_5 = \frac{-6.45 + 6.45}{4.20} + \frac{7.31 \times 4.20}{2} = 15.35 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (E-F) :

$$V_E = \frac{-6.45 + 8.06}{4.20} - \frac{7.31 \times 4.20}{2} = -15 \text{ KN.}$$

$$V_F = \frac{-6.45 + 8.06}{4.20} + \frac{7.31 \times 4.20}{2} = 15.73 \text{ KN}$$

- Etude de la travée (6-7) :

$$V_6 = \frac{-8.06 - 4.39}{4} - \frac{7.31 \times 4}{2} = -12.24 \text{ KN.}$$

$$V_7 = \frac{-8.06 - 4.39}{4} + \frac{7.31 \times 4}{2} = 10.95 \text{ KN.}$$

- Diagramme des efforts tranchant

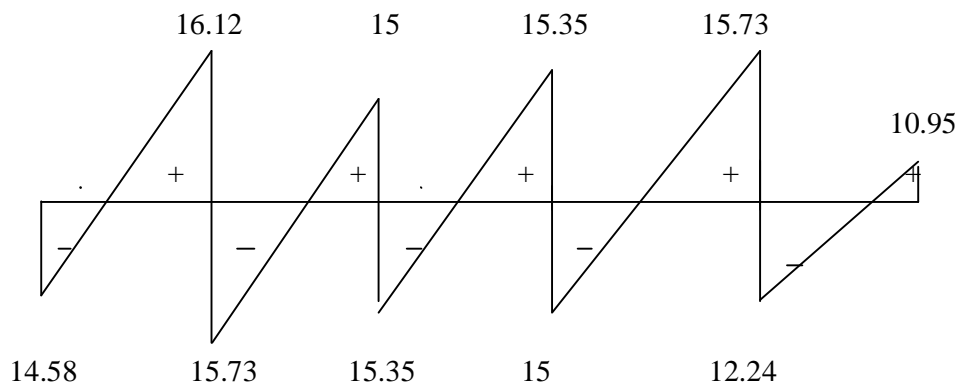


Fig III-2-4 Diagramme des efforts tranchant a L'ELU (KN)

c) Calcul des armatures :

Le ferrailage sera calculé à l'E.L.U avec les moments max en travée et sur appuis.

- En travée :

$$M_U = 11.17 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} (d - 0,5h_0) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 (0,18 - 0,5 \times 0,04) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_t \gg M_u \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

On aura à calculer une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,17 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1,42} = 0,037$$

$$\mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,037 \rightarrow \beta = 0,9815.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,17 \times 10^2}{0,9815 \times 18 \times 34,8} = 1,82 \text{ cm}^2.$$

On adopte 3HA10 = 2,36 cm².

▪ **Aux appuis :**

$$M_a = 8,06 \text{ KN.m.}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire.

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,06 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1,42} = 0,027$$

$$\mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,027 \rightarrow \beta = 0,9865.$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,06 \times 10^2}{0,9865 \times 18 \times 34,8} = 1,30 \text{ cm}^2.$$



On adopte comme chapeau 1HA14 = 1,54 cm².

▪ **Calcul les armatures transversales :**(article : A.7.2, 2 B.A.E.L 91)

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutrelle est donnée par :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle (h=20cm).

b_0 : Largeur de l'âme ($b_0=12\text{cm}$).

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_l = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,6\right) = 0,57\text{cm}.$$

On adopte un étrier de $\phi 8$

- **Calcul des espacements** : (article : A.5.1.22 B.A.E.L 91)

L'espacement S_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme doit

Satisfaire la condition suivante : $S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} = 16,2\text{cm}$.

On adopte un espacement : $S_t = 15\text{ cm}$.

III-2-2-2-2) Vérifications à l'E.L.U :

- **Condition de non fragilité** : (article : A.4.2,1 B.A.E.L 91)

✓ **En travées :**

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

$A_t = 2,35\text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41\text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0,23b_0d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

$A_a = 1,54\text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification au cisaillement** : (article : A.5.1,1 B.A.E.L 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u.$$

Avec la fissuration est peu préjudiciable.

$$\text{On à : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{16,12 \times 10^3}{120 \times 180} = 1,68\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la contrainte d'adhérence :** (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{16.12 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 12} = 2.64 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} \quad 2.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad 3.15 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant sur le béton :** (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 25 \times 10^3 = 129.76 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.76 \text{ KN}$$

✓ **Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 14.58 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

✓ **Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 16.12 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$

✓ **Appuis de rive :**

$$A = 1.54 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(14.58 + \frac{4.84}{0.9 \times 0.18} \right) = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.54 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

✓ **Appuis intermédiaires :**

$$A = 1.54 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(16.12 + \frac{8.06}{0.9 \times 0.18} \right) = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.54 \text{ cm}^2 \geq 1.52 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

▪ **Calcul des scellements droits :** (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s \geq \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

▪ **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

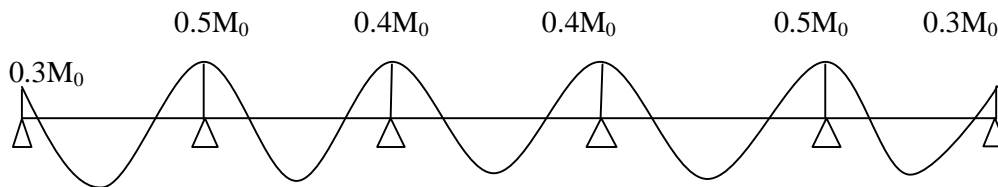
On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0.9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{16.12 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 0.83 \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

III-2-2-2-3) Calcul à l'E L S :

a) Calcul des moments fléchissant :



➤ **Calcul des moments isostatiques :**

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

✓ **Pour les travées (2-3) et (3-4) et (4-5) et (5-6) :**

$$M_0 = \frac{5.23 \times (4.20)^2}{8} = 11.53 \text{ KN.m}$$

✓ **Pour la travée (6-7) :**

$$M_0 = \frac{5.23 \times (4)^2}{8} = 10.46 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul les moments aux appuis**

$$M_2 = 0.3M_0 = 0.3 \times 11.53 = 3.46 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.5M_0 = 0.5 \times 11.53 = 5.77 \text{ KN.m}$$

$$M_4 - M_5 = 0,4M_0 = 0,4 \times 11,53 = 4,61 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,5M_0 = \text{Max}(0,5 \times 11,53; 0,5 \times 10,46) = 5,77 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0,3M_0 = 0,3 \times 10,46 = 3,14 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

• **Etude des travées de rives (2-3) :**

$$M_2 = 3,46 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 5,77 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 11,53 \text{ KN.M}$$

$$\checkmark M_t \geq \max[1,05M_0; (1 - 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \max[1,05 \times 11,53; 1,093 \times 11,53] - \frac{3,46 + 5,77}{2}$$

$$M_t \geq 8 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1,2 - 0,3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t \geq 0,646 \times 11,53 = 7,45 \text{ m}$$

$$M_t \geq 7,45 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t = 8 \text{ KN.m}$

▪ **Etude des travées intermédiaires (3-4) :**

$$M_3 = 5,77 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 4,61 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 11,53 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_t \geq \max[1,05M_0; (1 - 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \max[1,05 \times 11,53; 1,093 \times 11,53] - \frac{5,77 + 4,61}{2}$$

$$M_t \geq 7,41 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1 - 0,3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t \geq 0,546 \times 11,53 = 5,26 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t = 7.41KN.m$

• Etude des travées intermédiaires (4-5) :

$$M_4 = 4.61KN.m$$

$$M_5 = 4.61KN.m$$

$$M_0 = 11.53KN.m$$

$$\checkmark M_t \geq \max[1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_W - M_E}{2}$$

$$M_t \geq \max[1,05 \times 11.53; 1.093 \times 11.53] - \frac{4.61 - 4.61}{2}$$

$$M_t \geq 8KN.m$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t \geq 0.546 \times 11.53 = 6.30KN.m$$

On prend : $M_t = 8KN.m$

• Etude des travées intermédiaires (5-6) :

$$M_5 = 4.61KN.m$$

$$M_6 = 5.77KN.m$$

$$M_0 = 11.53KN.m$$

$$\checkmark M_t \geq \max[1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_W - M_E}{2}$$

$$M_t \geq \max[1,05 \times 11.53; 1.093 \times 11.53] - \frac{4.61 - 5.77}{2}$$

$$M_t \geq 7.41KN.m$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t \geq 0.545 \times 11.53 = 6.28KN.m$$

On prend : $M_t = 7.41KN.m$

• Etude de la travée de rive (6-7) :

$$M_6 = 5.77KN.m$$

$$M_7 = 3.14KN.m$$

$$M_0 = 10.46 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_t \geq \max[1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w - M_E}{2}$$

$$M_t \geq \max[1,05 \times 10.46; 1.093 \times 10.46] - \frac{5.77 + 3.14}{2}$$

$$M_t \geq 6.98 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1,2 - 0,3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t \geq 0.646 \times 10.46 = 6.76 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t = 6.98 \text{ KN.m}$

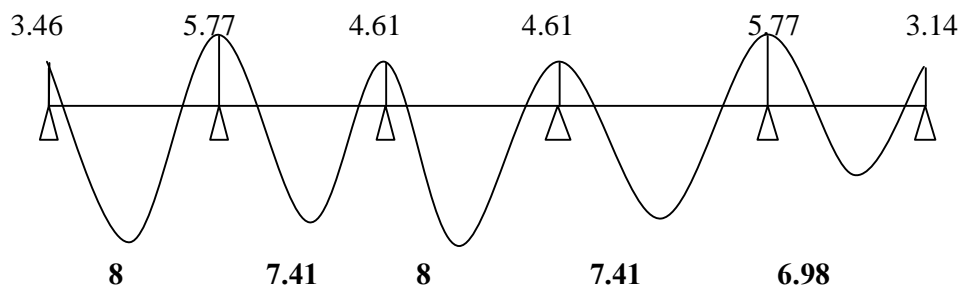


Fig III-2-5 Diagramme des moments fléchissant a L'ELS (KN.m) -

b) Calcul des efforts tranchants :

$$V_w = \frac{M_w - M_E}{L} - \frac{q_u \cdot L}{2}$$

$$V_E = \frac{M_w + M_E}{L} - \frac{q_u \cdot L}{2}$$

• Etude de la travée (2-3) :

$$V_2 = \frac{-3.46 + 5.77}{4.20} - \frac{5.23 \times 4.20}{2} = -10.43 \text{ KN.}$$

$$V_3 = \frac{-3.46 - 5.77}{4.20} + \frac{5.23 \times 4.20}{2} = 11.53 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (3-4) :

$$V_3 = \frac{-5.77 - 4.61}{4.2} - \frac{5.23 \times 4.2}{2} = -11.26 \text{ KN.}$$

$$V_4 = \frac{-5.77 - 4.61}{4.2} + \frac{5.23 \times 4.2}{2} = 10.71 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (4-5) :

$$V_4 = \frac{-4.61 - 4.61}{4.20} - \frac{5.23 \times 4.20}{2} = -10.98 \text{ KN.}$$

$$V_5 = \frac{-4.61 - 4.61}{4.20} + \frac{5.23 \times 4.20}{2} = 10.98 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (5-6) :

$$V_5 = \frac{-4.61 - 5.77}{4.20} - \frac{5.23 \times 4.20}{2} = -10.71 \text{ KN.}$$

$$V_6 = \frac{-4.61 + 5.77}{4.20} + \frac{5.23 \times 4.20}{2} = 11.26 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (6-7) :

$$V_6 = \frac{-5.77 + 3.14}{4} - \frac{5.23 \times 4}{2} = -11.12 \text{ KN.}$$

$$V_7 = \frac{-5.77 - 3.14}{4} + \frac{5.23 \times 4}{2} = 9.80 \text{ KN.}$$

- Diagramme des efforts tranchant :

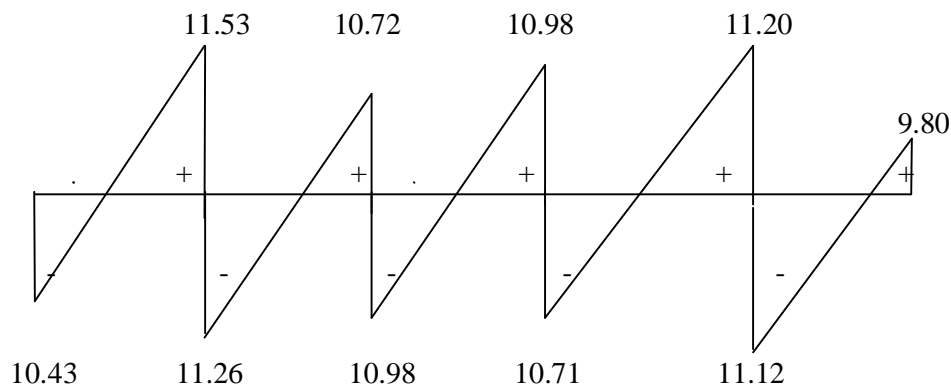


Fig III-2-6 : Diagramme des efforts tranchant a L'ELS (KN)

III-2-2-2-4) Vérification à l'E.L.S :

- Vérification de la résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- ✓ Aux appuis :

$$M_s = 5,77 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$\beta_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,54}{12 \times 18} = 0,71 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,879 \\ K_1 = 26,32 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5,77 \times 10^6}{0,879 \times 180 \times 1,54 \times 10^2} = 236,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{236,81}{26,32} = 9 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ En travées :

$$M_s = 7,41 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\beta_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,856 \\ K_1 = 19,72 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{7,41 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 204,65 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{204,65}{19,72} = 10,38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

- Vérification de la flèche :(ART/ B.6.8 ,424 BAEL) :

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que les trois formules soient vérifiées.

$$1) \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$2) \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

M_t : moment fléchissant maximal en travée.

M_0 : moment isostatique.

L : la portée libre de la poutre.

ht : hauteur de plancher (dalle de compression comprise)

$$\frac{20}{420} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{9.93}{13.69} \rightarrow 0.047 \leq 0.072 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{20}{420} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.047 \leq 0.062 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{2.35}{12 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.011 \geq 0.010 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

➤ Calcul de la flèche :

$$f - \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} - \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865 \text{ MPa}$)

I_{fv} : Inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} Est donné par la formule suivante $I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot u \cdot \lambda_v}$.

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

$u = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$; Si la valeur de u résultant de cette expression est positive et zéro dans le cas contraire.

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section

utile de la nervure $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$.

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 - \frac{3b_0}{b}\right) \cdot \rho}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} \left(Y_1 + \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(Y_2 - C)^2$$

La position de l'axe neutre :

$$S_{xx} = b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + (15 \cdot A_r \cdot d) = 12 \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18)$$

$$S_{xx} = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \cdot h) - (b - b_0) \cdot h_0 - (15 \cdot A_r) = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 - (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,10 \text{ cm}.$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{ cm}.$$

A.N :

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,10^3 + 12,90^3) + (65 - 12) 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,90 - 2)^2$$

$$I_0 = 15570,34 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0109 \quad \rho_1 = \frac{100 A_r}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{65 \times 18} = 0,201 \Rightarrow \rho_1 = 0,9275$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\rho_1 \cdot d \cdot A} = \frac{7,41 \times 10^6}{0,9275 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 188,87 \text{ MPa}.$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 188,87 \times 2,1} = 0,65$$

Donc on doit calculer $\hat{\lambda}_v$:

$$\hat{\lambda}_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0109} = 1,508.$$

$$f = \frac{7.41 \times 10^2 \times 420^2}{10 \times 1081.886 \times 15340.93} = 0.79cm$$

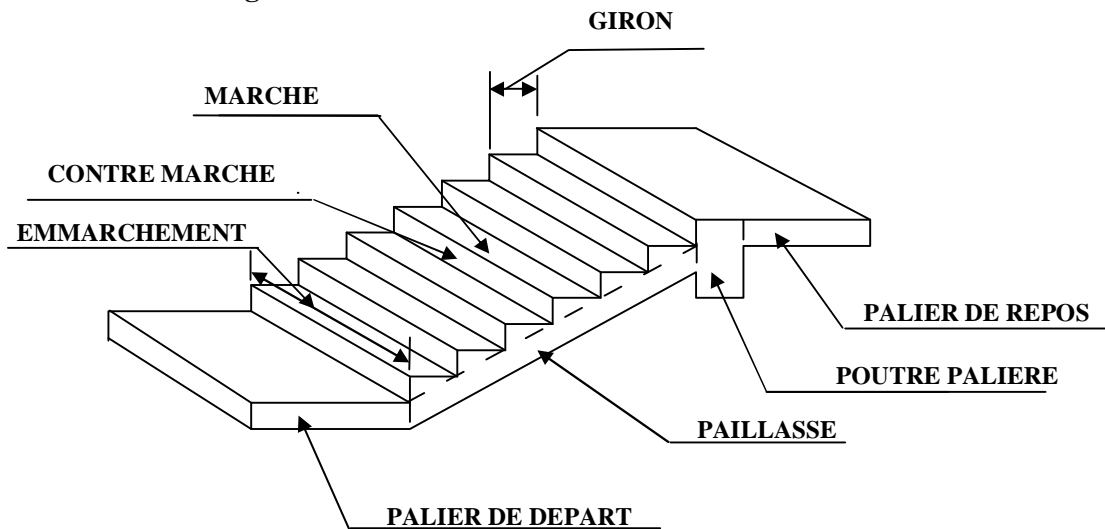
$$\bar{f} = \frac{420}{500} = 0.84cm \qquad f = 0.79cm \approx \bar{f} = 0.84cm$$

III -3 Calcul des escaliers :

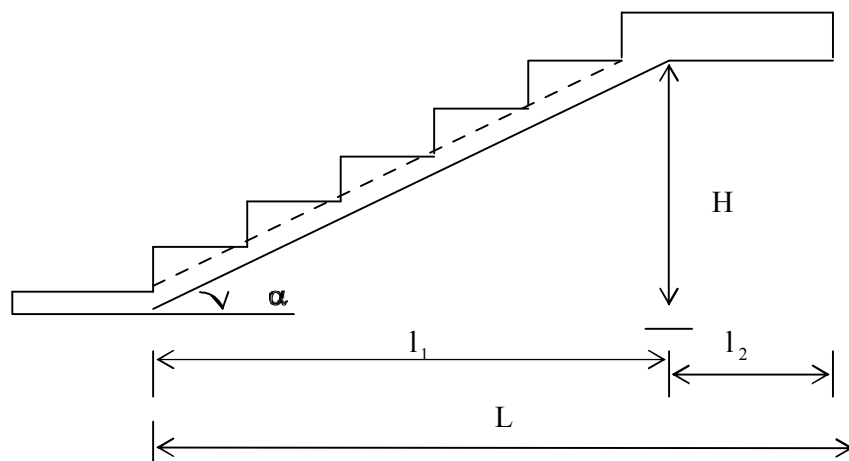
III.3.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier :

III.3.1.1 Terminologie :



- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier



Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III.3.1.2 Les différents types d'escaliers

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le coté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure III.1.a. Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure III.1.b donne quelques exemples.

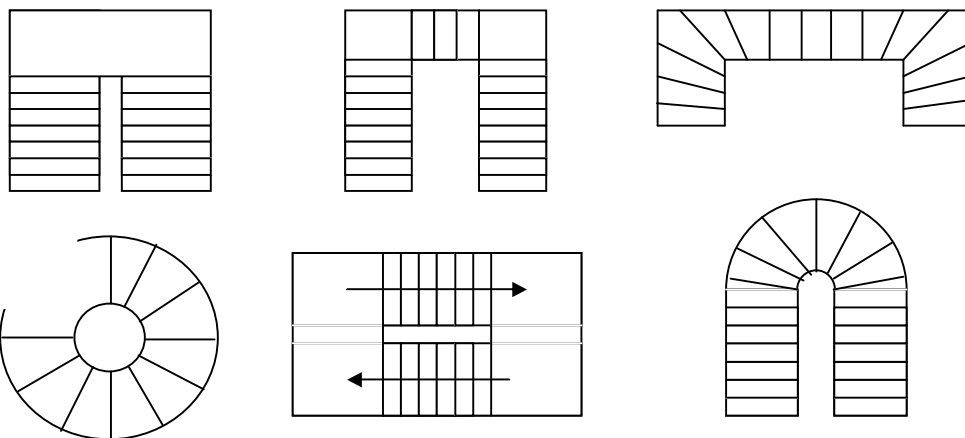


Fig.III.3.a

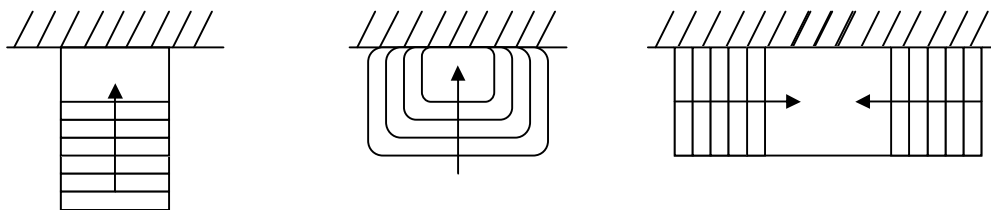


Fig.III.3.b

III.3.1.3 Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette si nécessité il y a.

- h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)
- g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

L'embranchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2 m, les escaliers de service : 0,70 à 0,90, les descentes de caves : 1 m.

Un collet de 10 cm est normal, 6 cm est le minimum.

Le calcul d'un escalier est très simple. Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre $n = H/h$ n'est pas, en général, un nombre entier ; On prendra l'entier n'

Immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n' marches de hauteur : H/n' .

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g (n' - 1)$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

III-3-2. Pré dimensionnement de l'escalier :

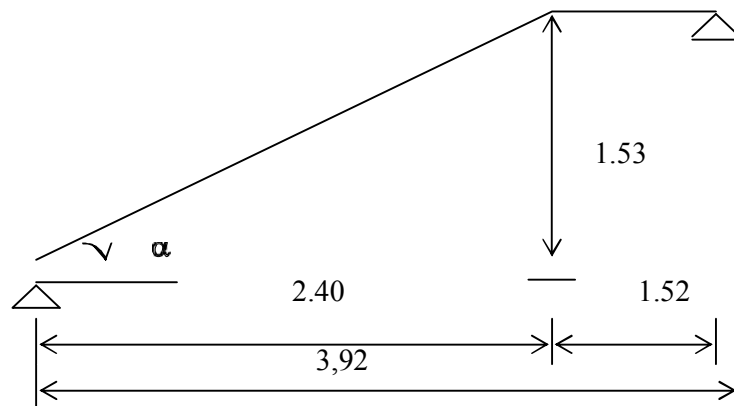


Fig III-3-1 Schéma statique

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.

Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

et $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

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

Le nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h}$$

Le nombre de marches :

$$m = n - 1$$

le rapport $(r = \frac{h}{g})$ est appelé raideur de l'escalier .

L'embranchement doit être ≥ 1.20 m

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 \geq 1.10 \text{ ou } l_2 \geq 3.g$$

Application :

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

$$60 \leq g - 2h \leq 66$$

$$60 \leq g + (2 \times 17) \leq 66$$

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

L'embranchement est de 1.52 m \geq 1.20m.....la condition est vérifiée.

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 = 1.52 \geq 1.10 \dots\dots\dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

III-3-2-1. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

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

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$L_0 = \frac{240}{\cos \alpha} + 152 = 436,62 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\rightarrow \frac{436,62}{30} \leq e_p \leq \frac{436,62}{20}$$

$$14,55 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,83 \text{ cm} \quad \text{on opte pour : } e_p = 17 \text{ cm}$$

III-3-3. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'embranchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

- **Charges permanentes :**

- **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,17}{\cos(32,52)} \dots\dots\dots = 5,04 \text{ kN/ml}$

- Poids de la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 2,12 \text{ kN/ml}$

$$G_{\text{volé}} = 7.16 \text{ kN/ml}$$

- Poids des revêtements

- -Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$

- -Mortier : $0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$

- Poids du garde du corps : $0,2 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = \underline{0,20} \text{ kN/ml}$

➤ **Palier :**

Poids propre du palier : $25 \times 0,17 \times 1 = 4,25 \text{ KN/ml}$
 Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : $0,44 + 0,44(0,02 \times 18 \times 1) + (0,015 \times 0,36) = 1,245 \text{ KN/ml}$
 La charge totale du palier : $4,25 + 1,245 = 5,50 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $(1,80 + 0,36 + 0,36) \times (1,53 - 0,17) = 3,43 \text{ KN/ml}$

• **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est :
 $Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

▪ **Combinaison des charges et surcharges :**

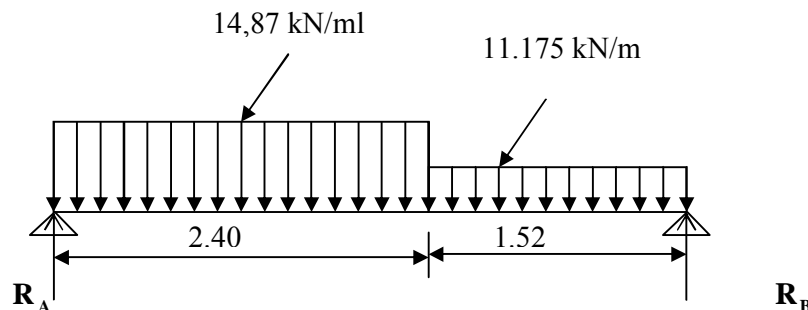
- **Etat limite ultime : ELU**

$q_{u \text{ volée}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,24 + 1,5 \times 2,5 = 14,87 \text{ KN/ml}$
 $q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,50 + 1,5 \times 2,5 = 11,175 \text{ KN/ml}$

- **Etat limite de service : ELS**

$q_{s \text{ volée}} = G + Q = 8,24 + 2,5 = 10,74 \text{ KN/ml}$
 $q_{s \text{ palier}} = G + Q = 5,50 + 2,5 = 8 \text{ KN/ml}$

III-3-4. Efforts internes :



III-3-4-1. Etat limite ultime :

- **Calcul des réactions d'appuis :**

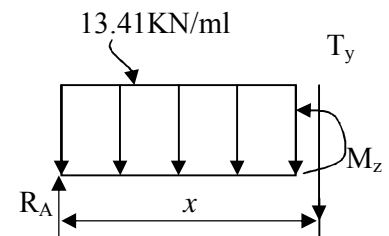
$R_A + R_B = 52,66 \text{ KN}$
 $R_A = 28,04 \text{ KN}$
 $R_B = 24,62 \text{ KN}$

- **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$T_y = -14,871x + 28,04 \rightarrow \begin{cases} T_y = +28,04 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -7,65 \text{ KN} & \text{pour } x = 2,40 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -14,87 \frac{x^2}{2} + 28,04x \rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 24,47 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2,40 \text{ m} \end{cases}$$



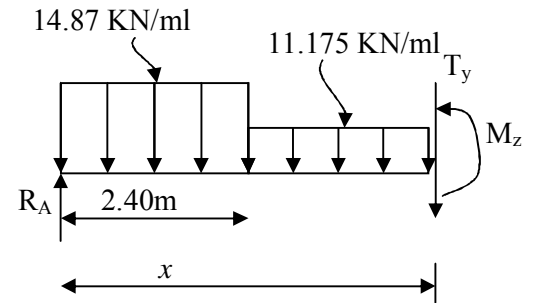
2^{ème} tronçon : $2,40\text{m} \leq x \leq 3,92\text{m}$:

$$T_y = 28,04 - 14,87 \times 2,4 - 11,175(x - 2,4)$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_y = -7,65 \text{ KN} & \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ T_y = -24,63 \text{ KN} & \text{pour } x = 3,90\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 28,04x - 14,87 \times 2,4 \left(x - \frac{2,4}{2}\right) - 11,175 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z = 24,47 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ M_z = 0 & \text{pour } x = 3,92\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = 28,04 - 14,87 \times 2,4 - 11,175(x - 2,4) = 0$$

$$\rightarrow x = 1,72\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,72\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{\max} = 28,04 \times 1,72 - 14,87 \times 2,4 \left(1,72 - \frac{2,4}{2}\right) - 11,175 \frac{(1,72 - 2,4)^2}{2}$$

$$M_z^{\max} = 27,08 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -8,12 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 23 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

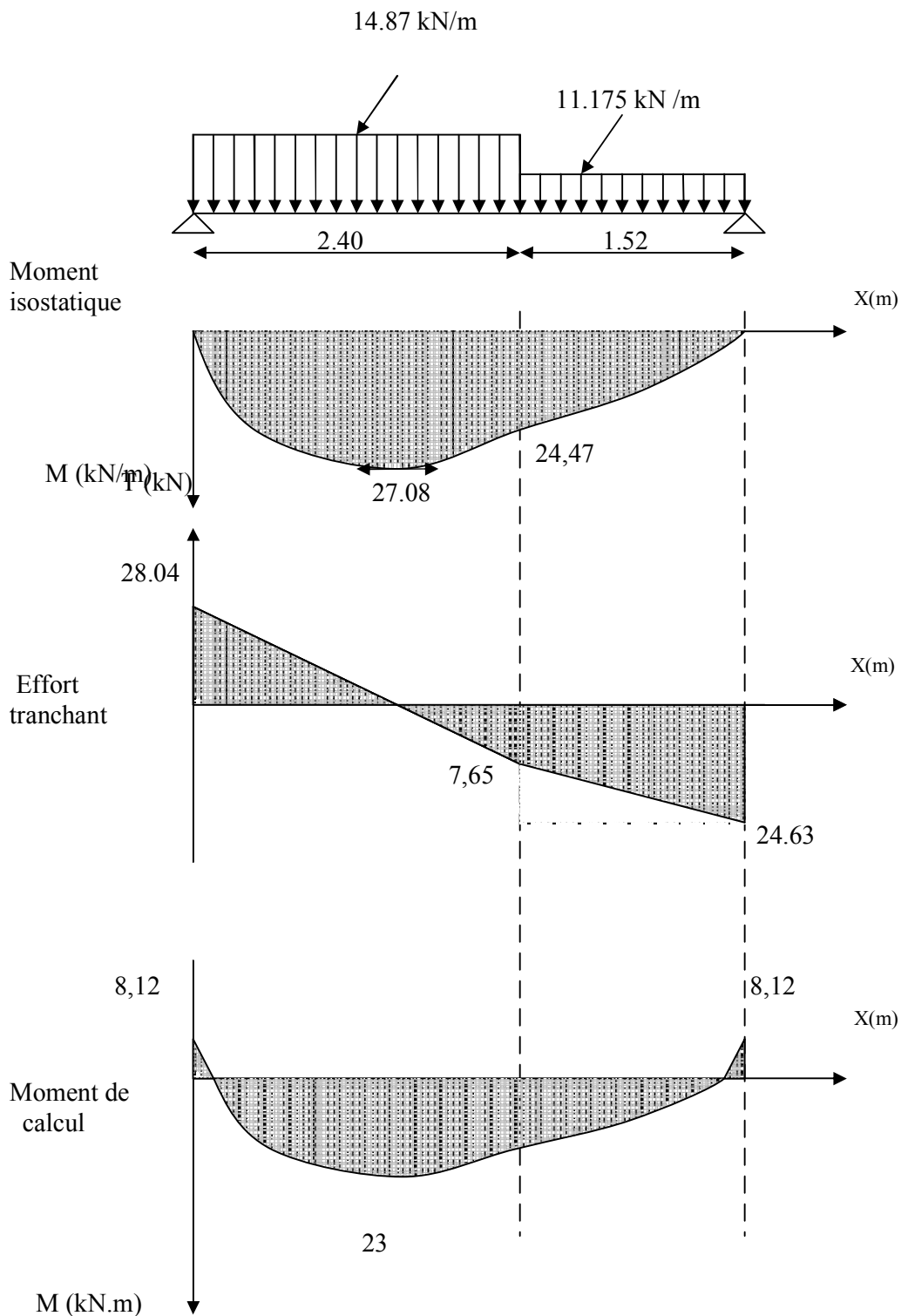


Fig III-3-2 Diagramme des efforts a L'ELU

- Calcul des armatures:

❖ **Aux appuis :**

$$M_u = 8,12 \text{ KN.m}$$

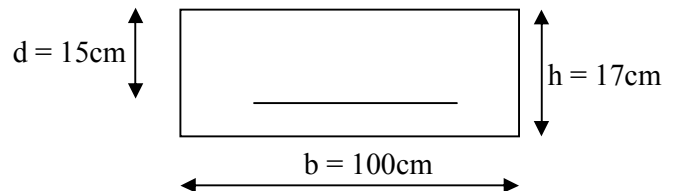
• **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,12 \times 10^2}{100 \times 15^2 \times 1,42} \quad 0,025 < \mu_r = 0,392$$

→ la section est simplement armée (S.S.A)

$$f_{t_a} = 0,025 \rightarrow \beta_u = 0,9875$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,12 \times 10^2}{0,9875 \times 15 \times 34,8} = 1,58 \text{ cm}^2$$



On opte pour : 4HA10/ml ($A_a = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 30 \text{ cm}$.

❖ **En travées :**

$$M_t = 23 \text{ KN.m}$$

▪ **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23 \times 10^2}{100 \times 15^2 \times 1,42} \quad 0,072 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,072 \rightarrow \beta_u = 0,963$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23 \times 10^2}{0,963 \times 15 \times 34,8} = 3,63 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10/ml ($A_{rt} = 3,14 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 30 \text{ cm}$.

III-3-4-1-1. Vérification à l'ELU :

• **Condition de non fragilité :** [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

- En travées : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

• **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 30\text{cm}$
 - En travées : $e = 20\text{cm}$ } $< \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée.

- **Armatures de répartition :**

- Aux appuis : $e = 30\text{cm}$
 - En travées : $e = 30\text{cm}$ } $< \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée.

• **Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_u^{\max} = 28,04\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{28,04 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,19\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3,25\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,19\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée.

• **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :(BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,04 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,40} = 1,10\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1,10\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée.

• **Ancrage des armatures aux appuis :**

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

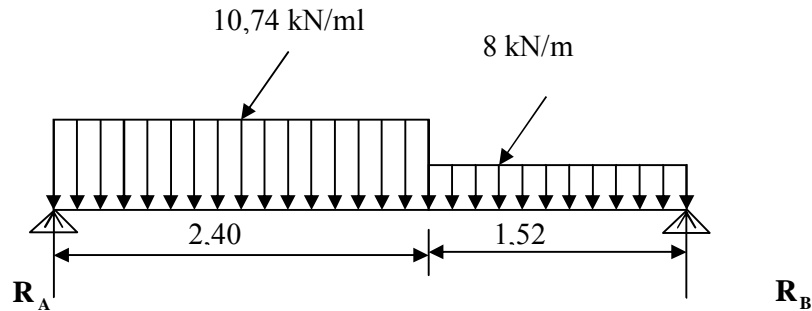
$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32\text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal

dont la longueur d'ancrage est fixée à 0,4 L_s

$$L_c = L_s \times 0,4 = 42,32 \times 0,4 = 17 \text{ cm}$$

III-3-4-2. Etat limite de service :



- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 37,94 \text{ KN}$$

$$R_A = 20,25 \text{ KN}$$

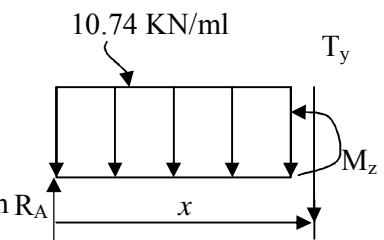
$$R_B = 17,69 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$:

$$T_y = -10,74x + 20,25 \rightarrow \begin{cases} T_y = 20,25 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ T_y = -5,53 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -10,74 \frac{x^2}{2} + 20,25x \rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 17,67 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$



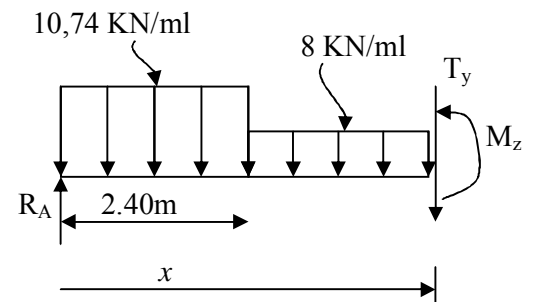
2^{ème} tronçon : $2,40\text{m} \leq x \leq 3,92\text{m}$:

$$T_y = 20,25 - 10,74 \times 2,4 - 8(x - 2,4)$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_y = -5,53 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ T_y = -17,69 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 3,92\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 20,25x - 10,74 \times 2,4 \left(x - \frac{2,4}{2}\right) - 8 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z = 17,67 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 3,90\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} - 0 \Rightarrow -8x + 13,674 = 0$$

$$\rightarrow x = 1,71\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,71\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{\max} = 20,25 \times 1,71 - 10,74 \times 2,4 \left(1,71 - \frac{2,4}{2}\right) - 8 \frac{(1,71 - 2,4)^2}{2} = 19,58$$

$$M_z^{\max} = 19,58 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{sa} = -0,3 M_z^{\max} = - 5,87 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{st} = 0,85 M_z^{\max} = 16,64 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

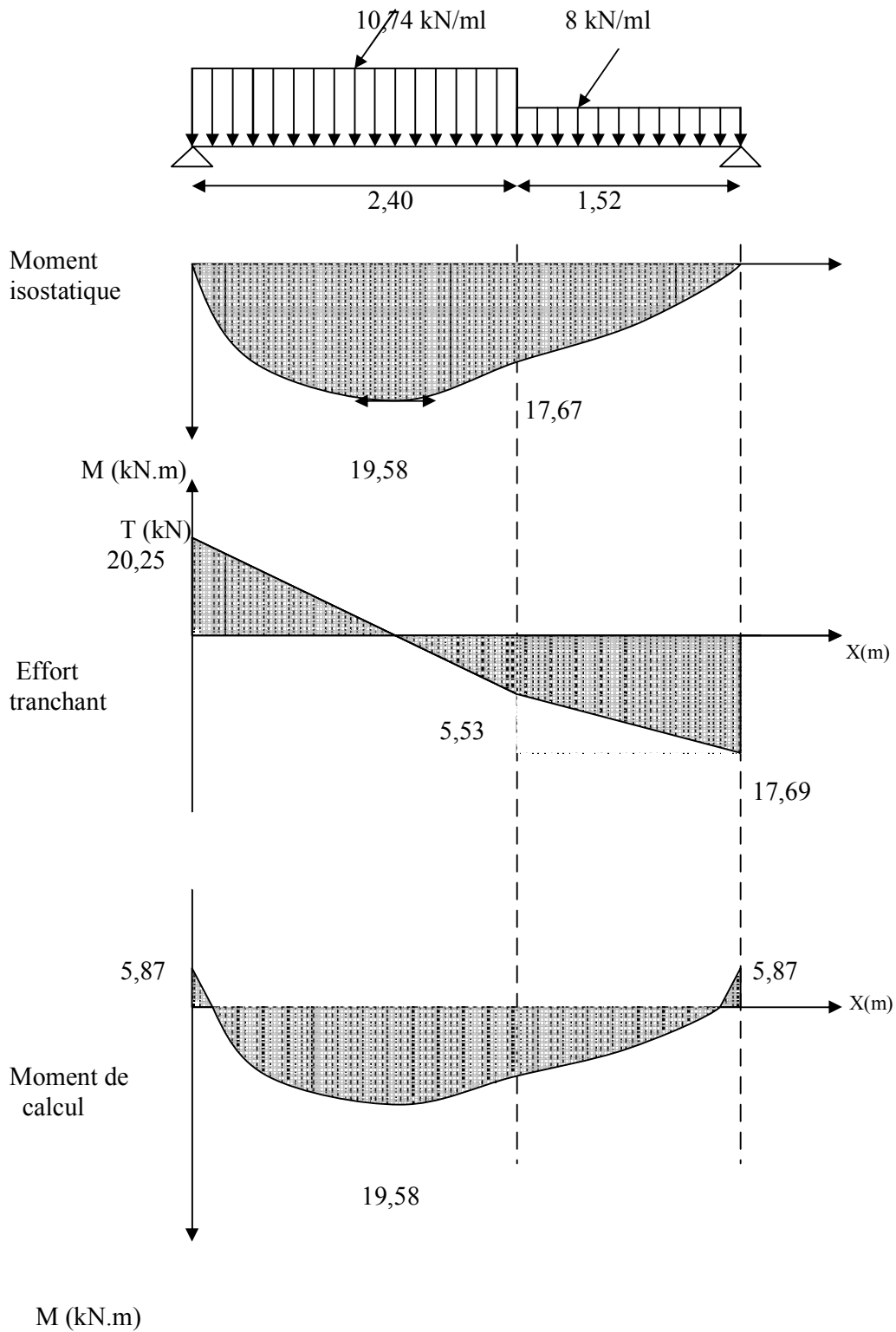


Fig III-3-3 Diagramme des efforts a L'ELS

III-3-4-2-1. Vérification à l'ELS :

• **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} - K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} - 0,6fc_{28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travées :** $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,376$$

$$\rho = 0,376 \rightarrow \beta_1 = 0,905 \rightarrow \alpha_1 = 0,285 \rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,285 \rightarrow K = 0,026$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{19,58 \times 10^6}{565 \times 0,905 \times 150} = 255,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} - K\sigma_{St} = 0,026 \times 255,28 = 6,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

-**Aux appuis :** $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 15} = 0,209$$

$$\rho = 0,209 \rightarrow \beta_1 = 0,926, \alpha_1 = 0,222 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,222 \rightarrow K = 0,019$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{5,87 \times 10^6}{314 \times 0,926 \times 150} = 134,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} - K\sigma_{St} = 0,019 \times 134,59 = 2,56 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

• **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 2 \times 0,0433 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ condition non vérifiée

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{0,17}{3,92} \times 0,0433 < \frac{16,64}{10 \times 19,58} = 0,085 \rightarrow$ condition non vérifiée

c) $\frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{fe} \rightarrow \frac{5,65}{100 \times 15} \times 0,0037 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$ condition vérifiée

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{8 \text{ KN/ml}, 10.74 \text{ KN/ml}\} = 10.74 \text{ KN/ml.}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 - V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \cdot h + 15 A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5.65} = 8,80 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,80 = 8,20 \text{ cm}$$

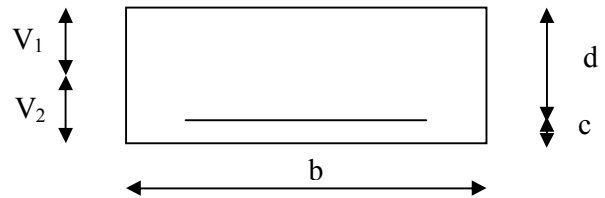
D'où :

$$I = \frac{100}{3} (8,80^3 - 8,20^3) + 15 \times 5,65 (8,20 - 2)^2$$

$$I = 44352,45 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 10.74 \times 3.92^4}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 44352.45 \times 10^{-8}} = 0,0068$$

$$f < \bar{f} = 390/500 = 0,78 \text{ cm} \rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$



▪ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

III.4. calcul de la poutre palière :

Cette poutre palière est considérée comme étant semi-encastree dans les deux poteaux de la cage d'escalier sa portée est $L = 4.40m$, le calcul se fera en flexion simple, alors on prend :

$$M_a = 0,3M_0$$

$$M_t = 0,85M_0$$

III.4.1) Pré dimensionnement de la poutre :

- **La hauteur :**

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

Avec :

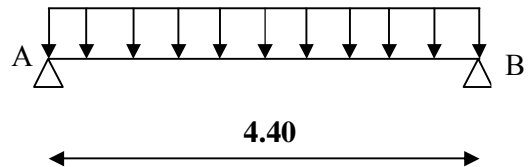


Fig.III.4.1Schéma statique.

h_t : la hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre.

($L = 440 - 45 = 395cm$) ; 40cm la largeur de poteau.

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du R.P.A.99 (modifiée 2003)

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

$$\frac{395}{15} \leq h_t \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26.33cm \leq h_t \leq 39.5cm$$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$ (pour que la condition du RPA soit vérifiée et aussi pour des raisons constructives)

- **La largeur :**

$$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t \rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Vérification du rapport $\frac{ht}{b}$:

$$\frac{ht}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors on opte pour la poutre palière d'une section de $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

III.4.2 Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre0, 30x0, 35x25 = 2,625KN/ml.

- Réaction du palier à l'ELU R = 24.62KN.
- Réaction du palier à l'ELS R = 17.69KN.
- Sur charge d'exploitation..... Q=2.5
- Poids du mur (15cm)..... 2.36x1.13 =2.67 KN/ml.

• **Combinaison des charges :**

ELU : $q_u = 1,35.G + 2T/L = 1.35(2.625 + 2.67) - \frac{2 \times 24.62}{4.4} = 18.34 \text{ KN/ml.}$

ELS: $q_s = G + 2T/L = (2.625 + 2.67) + \frac{2 \times 17.69}{4.4} = 13.34 \text{ KN/ml.}$

III.4.3 Calcul du ferrailage (ELU) :

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{18.34 \times 4.4}{2}$$

$$R_A = R_B = 40.35 \text{ KN}$$

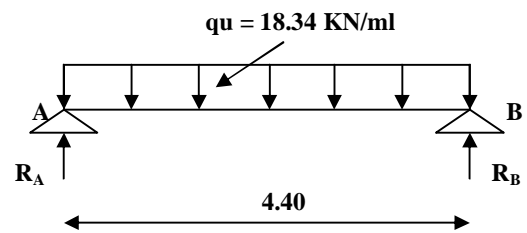


Fig. III.4.2. Schéma statique

b) L'effort tranchant :

$$T = R_A - R_B = 40.35 \text{ KN}$$

c) Le moment fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{18.34 \times 4.4^2}{8} = 44.38 \rightarrow M_0 - M_{\max} = 44.38 \text{ KN.m}$$

d) Correction des moments :

- **Aux appuis :** $M_{au} = -0,3M_0 = -0,3 \times 44.38 = -13.31 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_{tu} = 0,85M_0 = 0,85 \times 44.38 = 37.72 \text{ KN.m}$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

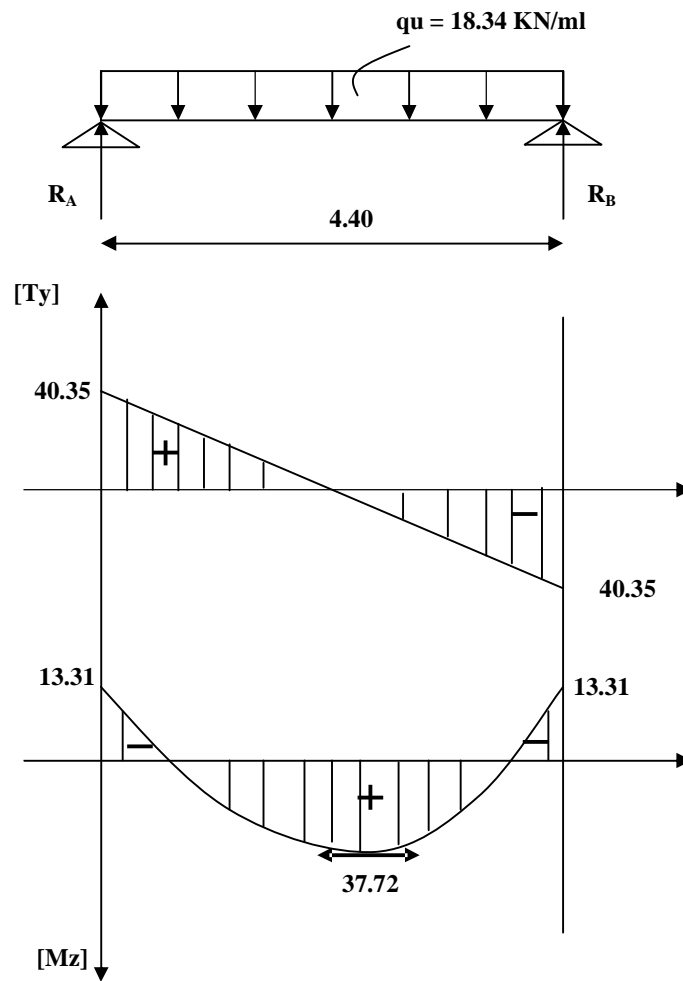


Fig. III.4.3. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

➤ **Calcul des armatures :**

a) Aux appuis :

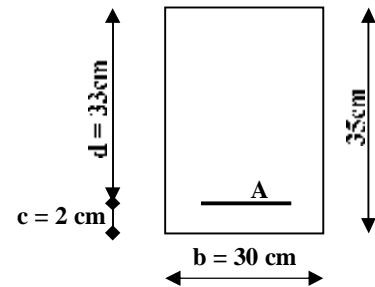
$M_{au} = 13.31 \text{ KN.m}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $c = 2 \text{ cm}$

$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.31 \times 10^2}{30 \times 33^2 \times 1,42} = 0,028 \rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A.}$

$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$

$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13.31 \times 10^2}{0,986 \times 33 \times 34,8} = 1,17 \text{ cm}^2$

Soit : 3HA12 = 3,39 cm²



b) En travée : $M_{tu} = 37.72 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{37.72 \times 10^2}{30 \times 33^2 \times 1,42} = 0,080 \rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A.}$

$\mu = 0,080 \rightarrow \beta = 0,958$

$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{37.72 \times 10^2}{0,958 \times 33 \times 34,8} = 3,42 \text{ cm}^2$

Soit : 3HA14 = 4,62 cm²

❖ RPA exige que :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Donc :

$4.62 + 3.39 > \frac{0.5 \times 30 \times 35}{100}$

8.54 > 5.25.....la condition est vérifiée

III.4.4. Les différentes vérifications à l'ELU (BAEL 91, modifié 99/Art. A.4.2.1) :

a) Condition de non fragilité :

$A \geq A_{min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 35 \frac{2,1}{400} = 1.26 \text{ cm}^2$

$A_{au} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

$A_{tu} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

b) Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{seu} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 3,15 \text{ MPa.}$

$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{40.35 \times 10^3}{0,9 \times 330 (3 \times 3,14 \times 12)} = 1,20 \text{ MPa.}$

$\tau_s = 1,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

c) L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

• L'influence sur le béton :

On doit vérifier :

$$T_{u\max} \leq 0,4.d.b.0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad 0,4 \times 33 \times 0,9 \times 30 \frac{2,5}{1,5} = 594 \text{ KN.}$$

$$T_{u\max} = 40,35 \text{ KN} < 594 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• L'influence sur les aciers :

$$\text{On doit vérifier :} \quad A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u \quad \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(40,35 - \frac{13,31 \times 10^2}{0,9 \times 33} \right) = 0,24 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,24 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\zeta_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\zeta}_u$$

$$\bar{\zeta}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{2,1}{1,5}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3,33 \text{ MPA.}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{40,35 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,41$$

$$\zeta_u = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\zeta}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5 Les armatures transversales (BAEL 91, modifié/ Art.A.7.22) :

a) Section des armatures :

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule

$$\text{suyvante :} \quad \Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

 Φ : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\Phi \leq \min \left(\frac{35}{35}; \Phi_l; \frac{30}{10} \right) \quad \rightarrow \quad \Phi \leq \min (1; 1,4; 3) \text{ cm.}$$

$$\Phi \leq 10 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \Phi = 8 \text{ mm}$$

On opte comme armatures transversales un cadre de $\Phi 8$ et une étrétrie de $\Phi 8$ mm.

b) Espacement des armatures transversales (BAEL 91 ; Art. A.7.51.22) :

$$St \leq \min (0,9.d; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 33; 40) = 29,7 \text{ cm.}$$

$$St \leq 29,7 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad St = 15 \text{ cm.}$$

III.4.6 Vérification selon le RPA 99 : (Art. A.7.5.2.2)➤ **L'espacement des armatures transversales :**

- En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = \min\{8, 75; 14, 44; 30\} \text{ cm.}$$

$$St \leq 8, 75 \text{ cm} \rightarrow St = 7 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } St = 15 \text{ cm.}$$

➤ **La quantité d'armatures :**

* Selon le RPA 99 la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante : $A_t \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,003 \cdot St \cdot b$$

Avec b : largeur de la portée

S : espacement des armatures transversales.

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 \rightarrow A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

(soit 1cadre + 1éterier) = HA8 = 2,01 cm²

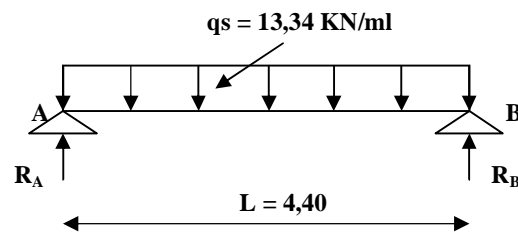
III.4.7 Les différents calculs à l'ELS :**a) Les efforts internes :**

Fig. III.4.4. Schéma statique.

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{13,34 \times 4,40}{2}$$

$$R_A = R_B = 29,34 \text{ KN.}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = 29,34 \text{ KN.}$$

- Le moment fléchissant :

$$M_0 - M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} - \frac{13,34 \times 4,40^2}{8} \rightarrow M_0 - M_{\max} = 32,28 \text{ KN.m.}$$

Correction des moments :

- Aux appuis : $M_{as} = -0,30M_0 = -0,30 \times 32,28 = -9,68 \text{ KN.m.}$
- En travée : $M_{ts} = 0,85M_0 = 0,85 \times 32,28 = 27,44 \text{ KN.m.}$
- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

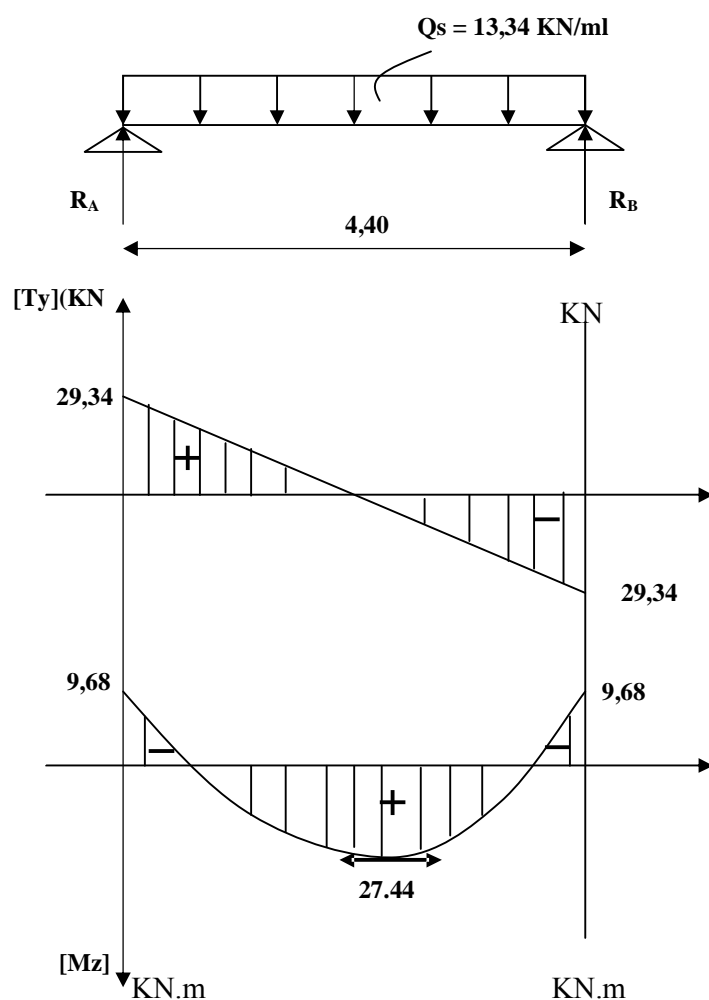


Fig. III.4.5. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

III.4.8 Les différentes vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la contrainte dans le béton :

• Aux appuis :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ avec } \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,39}{30 \cdot 33} = 0,34$$

$$\rho_1 = 0,34 \Rightarrow \beta_1 = 0,910, \Rightarrow k_1 = 40,56$$

$$\sigma_s = \frac{9,68 \times 10^6}{0,910 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 95,09\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{95,09}{40,56} = 2,34\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2,34\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} . \quad \Longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4,62}{30 \cdot 33} = 0,47$$

$$\rho_1 = 0,47 \Rightarrow \beta_1 = 0,896 \Rightarrow k_1 = 33,08$$

$$\sigma_s = \frac{27,44 \times 10^6}{0,896 \times 330 \times 4,62 \times 10^2} = 200,87\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{200,87}{33,08} = 6,07\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible.

C) Etat limite de déformation : (BAEL 91, modifié/Art. A.4.6.2)

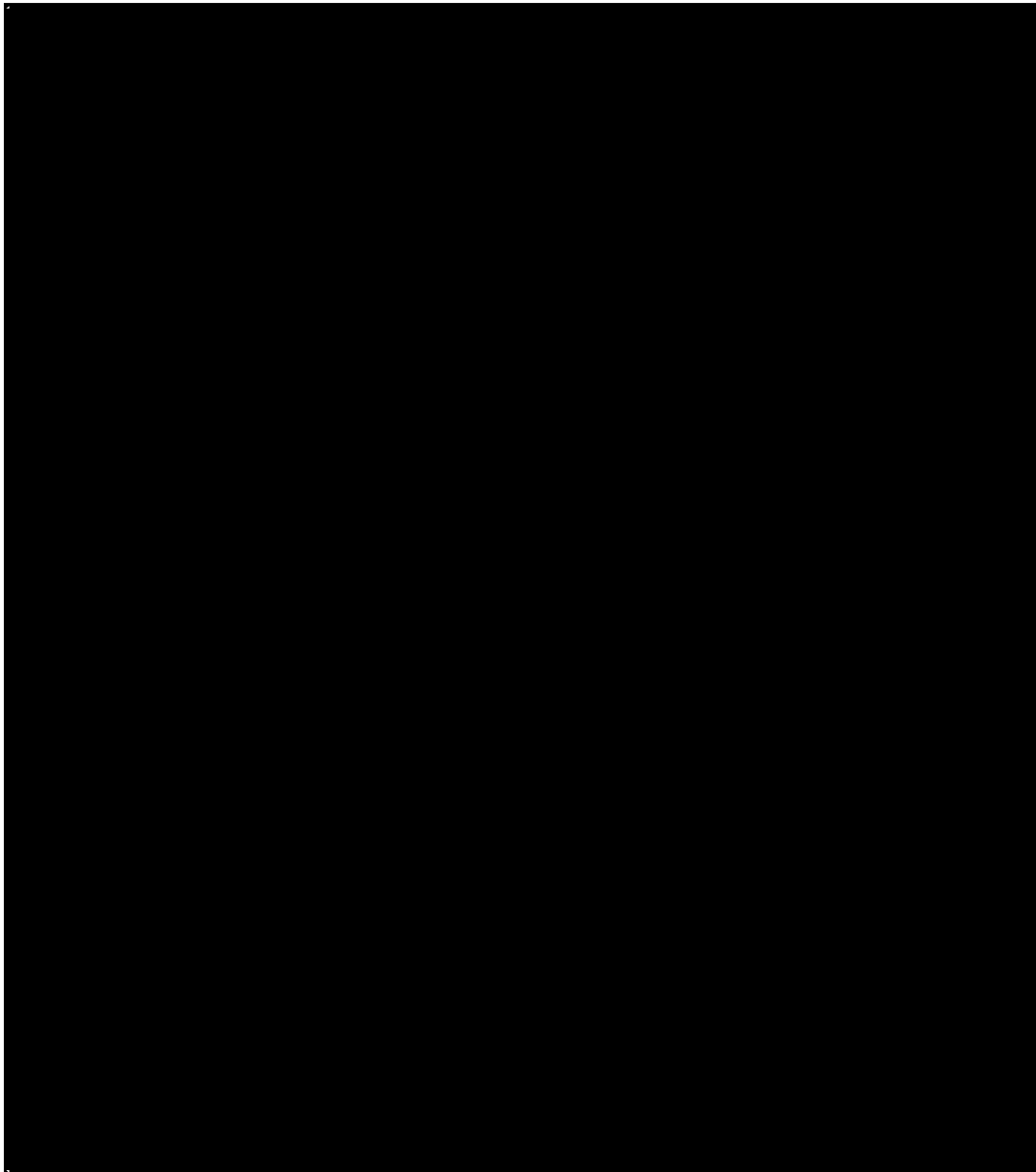
- - Etat limite de déformation :

- Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.35}{4.40}$ $0.08 \geq 0.06 \rightarrow$ condition vérifiée
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.35}{4.40}$ $0.08 \geq \frac{27.44}{10 \times 32.28}$ $0.79 \rightarrow$ condition vérifiée
- c) $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 33}$ $0.005 \leq 0.0105 \rightarrow$ condition vérifiée

les 3 condition sont vérifiées donc il n'ya pas lieu de vérifier la flèche.



III .5- Calcul de la dalle pleine :

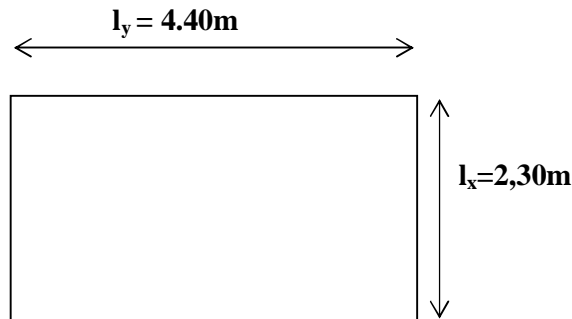
La partie centrale du plancher est constituée d'une dalle pleine d'épaisseur «e»

III .5.1- Dimensionnement :

- **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{l_x}{30} = \frac{230}{30} = 7.67 \text{ cm}$$

e : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15cm.



$$p = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.30}{4.40} = 0.52 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III .5.2-Calcul à l'ELU :

$$p = 0.52 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0918 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases} \quad \text{avec } \nu = 0$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$G = P_{pd} + P_r = [(0.15 \times 25) - 2.76] \times 1$$

$$\rightarrow G = 6.51 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (6.51) + 1.5 \times 2.5 = 12.54 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = 0.0918 \times 12.54 \times (2.30)^2 = 6.09 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.250 \times 6.09 = 1.52 \text{ KN.m}$$

III .5.2.1-Ferraillage:➤ **Sens X-X :**▪ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 6,09 = 3,04 \text{ KN.m}$$

$$f_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,04 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,012 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,04 \times 10^2}{0,994 \times 13 \times 34,8} = 0,68 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm²/ ml avec un espacement S_t=25cm

▪ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 6,09 = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$f_b = \frac{M_{t \max}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,57 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,019 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,9905$$

$$A_t = \frac{4,57 \times 10^2}{0,9905 \times 13 \times 34,8} = 1,02 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm²/ml avec un espacement S_t=25cm

➤ **Sens Y-Y :**▪ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 1,52 = 0,76 \text{ KN.m}$$

$$f_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,76 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,003 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\rightarrow \beta = 0,9985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,76 \times 10^2}{0,9985 \times 13 \times 34,8} = 0,17 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² / avec un espacement S_t=25cm

- **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 1,52 = 1,14 \text{ KN.m.}$$

$$f_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,14 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,005 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\rightarrow \beta = 0,9975$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,14 \times 10^3}{0,9978 \times 13 \times 34,8} = 0,25 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm² / avec un espacement S_t=25cm

III .5.2.2- Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL91)

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2}$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$)

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 16 \cdot \frac{(3 - 0,52)}{2} = 1,58 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,58 \text{ cm}^2 < A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifier**

b) Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

(charges concentrées)

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min (2h, 25 \text{ cm})$.
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm})$.

-Sens x-x:

- Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

-Sens y-y:

- Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $S_t = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

III .5.2.3- Vérification de l'E.L.S :

a) Les moments à l'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 6,51 + 2,5 = 9,01 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rightarrow \rho = 0,52 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0918 \\ \mu_y = 0,250 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0918 \times 9,01 \times (2,30)^2 = 4,37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,250 \times 4,37 = 1,09 \text{ KN.m.}$$

2) Ferrailage:

➤ Sens x-x :

▪ Aux appuis :

$$M_a = 0,5 \times 4,37 = 2,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,18 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,009 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\beta = 0,9955.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d f_e / \gamma_s} = c \frac{2,18 \times 10^3}{0,9955 \times 13 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2$$

▪ En travée :

$$M_t = 0,75 \times 4,37 = 3,20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,2 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,9935$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{3,2 \times 10^3}{0,9935 \times 13 \times 348} = 0,71 \text{ cm}^2.$$

➤ Sens y-y :

▪ Aux appuis :

$$M_a = 0,5 \times 1,09 = 0,55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,55 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,002 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\beta = 0,999$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{0.55 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.12 \text{ cm}^2$$

▪ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 1.09 = 0.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.003 \text{ cm}^2 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \quad \beta = 0,9985.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{0.82 \times 10^3}{0.9985 \times 13 \times 348} = 0.18 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

* **Contrainte de compression dans le béton :**

➤ **Sens x-x :**

• **Aux appuis :** $M_a = 2.18 \text{ KN.m}.$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \Rightarrow k_1 = 48.29 \rightarrow k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.18 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 57.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,02 \times 57.98 = 1.16 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :** $M_t = 3.2 \text{ N.m}.$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.2 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 87.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 87.12 = 1.70 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

➤ **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

III .5.2.4- Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :

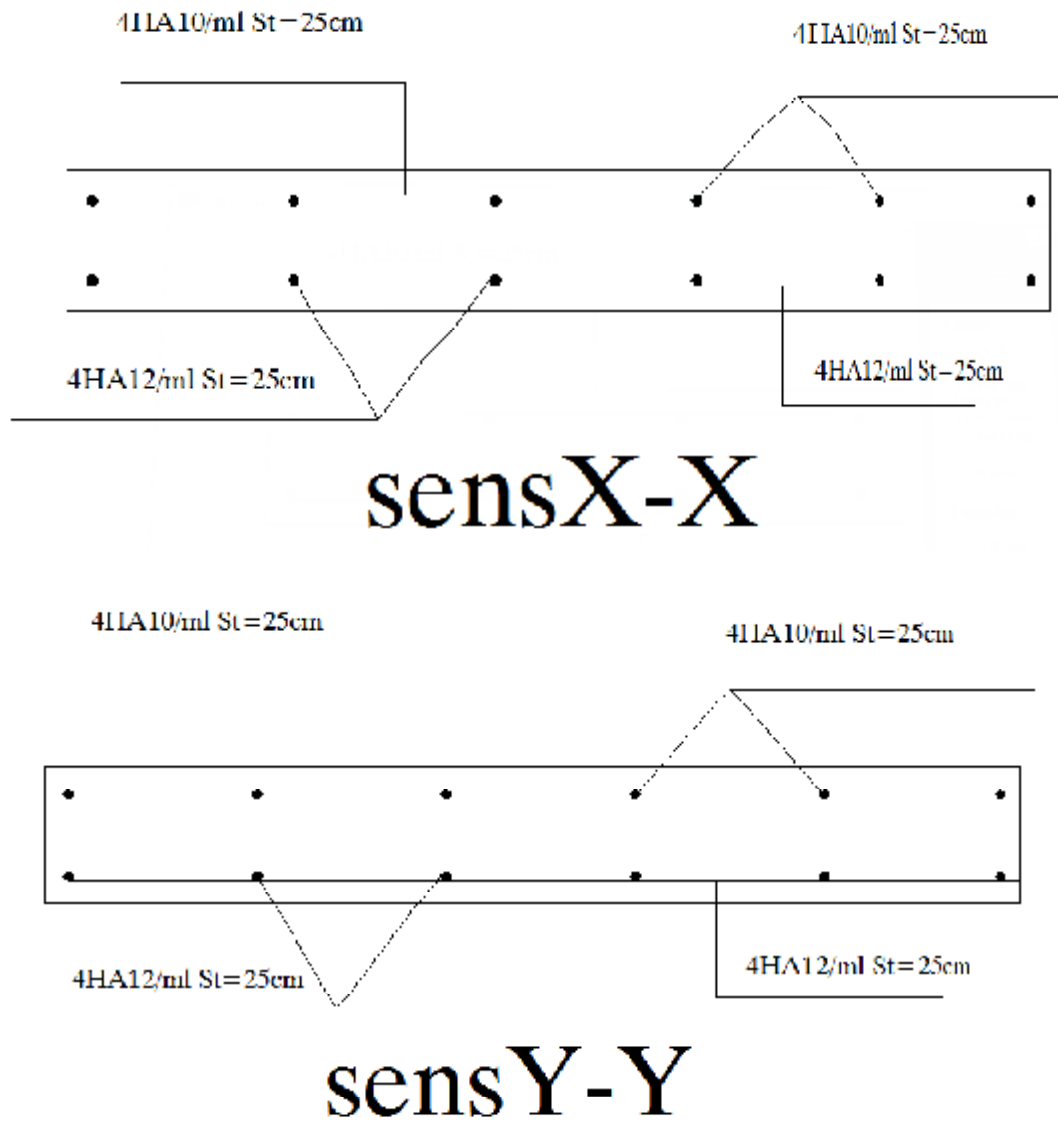


Fig III-5 Ferrillage de la dalle pleine

III.6.calcul des balcons :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec :}$$

L : largeur du balcon.

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm.} \quad \text{On prend } e_p = 16 \text{ cm}$$

III.6.1 Charges et surcharges :

Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle pleine : $25 \times 0,16 \times 1 = 4 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable (3cm) : $0,03 \times 22 = 0,66 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose (3cm) : $0,03 \times 20 = 0,60 \text{ KN/ml}$
- Carrelage scellé (2cm) : $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Enduit en ciment (2cm) : $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/ml}$

$$G_1 = 6,02 \text{ KN/ml}$$

Poids propre du garde corps(en brique) : $G_2 = 1.62 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q = 3,5 \times 1 \text{ KN/ml}$

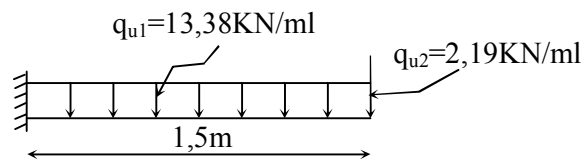
III.6.2 combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 13,38 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1,35 G_2 = 2,19 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$\text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} q_{s1} = G_1 + Q_1 = 9,52 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G_2 = 1,62 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

III.6.3 calcul à l'E.L.U :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. la section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

**III.6.3.1 Moment fléchissant :**

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1} L^2}{2} + q_{u2} \times L = \frac{13,38 \times 1,5^2}{2} + 2,19 \times 1,5 = 18,34 \text{ KN.m}$$

III.6.3.2 Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot L + q_{u2} = 22,26 \text{ KN}$$

III.6.3.3 Armatures principales :

$$\rho_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{18,34 \times 10^2}{100 \times 14^2 \times 1,42} = 0,066 < 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.066 > \beta = 0.966$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.34 \times 10^2}{0.966 \times 14 \times 34.8} = 3.89 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 $\rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2$, $S_{t1} = 20 \text{ cm}$

III.6.3.4 Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 $\rightarrow A_r = 3.14 \text{ cm}^2$, $S_{t2} = 25 \text{ cm}$

III.6.4 Les vérifications :

III.6.4.1 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1 \times 10^{-1}}{400 \times 10^{-1}} = 1.69 \text{ cm}^2$$

donc $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$ «condition vérifiée»

III.6.4.2 Ecartement des barres :

Pour les armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$S_{t1} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ «condition vérifiée»

Pour les armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ «condition vérifiée»

III.6.4.3 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.15 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{22.26 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

III.6.4.4 Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{22.26 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 188.4} = 0.938 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

III.6.5 Vérification à l'ELS :

III.6.5.1 Moment fléchissant :

$$M_s = \frac{q_{s1} L^2}{2} + q_{s2} L$$

$$M_s = \frac{9.25 \times 1.5^2}{2} + 1.62 \times 1.50 = 12.83 \text{ KN.m}$$

III.6.5.2 La contrainte dans les aciers :

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

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

$$\boxed{\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

On a : $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 14} = 0,403$

$$\rho_1 = 0,403 \rightarrow \beta_1 = 0,902$$

D'où : $\sigma_{st} = \frac{12,83 \times 10^6}{0,902 \times 140 \times 5,65 \times 10^2} = 179,82 \text{ MPa}$

Conclusion :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.6.5.3 La contrainte dans le béton :

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

Avec : $k = \frac{1}{k_1}$

$$\beta_1 = 0,902 \Rightarrow k_1 = 36,02$$

D'où $k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{36,02} = 0,028 \rightarrow k = 0,028$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0,028 \times 201,63 = 5,63 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton Comprimée.

III.6.5.4 Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{150} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \rightarrow \frac{16}{150} = 0,107 > \frac{12.83}{10(12.83)} = 0.10 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{5,65}{100 \times 14} = 0.0040 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 = 0,009 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

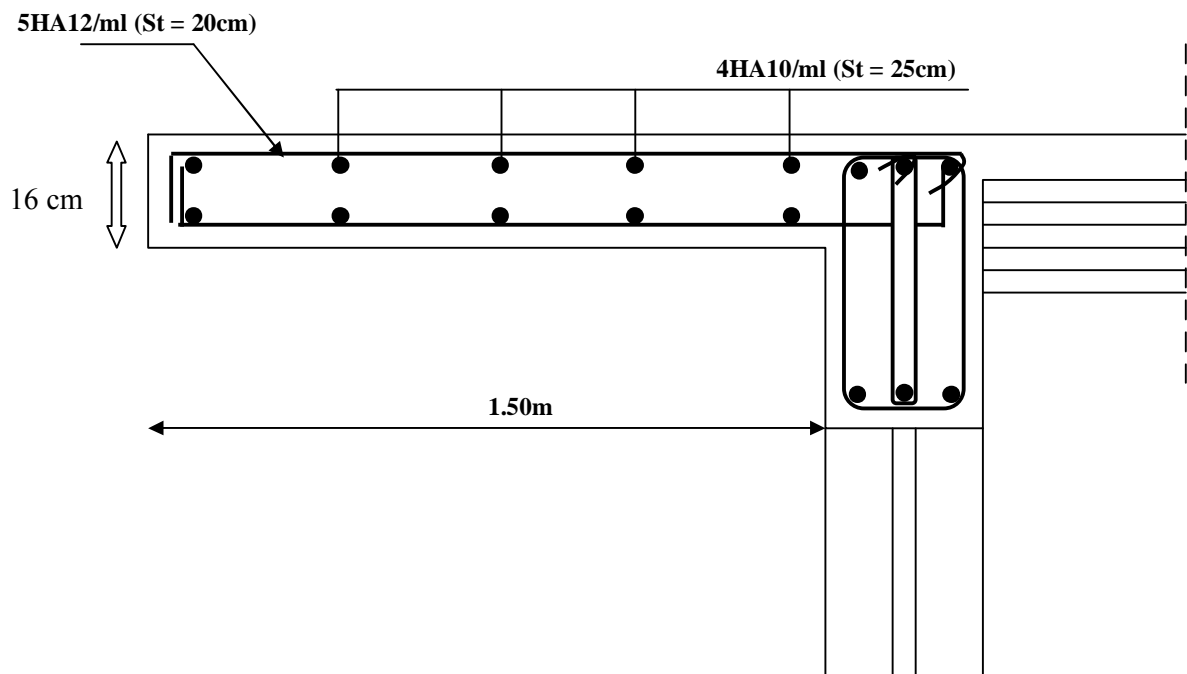


Fig. III.6.1.Ferrailage du balcon

III.7 Calcul des portes à faux :

Le porte à faux est assimilé à une console au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donné par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{ largeur du porte à faux.}$$

$$e_p > \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}, \text{ on prend } e_p = 16 \text{ cm.}$$

III.7.1 Charge et surcharges :

Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle pleine : $25 \times 0,16 \times 1 = 4 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable (3cm) : $0,03 \times 22 = 0,66 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose (3cm) : $0,03 \times 20 = 0,60 \text{ KN/ml}$
- Carrelage (2cm) : $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Enduit en plâtre (2 cm) : $= 0,2 \text{ KN/ml}$

$$G_1 = 5.86 \text{ KN/ml}$$

Poids propre du mur extérieur : $G_2 = 2,36 \times 2,90 = 6.85 \text{ KN/ml}$

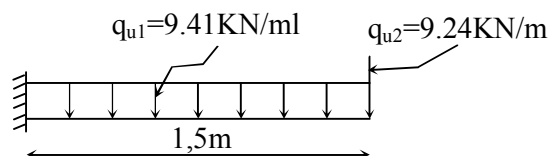
Surcharge d'exploitation de la dalle pleine $Q = 1,5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$.

III.7.2 Combinaison de charge :

$$\text{E.L.U} \begin{cases} q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 9.41 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1,35 G_2 = 9.24 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \begin{cases} q_{s1} = G_1 + Q_1 = 7.36 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G_2 = 6,65 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.7.3 Calcul à l'ELU : le porte à faux sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. La section dangereuse est située au niveau d'encastrement.

**III.7.3.1 moment fléchissant :**

$$\text{Soit } M_u = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} + q_{u2} \times L$$

$$M_u = \frac{9.41 \times 1.5^2}{2} + 9.24 \times 1.5 = 24.45 \text{ KN.m}$$

III.7.3.2. Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 9.41 \times 1.5 + 9.24 = 23.35 \text{ KN.}$$

III.7.3.3 Armature principal :

$$f_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24.45 \times 10^2}{100 \times 14^2 \times 1.42} = 0.088 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$f_b = 0.088 \rightarrow f' = 0.954$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.45 \times 10^2}{0.954 \times 14 \times 34.8} = 5.26 \text{ cm}^2$$

On adopt: 5HA12 $\rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2$, $S_{t1} = 20 \text{ cm}$

III.7.3.4 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopt: 4HA10 $\rightarrow A_r = 3.14 \text{ cm}^2$, $S_{t2} = 25 \text{ cm}$

III.7.4 Les vérifications à l'ELU :**III.7.4.1 Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2.$$

Donc $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2$ «condition vérifiée»

III.7.4.2 Ecartement des barres :

Pour les armatures principales : $S_{t1} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$S_{t1} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ «condition vérifiée»

Pour les armatures de répartition : $S_{t1} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

$S_{t1} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ «condition vérifiée»

III.7.4.3 vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\{0.15 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\}. \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

«Condition vérifiée»

III.7.4.4 vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}.$$

$$\sum U_i = (5 \times 3.14 \times 12) = 188.40 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \sum U_i} = \frac{23.35 \times 10^3}{0,9 \times 140 \times 188.40} = 0.983 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa .$$

«Condition vérifiée»

III.7.5 Vérification à l'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

III.7.5.1 moment fléchissant :

$$M_s = \frac{q_{s1} \cdot L^2}{2} + q_{s2} \cdot L$$

$$M_s = \frac{7.36 \times 1.5^2}{2} + 1.65 \times 1.50 = 18.26 KN.m$$

III.7.5.2 La contrainte dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

On a : $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 14} = 0.403$

$$\rho_1 = 0.403 \rightarrow \beta_1 = 0.902$$

D'où : $\sigma_{st} = \frac{12.83 \times 10^6}{0.902 \times 140 \times 5.65 \times 10^2} = 179.82 MPa$

Conclusion :

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

III.7.5.3 La contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

Avec : $k = \frac{1}{k_1}$
 $\beta_1 = 0.902 \rightarrow k_1 = 36.02$
 D'où $k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{36.02} = 0.028 \rightarrow k = 0.028$

$\sigma_{bc} = k\sigma_s = 0.028 \times 201.63 = 5.63 MPa$

Conclusion :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

III.7.5.4 Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

1/ $\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{150} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow$ Condition vérifiée

2/ $\frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \rightarrow \frac{16}{150} = 0.107 > \frac{12.83}{10(12.83)} = 0.10 \rightarrow$ Condition vérifiée

3/ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{3.6}{fe} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 14} = 0.0040 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 = 0.009 \rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion :

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

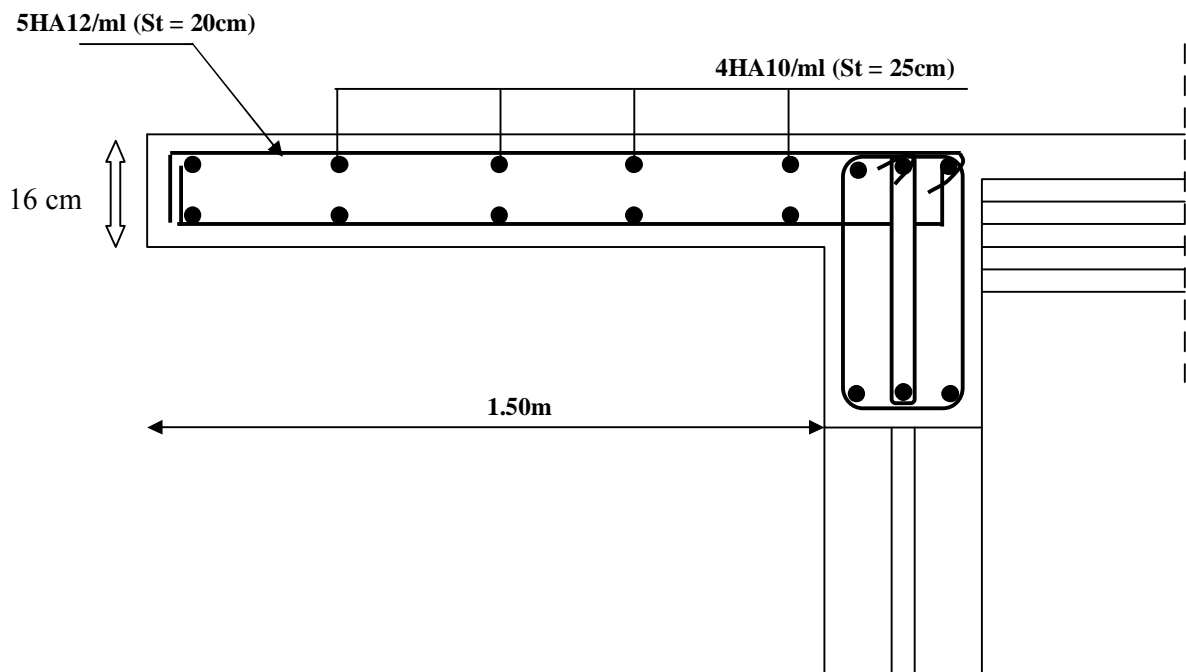


Fig. III.7.1. Ferrailage du port a faux

III.8 calcul de la salle machine :

➤ **Introduction :**

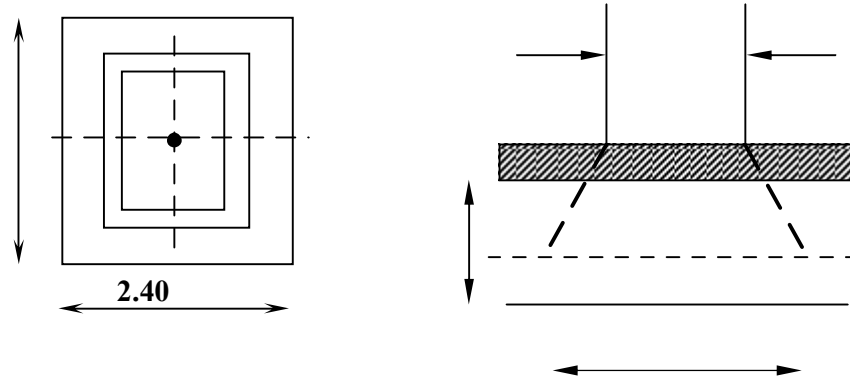
L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface

$S = 2,05 \times 2,40 = 4,92m^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 t ; on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.



➤ **Épaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{Lx}{30} = \frac{240}{30} = 8 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 - 2 \times e - h_0 = 80 - 2 \times 5 - 15 = 105 \text{ cm}$$

III-8.1 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

a) Les moments dus au système de M_x M_y :

$$M_x = q(M_1 - \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ dans les abaques de

PIGEAUD.

b) Calcul des efforts :

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\begin{cases} p - \frac{L_x}{L_y} - \frac{205}{240} = 0,85 \\ \frac{U}{L_x} - \frac{105}{205} = 0,5 \\ \frac{V}{L_y} - \frac{105}{240} = 0,4 \end{cases}$$

D'où $M_1 = 0,1085$, $M_2 = 0,0845$ (Tableau de PIGEAUD)

À L'ELU :

$$\nu = 0$$

$$q_u = 1,35 \times G \quad 1,5Q = 1,35G$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 121,5 \times 0,1085 = 13,18 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 121,5 \times 0,0845 = 10,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.8.2 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.05}{2.40} = 0.85$$

$$0,4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0,0509 \quad \mu_y = 0,685$$

$$G = 25 \times 0.15 \quad 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = 1,35 \times G \quad 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 4.85 \quad 1,5 \times 1$$

$$q_u = 8.05 \text{ KN} / m$$

$$M_{x2} = 0.0509 \times 8.05 \times 2.05^2 = 1.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.685 \times 1.72 = 1.18 \text{ KN.m}$$

➤ Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} \quad M_{x2} = 13.18 \quad 1.72 = 14.9 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} \quad M_{y2} = 10.27 \quad 1.18 = 11.45 \text{ KN.ml}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles

III.8.3 Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

Sens x-x :

➤ Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 14.9 = 4.47 \text{ KN.m}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.47 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.018 < \mu_{R} = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,018 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta < d < \sigma_{st}} = \frac{4.47 \times 10^2}{0,991 \times 13 \times 34.8} \quad 1 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 – 3.93 cm² / ml St=20cm.

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_x = 0,85 \times 14,9 = 12,66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{12,66 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,053 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

→ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,053 \rightarrow \beta = 0,9725$$

$$A_t = \frac{12,66 \times 10^2}{0,9725 \times 13 \times 34,8} = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{St}=20 \text{ cm}$$

Sens y-y :

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_y = 0,85 \times 11,45 = 9,73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{9,73 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,040 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{9,73 \times 10^2}{0,980 \times 13 \times 34,8} = 2,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{St}=20 \text{ cm.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,45 = 3,43 \text{ KN.m}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,43 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,014 < \mu_R = 0,392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,014 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,43 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 34,8} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{St}=20 \text{ cm.}$$

III.8.4 Résumé des résultats

Zone	sens	Mu (KN. m)	μ	β	A (cm ²)	
Sur appuis	x-x	4.47	0.018	0.991	3.93	5HA10
	y-y	3.43	0.014	0.993	3.93	5HA10
En travée	x-x	12.66	0.053	0.9725	5.65	5HA12
	y-y	9.73	0.040	0.980	5.65	5HA12

Avec un espacement de 20cm

III.7.5 Vérifications à l'état limite ultime :

a) Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- Direction principale :

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Direction secondaire :

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Diamètre maximal des barres :

$$\phi_{MAX} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm.}$$

$$\phi_{MAX} = 12\text{mm} < 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W_0 = 0,8\%$

- Suivant X-X

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.85)/2 = 0.00086.$$

$$A_x^{min} = W_x \times b \times h = 0.00086 \times 100 \times 15 = 1.29\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^a = 3.93cm^2 \\ A_x^t = 5.65cm^2 \end{array} \right\} \geq A_x^{min} = 1.29cm^2 \text{ condition vérifiée.}$$

• **Suivant Y-Y**

$$W_y = W_0$$

$$A_y^{min} = W_0.b.h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_y^a = 3.93cm^2 \\ A_y^t = 5.65cm^2 \end{array} \right\} \geq A_y^{min} = 1.2cm^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

○ **Au milieu de U :**

$$V_u = \frac{P}{3 \times (U)} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

○ **Au milieu de V :**

$$V_u = \frac{P}{(2U+V)} = \frac{121.5}{(2 \times 1.05 + 1.05)} = 38.57 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.296 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \end{array} \right\} \tau_u = 0.296 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 1.16 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

e) Condition de non poinçonnement :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2(U+V) = 4,2m$: le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$A.N \geq 0.045 \times 4,2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 472,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 121.5 \text{ KN} \leq Q_u = 472.5 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.8.6. Vérification à l'état limite de service :

a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

À l'ELS :

$$q_s = P = 90 \text{ KN} \quad ; \quad \nu = 0.2$$

$$M_{x1} = 90 (0.1085 + 0.2 \times 0.0845) \Rightarrow M_{x1} = 11.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0.0845 + 0.2 \times 0.1085) \Rightarrow M_{y1} = 9.56 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$p = 0.85 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0579 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 - 0.0579 \times 5.85 \times (2.05)^2 = 1.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.778 \times 1.42 = 1.10 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.29 + 1.42 = 12.71 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.56 + 1.1 = 10.66 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

○ En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 12.71 = 10.80 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 10.66 = 9.06 \text{ KN.m}$$

○ En appuis :

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 12.71 = 3.81 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 10.66 = 3.2 \text{ KN.m}$$

III-8.7 Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma}{2} + \frac{1}{100} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens X-X :

■ Aux Appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4.47}{3.81} = 1.17$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.81 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.015$$

$$\mu_u = 0.015 \rightarrow \alpha = 0.0189$$

$$\frac{\gamma}{2} + \frac{1}{100} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17}{2} + \frac{1}{100} + \frac{25}{100} = 0.335 > \alpha = 0.0189 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

■ En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{12.66}{10.80} = 1.17$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.80 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.045$$

$$\mu_u = 0.045 \rightarrow \alpha = 0.0575$$

$$\frac{\gamma}{2} + \frac{1}{100} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17}{2} + \frac{1}{100} + \frac{25}{100} = 0.335 > \alpha = 0.0575 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

➤ En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{9.73}{9.06} = 1.07$$

$$\mu_b = \frac{M_y'}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.06 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.038$$

$$\mu_u = 0.038 \rightarrow \alpha = 0.0485$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.6 > \alpha = 0.0485 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-8.8 Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Artc4-5-32) :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification de la flèche :**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_l}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_c}$$

$$\frac{ht}{l_x} = \frac{15}{205} = 0.073 \geq \frac{10.80}{20 \times 10.80} = 0.050 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

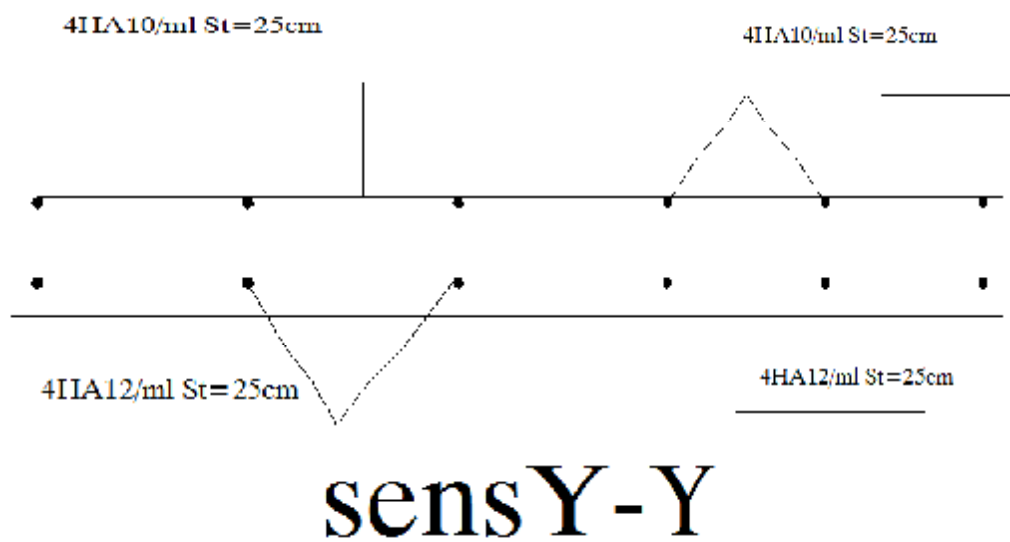
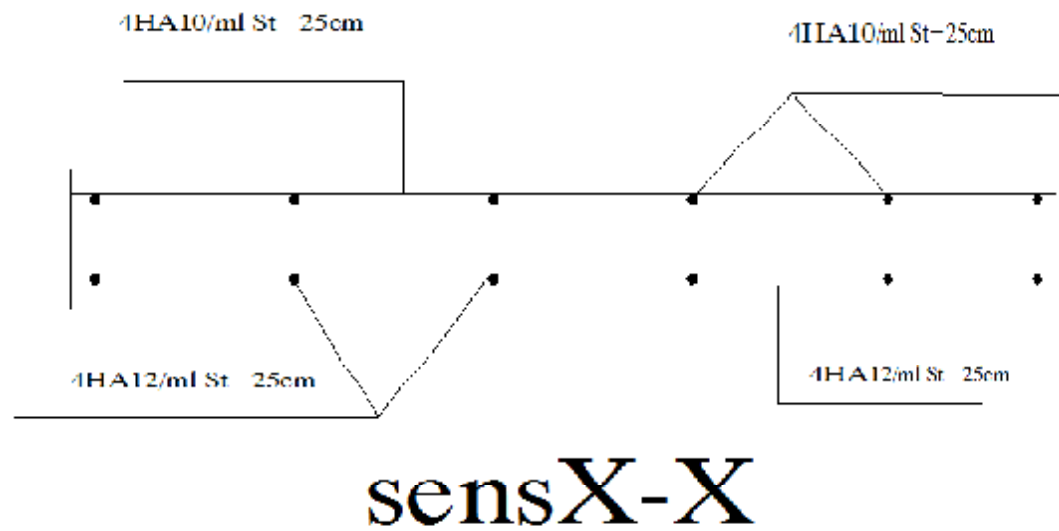


FIG III.7 : Ferrailage de la salle machine

Chapitre IV

Etude du contreventement

Introduction :

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dues au séisme ; ainsi que sa stabilité vis-à-vis le flambement de ses poteaux sous l'action verticales.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), est ce la nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement, pour cela en doit passé par plusieurs étapes.

IV.1 Caractéristiques géométriques des portiques :

IV.1.1 Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

Hypothèses de calcul :

Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.

Les diagrammes de répartition des charges en élévation.

La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.

La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

Poteau : $K_p = \frac{I_p}{h_c}$

Poutre : $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{l_c}$

Avec :

I_{pr} : Moment d'inertie de la poutre.

I_p : Moment d'inertie du poteau.

L_c : Longueur calculée de la poutre.

h_c : Hauteur calculée du poteau.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{poteau}} \leq h_e$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}} \leq L_0$$

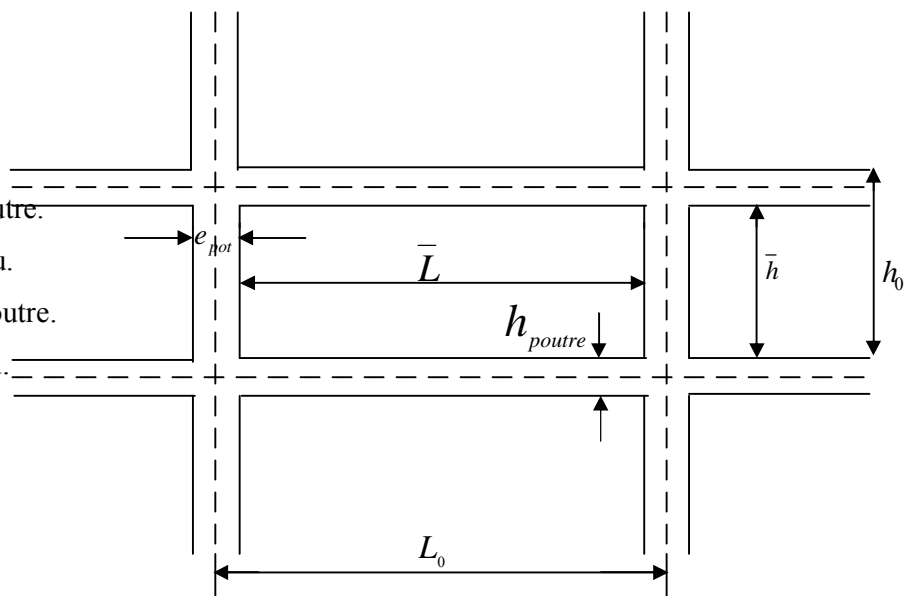
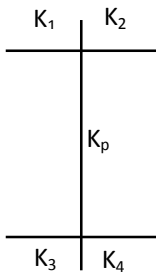


Fig IV.1 : Coupe verticale d'un niveau

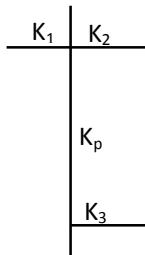
IV.1.2 Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques :

Cas d'étage courant :

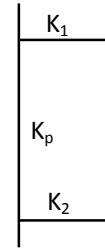
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres}_{sup} + \text{poutres}_{inf})}{2K_{poteau}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



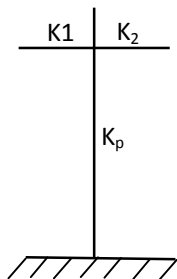
$$\bar{K} = \frac{K_1 - K_2 + K_3}{2K_p}$$



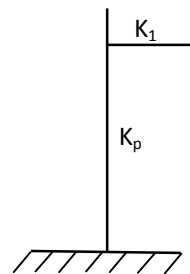
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

Cas du RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{poutres}_{sup}}{K_{poteau}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

IV.1.3 Calcul des coefficients correcteurs - a_{ij} - :

Niveau courant : $a_{ij} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

Niveau RDC : $a_{ij} = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

IV.1.4 Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

Niveau courant : $r_j = \frac{12EI}{h_c^3} \times a_{ij}$

Niveau RDC : - Poteau encasté à sa base : $r_j = \frac{12EI}{h_c^3} \times a_{ij}$

-Poteau articulé à sa base : $r_j = \frac{3EI}{h_c^3} \times a_{ij}$

Avec :

h_c : hauteur du poteau calculé.

E_i : module de déformation du béton= 32164.2 MPa

I_p : Inertie du poteau.

IV.1.5 Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y):

$R_{jx} = \sum r_{ij} \Rightarrow$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij} \Rightarrow$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

➤ **calcul des rigidités des poteaux :**

• **Sens transversal :**

-Poteaux :

Niveaux	Poteaux	h (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot}(cm^3)$
9 ^{eme}	30×30	271	30	286	67500	236.01
8, 7, 6 ^{eme}	35×35	271	35	288.5	125052.083	433.45
5, 4, 3 ^{eme}	40×40	271	40	291	213333.333	773.10
2, 1 ^{eme}	45×45	271	45	293.5	341718.75	1164.28
RDC	45×45	373	45	395.5	341718.75	864.02

Tableau IV-1 : rigidité des poteaux transversales

-poutres :

Niveaux	travée	L (cm)	ep(cm)	L(cm)	h _{pout} (cm)	Lc(cm)	I _{pout} (cm ⁴)	K _{pout}
9 ^{eme}	1-2	400	30	370	35	387.5	107187.5	276.61
	2-3	420	30	390	35	407.5	107187.5	263.04
	3-4	420	30	390	35	407.5	107187.5	263.04
	4-5	420	30	390	35	407.5	107187.5	263.04
	5-6	420	30	390	35	407.5	107187.5	263.04
	6-7	400	30	370	35	387.5	107187.5	276.61
8, 7,6 ^{eme}	1-2	400	35	365	35	382.5	107187.5	280.23
	2-3	420	35	385	35	402.5	107187.5	266.30
	3-4	420	35	385	35	402.5	107187.5	366.30
	4-5	420	35	385	35	402.5	107187.5	366.30
	5-6	420	35	385	35	402.5	107187.5	366.30
	6-7	400	35	365	35	382.5	107187.5	280.23
5, 4,3 ^{eme}	1-2	400	40	360	35	377.5	107187.5	283.94
	2-3	420	40	380	35	397.5	107187.5	269.65
	3-4	420	40	380	35	397.5	107187.5	269.65
	4-5	420	40	380	35	397.5	107187.5	269.65
	5-6	420	40	380	35	397.5	107187.5	269.65
	6-7	400	40	360	35	377.5	107187.5	283.94
RDC ,2 ^{eme}	1-2	400	45	355	35	372.5	107187.5	285.75
	2-3	420	45	375	35	392.5	107187.5	273.09
	3-4	420	45	375	35	392.5	107187.5	273.09
	4-5	420	45	375	35	392.5	107187.5	273.09
	5-6	420	45	375	35	392.5	107187.5	273.09
	6-7	400	45	355	35	372.5	107187.5	285.75

Tableau IV-2 : rigidité des poutres transversales

- Sens longitudinal :

-poteaux :

Niveaux	Poteaux	\bar{h} (cm)	e _{pot} (cm)	H _c (cm)	I _{pot} (cm ⁴)	K _{pot} (cm ³)
9 ^{eme}	30×30	266	30	281	67500	240.21
8, 7,6 ^{eme}	35x35	266	35	283.5	125052.08	441.10
5, 4,3 ^{eme}	40×40	266	40	286	213333.33	745.920
2,1 ^{er}	45×45	266	45	288.5	341718.75	1184.467
RDC	45×45	368	45	390.5	341718.75	875.08

Tableau IV-3 : rigidité des poutres longitudinales

-poutres :

Niveaux	travée	L (cm)	ep(cm)	\bar{L} (cm)	h_{pout} (cm)	Lc(cm)	I_{pout} (cm ⁴)	K_{pout}
9 ^{eme}	A-B	405	30	375	40	395	160000	405.06
	B-C	405	30	375	40	395	160000	405.06
	C-D	440	30	410	40	430	160000	372.09
	D-E	440	30	410	40	430	160000	372.09
	E-F	405	30	375	40	395	160000	405.06
	F-I	405	30	375	40	395	160000	405.06
8, 7,6 ^{eme}	A-B	405	35	370	40	350	160000	457.14
	B-C	405	35	370	40	350	160000	457.14
	C-D	440	35	404	40	385	160000	415.58
	D-E	440	35	405	40	385	160000	415.58
	E-F	405	35	370	40	350	160000	457.14
	F-I	405	35	370	40	350	160000	457.14
5, 4,3 ^{eme}	A-B	405	40	365	40	345	160000	463.77
	B-C	405	40	365	40	345	160000	463.77
	C-D	440	40	400	40	380	160000	421.05
	D-E	440	40	400	40	380	160000	421.05
	E-F	405	40	365	40	345	160000	463.77
	F-I	405	40	365	40	345	160000	463.77
RDC ,2 ^{eme}	A-B	405	45	360	40	340	160000	470.59
	B-C	405	45	360	40	340	160000	470.59
	C-D	440	45	395	40	375	160000	426.66
	D-E	440	45	395	40	375	160000	426.66
	E-F	405	45	360	40	340	160000	470.59
	F-I	405	45	360	40	340	160000	470.59

Tableau IV-4 : rigidité des poutres longitudinales

➤ **Rigidité relative par portique :**

▪ **Sens transversal**

- (Fille C ,D,E) :

Niveaux	Poteaux	hc (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	K_{pot}	$\frac{K}{h}$	a_{ij}	r_{ij}	$R_{ij} x$
9 ^{eme}	1	286	67500	236.01	1.07	0.35	3897.87	37660.43
	2	286	67500	236.01	2.09	0.51	5679.76	
	3	286	67500	236.01	2.03	0.5	5568.39	
	4	286	67500	236.01	2.03	0.5	5568.39	
	5	286	67500	236.01	2.03	0.5	5568.39	
	6	286	67500	236.01	2.09	0.51	5679.76	
	7	286	67500	236.01	1.07	0.35	3897.97	
8, 7,6 ^{eme}	1	288.5	125052.08	433.45	0.65	0.24	4824.13	48241.26
	2	288.5	125052.08	433.45	1.26	0.39	7839.20	
	3	288.5	125052.08	433.45	1.23	0.38	7638.20	
	4	288.5	125052.08	433.45	1.23	0.38	7638.20	
	5	288.5	125052.08	433.45	1.23	0.38	7638.20	
	6	288.5	125052.08	433.45	1.26	0.39	7839.20	
	7	288.5	125052.08	433.45	0.650	0.24	4824.13	
5, 4,3 ^{eme}	1	291	213333.33	773.10	0.36	0.15	5012.16	52460.60
	2	291	213333.33	773.10	0.72	0.26	8687.74	
	3	291	213333.33	773.10	0.70	0.25	8353.60	
	4	291	213333.33	773.10	0.70	0.25	8353.60	
	5	291	213333.33	773.10	0.70	0.25	8353.60	
	6	291	213333.33	773.10	0.72	0.26	8687.74	
	7	291	213333.33	773.10	0.36	0.15	5012.16	
1.2 ^{eme}	1	293.5	341718.74	1164.28	0.24	0.11	5738.40	61036.46
	2	293.5	341718.74	1164.28	0.48	0.19	9911.78	
	3	293.5	341718.74	1164.28	0.47	0.19	9911.78	
	4	293.5	341718.74	1164.28	0.47	0.19	9911.78	
	5	293.5	341718.74	1164.28	0.47	0.19	9911.78	
	6	293.5	341718.74	1164.24	0.48	0.19	9911.78	
	7	293.5	341718.74	1164.28	0.24	0.11	5738.40	
RDC	1	395.5	341718.74	864.02	0.33	0.35	7461.93	60121.82
	2	395.5	341718.74	864.02	0.65	0.43	9167.51	
	3	395.5	341718.74	864.02	0.63	0.42	8954.32	
	4	395.5	341718.74	864.02	0.63	0.42	8954.32	
	5	395.5	341718.74	864.02	0.63	0.42	8954.32	
	6	395.5	341718.74	864.02	0.65	0.43	9167.51	
	7	395.5	341718.74	864.02	0.33	0.35	7461.93	

Tableau IV-5 : rigidité des portiques transversales (Fille C, D,E)

-file (A.B.F.j)

Niveaux	Poteaux	Hc (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	K_{pot}	α	a_{ij}	r_{ij}	R_{ijx}
9 ^{eme}	1	286	67500	236.01	1.07	0.35	3897.87	27173.74
	2	286	67500	236.01	2.09	0.51	5679.76	
	3	286	67500	236.01	1.12	0.36	4009.24	
	4	286	67500	236.01	/	/	/	
	5	286	67500	236.01	1.12	0.36	4009.24	
	6	286	67500	236.01	2.09	0.51	5679.76	
	7	286	67500	236.01	1.07	0.35	3897.97	
8, 7,6 ^{eme}	1	288.5	125052.08	433.05	0.65	0.24	4824.13	26532.68
	2	288.5	125052.08	433.05	1.26	0.39	7839.20	
	3	288.5	125052.08	433.05	0.73	0.27	5427.14	
	4	288.5	125052.08	433.05	/	/	/	
	5	288.5	125052.08	433.05	0.73	0.27	5427.14	
	6	288.5	125052.08	433.05	1.26	0.39	4824.13	
	7	288.5	125052.08	433.05	0.65	0.24	7839.20	
5, 4,3 ^{eme}	1	291	213333.33	773.10	0.36	0.15	5012.16	36755.83
	2	291	213333.33	773.10	0.72	0.26	8687.74	
	3	291	213333.33	773.10	0.35	0.14	4678.02	
	4	291	213333.33	773.10	/	/	/	
	5	291	213333.33	773.10	0.35	0.14	4678.02	
	6	291	213333.33	773.10	0.72	0.26	8687.74	
	7	291	213333.33	773.10	0.36	0.15	5012.16	
2 ^{eme}	1	293.5	341718.74	1164.28	0.24	0.11	5738.40	41733.82
	2	293.5	341718.74	1164.28	0.48	0.19	9911.78	
	3	293.5	341718.74	1164.28	0.23	0.10	5216.73	
	4	293.5	341718.74	1164.28	/	/	/	
	5	293.5	341718.74	1164.28	0.23	0.10	5216.73	
	6	293.5	341718.74	1164.24	0.48	0.19	9911.78	
	7	293.5	341718.74	1164.28	0.24	0.11	5738.40	
1 ^{er}	1	293.5	341718.74	1164.28	0.24	0.11	5738.40	61036.46
	2	293.5	341718.74	1164.28	0.48	0.19	9911.78	
	3	293.5	341718.74	1164.28	0.47	0.19	9911.78	
	4	293.5	341718.74	1164.28	0.47	0.19	9911.78	
	5	293.5	341718.74	1164.28	0.47	0.19	9911.78	
	6	293.5	341718.74	1164.24	0.48	0.19	9911.78	
	7	293.5	341718.74	1164.28	0.24	0.11	5738.40	
RDC	1	395.5	341718.74	864.02	0.33	0.35	7461.93	60121.82
	2	395.5	341718.74	864.02	0.65	0.43	9167.51	
	3	395.5	341718.74	864.02	0.63	0.42	8954.32	
	4	395.5	341718.74	864.02	0.63	0.42	8954.32	
	5	395.5	341718.74	864.02	0.63	0.42	8954.32	
	6	395.5	341718.74	864.02	0.65	0.43	9167.51	
	7	395.5	341718.74	864.02	0.33	0.35	7461.93	

Tableau IV-6 : rigidité des portiques transversales (Fille A ,B ,F ,J)

- Sens longitudinal : FILLE (1 ;2 ;3 ;5 ;6 ;7)

Niveaux	Poteaux	hc (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	K_{pot}	α	a_{ij}	r_{ij}	$R_{ij} \times$
9 ^{eme}	A	281	67500	240.21	1.79	0.47	5518.70	48141.83
	B	281	67500	240.21	3.59	0.64	7514.82	
	C	281	67500	240.21	3.43	0.63	7397.40	
	D	281	67500	240.21	3.27	0.62	7279.98	
	E	281	67500	240.21	3.43	0.63	7397.40	
	F	281	67500	240.21	3.59	0.64	7514.82	
	I	281	67500	240.21	1.79	0.47	5518.70	
8, 7,6 ^{eme}	A	283.5	125052.08	441.10	1.04	0.34	7202.19	63125.10
	B	283.5	125052.08	441.10	2.07	0.41	8685	
	C	283.5	125052.08	441.10	1.99	0.50	10591.46	
	D	283.5	125052.08	441.10	1.88	0.48	10167.8	
	E	283.5	125052.08	441.10	1.99	0.50	10591.46	
	F	283.5	125052.08	441.10	2.07	0.41	8685	
	I	283.5	125052.08	441.10	1.04	0.34	7202.19	
5, 4,3 ^{eme}	A	286	213333.33	745.92	0.62	0.24	8447.45	81962.68
	B	286	213333.33	745.92	1.24	0.38	13175.14	
	C	286	213333.33	745.92	1.19	0.37	13023.16	
	D	286	213333.33	745.92	1.13	0.36	12671.18	
	E	286	213333.33	745.92	1.19	0.37	13023.16	
	F	286	213333.33	745.92	1.24	0.38	13175.14	
	I	286	213333.33	745.92	0.62	0.24	8447.45	
1.2 ^{eme}	A	288.5	341718.74	1148.47	0.4	0.17	9337.58	93375.78
	B	288.5	341718.74	1148.47	0.79	0.28	15379.54	
	C	288.5	341718.74	1148.47	0.76	0.27	14830.27	
	D	288.5	341718.74	1148.47	0.72	0.26	14280	
	E	288.5	341718.74	1148.47	0.76	0.27	14830.27	
	F	288.5	341718.74	1148.47	0.79	0.28	15379.54	
	I	288.5	341718.74	1148.47	0.4	0.17	9337.58	
RDC	A	390.5	341718.74	1148.47	0.54	0.41	9081.21	73978.60
	B	390.5	341718.74	1148.47	1.07	0.51	11296.13	
	C	390.5	341718.74	875.08	1.02	0.5	11074.64	
	D	390.5	341718.74	875.08	0.49	0.5	11074.64	
	E	390.5	341718.74	875.08	1.02	0.5	11074.64	
	F	390.5	341718.74	875.08	1.07	0.51	11296.13	
	I	390.5	341718.74	875.08	0.54	0.41	9081.21	

Tableau IV-7 : rigidité des portiques longitudinales (Fille1,2,3, 5,6,7)

-Fille 4

Niveaux	Poteaux	hc (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	K_{pot}	$\frac{R}{E}$	a_{ij}	r_{ij}	$R_{ij} \times$
9 ^{eme}	A	281	67500	240.21	/	/	/	17730.29
	B	281	67500	240.21	/	/	/	
	C	281	67500	240.21	1.63	0.45	5283.86	
	D	281	67500	240.21	3.27	0.61	7162.56	
	E	281	67500	240.21	1.63	0.45	5283.86	
	F	281	67500	240.21	/	/	/	
	I	281	67500	240.21	/	/	/	
8, 7,6 ^{eme}	A	283.5	125052.08	441.10	/	/	/	23724.85
	B	283.5	125052.08	441.10	/	/	/	
	C	283.5	125052.08	441.10	0.94	0.32	6778.53	
	D	283.5	125052.08	441.10	1.88	0.48	10167.79	
	E	283.5	125052.08	441.10	0.94	0.32	6778.53	
	F	283.5	125052.08	441.10	/	/	/	
	I	283.5	125052.08	441.10	/	/	/	
5, 4,3 ^{eme}	A	286	213333.33	745.92	/	/	/	28158.18
	B	286	213333.33	745.92	/	/	/	
	C	286	213333.33	745.92	0.56	0.22	7743.50	
	D	286	213333.33	745.92	1.12	0.36	12671.18	
	E	286	213333.33	745.92	0.56	0.22	7743.50	
	F	286	213333.33	745.92	/	/	/	
	I	286	213333.33	745.92	/	/	/	
2 ^{eme}	A	288.5	341718.74	1148.47	/	/	/	30759.08
	B	288.5	341718.74	1148.47	/	/	/	
	C	288.5	341718.74	1148.47	0.36	0.15	8239.04	
	D	288.5	341718.74	1148.47	0.72	0.26	14281.00	
	E	288.5	341718.74	1148.47	0.36	0.15	8239.04	
	F	288.5	341718.74	1148.47	/	/	/	
	I	288.5	341718.74	1148.47	/	/	/	
1 ^{er}	A	390.5	341718.74	1148.47	0.4	0.17	9337.58	93375.78
	B	390.5	341718.74	1148.47	0.79	0.28	15379.54	
	C	390.5	341718.74	875.08	0.76	0.27	14830.27	
	D	390.5	341718.74	875.08	0.72	0.26	14280	
	E	390.5	341718.74	875.08	0.76	0.27	14830.27	
	F	390.5	341718.74	875.08	0.79	0.28	15379.54	
	I	390.5	341718.74	875.08	0.4	0.17	9337.58	
RDC	A	390.5	341718.74	1148.47	0.54	0.41	9081.21	73978.60
	B	390.5	341718.74	1148.47	1.07	0.51	11296.13	
	C	390.5	341718.74	875.08	1.02	0.5	11074.64	
	D	390.5	341718.74	875.08	0.49	0.5	11074.64	
	E	390.5	341718.74	875.08	1.02	0.5	11074.64	
	F	390.5	341718.74	875.08	1.07	0.51	11296.13	
	I	390.5	341718.74	875.08	0.54	0.41	9081.21	

Tableau IV-8 : rigidité des portiques longitudinales (Fille 4)

IV.2 Caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

IV.2.1 Etude des refends :

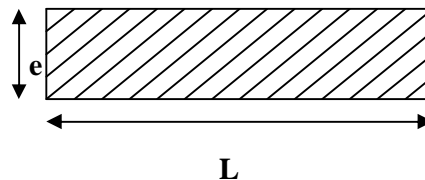
Dans notre structure on a que des refends pleins

IV.2.1.1 Calcul des inerties :

a) Refends longitudinaux :

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} ; I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

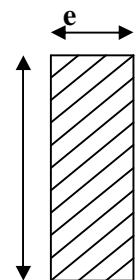
⇒ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend I_y



b) Refends transversaux :

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12} ; I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

→ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'), donc on prend: I_x



Sens transversale :

VOILS	L (m)	ep (m)	Ix (m ⁴)	N ^{bre} de voiles	Total Ix(m ⁴)
VT1	4	0.20	1.07	40	42.7
VT2	4.20	0.20	1.23	40	49.40
VT3	1.90	0.20	0.11	40	4.57
VT4	1.90	.020	0.11	40	4.57
Somme					101.24

Tableau IV -9-Inertie des voiles transversales

Sens longitudinales :

Niveaux	L (m)	ep (m)	I _x (m ⁴)	N ^{bre} de voiles	Total I _x (m ⁴)
VL1	2	0.20	0.13	30	3.9
VL2	4.4	0.20	1.42	20	28.40
				Somme	32.30

Tableau IV -10-Inertie des voiles longitudinales

IV.2.1.2.Calcul des inerties des poteaux :

a) Suivant le sens transversal : (I_y) $I_y = \frac{b \cdot a^3}{12}$

Niveau	a (m)	b (m)	I _y .10 ⁻³ (m ⁴)	N ^{bre} des poteaux	Total I _y (m ⁴)
RDC,1	0,45	0,45	3.417	49	0.170
2	0,45	0,45	3.417	49	0.170
3,4 et 5	0.40	0.40	2.133	45	0.096
6,7 et 8	0,35	0,305	1.250	45	0.056
9	0.30	0.30	0.675	45	0.030
				Somme	0.522

Tableau IV -11-Inertie des poteaux transversales

b) Suivant le sens longitudinal : (I_x) $I_x = \frac{a \cdot b^3}{12}$

Niveau	a (m)	b (m)	I _x .10 ⁻³ (m ⁴)	N ^{bre} des poteaux	Total I _x (m ⁴)
RDC,1	0,45	0,45	3.417	49	0.170
2	0,45	0,45	3.417	49	0.170
3,4 et 5	0.40	0.40	2.133	45	0.096
6,7 et 8	0,35	0,305	1.250	45	0.056
9	0.30	0.30	0.675	45	0.030
				Somme	0.522

Tableau IV -12-Inertie des poteaux longitudinales

c)Récapitulatif**1. Sens transversal**

L'inertie des poteaux : $I_p = 0.522m^4$

L'inertie des voiles : $I_v = 101.24m^4$

L'inertie de l'ensemble : $I = 101.762 m^4$

Pourcentage de l'inertie des poteaux /l'ensemble : 0.51 %

Pourcentage de l'inertie des voiles /l'ensemble : 99.49%

2. Sens longitudinal

L'inertie des poteaux : $I_p = 0.522 m^4$

L'inertie des voiles : $I_v = 32.30m^4$

L'inertie de l'ensemble : $I = 32.822m^4$

Pourcentage de l'inertie des poteaux par rapport à l'ensemble : 1.59%

Pourcentage de l'inertie des voiles par rapport à l'ensemble : 98.41 %

Conclusion :

On constate que :

L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 90% des sollicitations dues aux charges horizontales).D'après le RPA, le système de contreventement est du type 4a : portiques contreventés par des voiles sans interactions.

Chapitre V

Présentation de logiciel ETABS

Introduction :

Plusieurs programmes de calculs automatique sont fait afin de formuler le problème de calcul des structure et de le contrôle en un temps réduit et ils sont basés sur la méthode des éléments « finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à **l'utilisateur professionnel**.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

V.1. Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour Les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V.2. présentation de logiciel ETABS :(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments. 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 charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

-Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restraintes : points d'application de la charge

Loads : charges

Uniformed loads : charges uniformes

Define : définir

Material : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

File : fichier

Copy : copier

Move : déplacer

Save : enregistrer

Save as : enregistrer sous

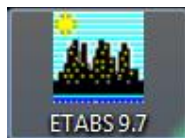
Add : ajouter

Delete : supprimer

Story : étage
Height : hauteur

V.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

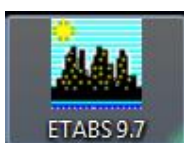
L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.7



- **Première étape :**

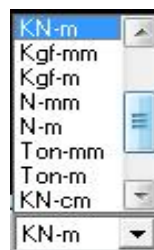
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l'icône de L'ETABS



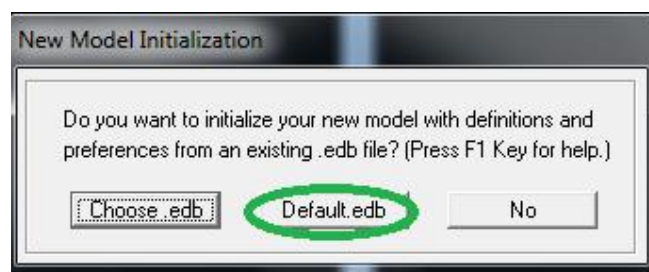
a) Choix des unités :

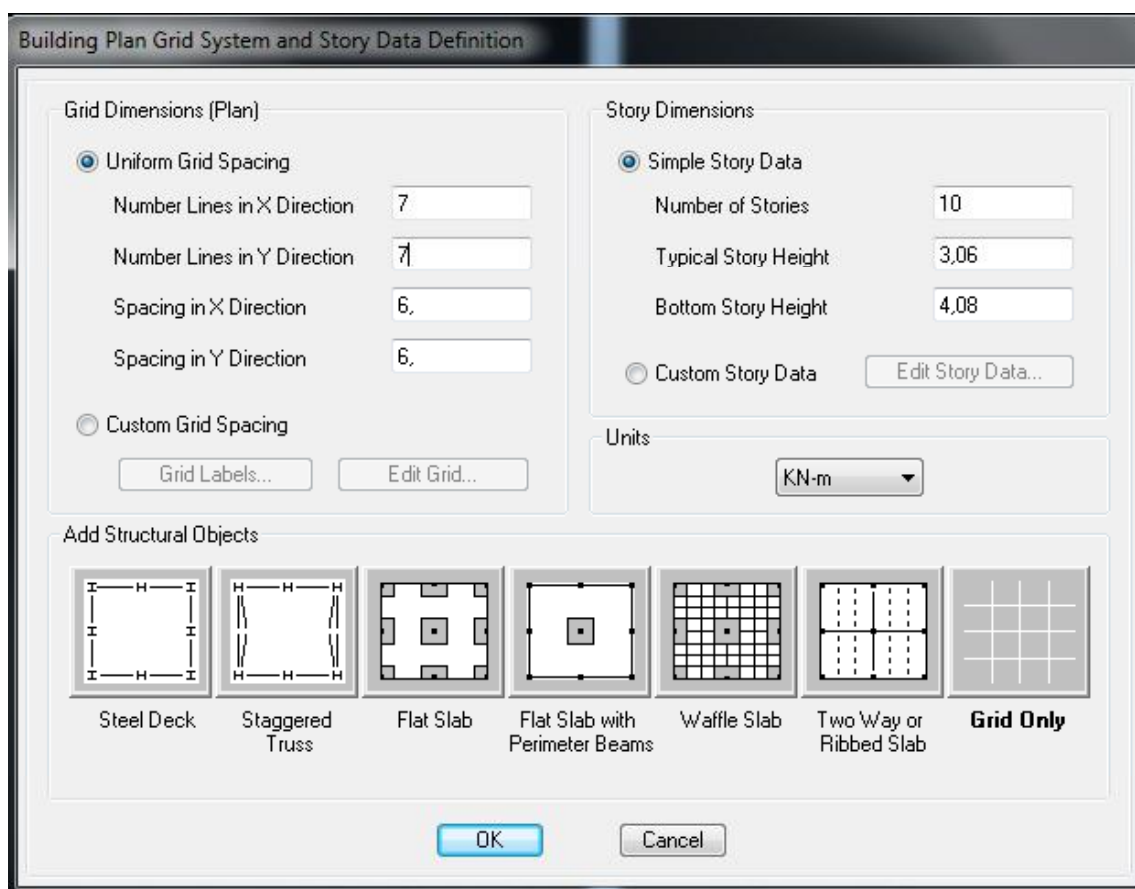
Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.



b) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :


dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**), puis on clique sur **Default.edb**.





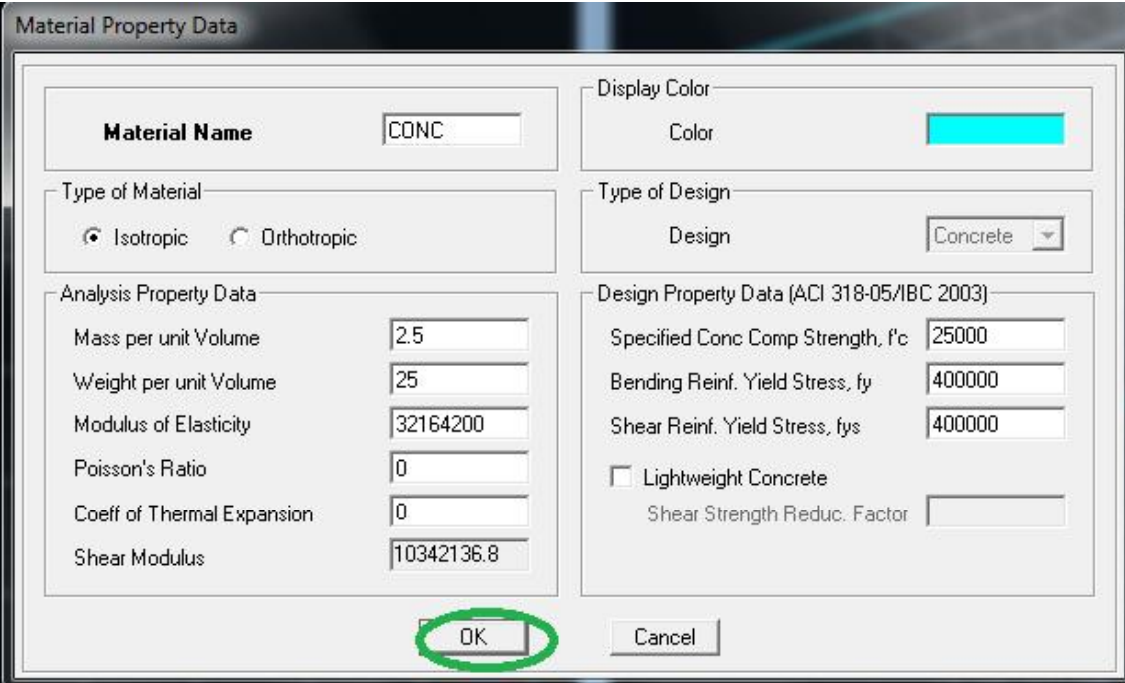
Pour une construction en Auto-Table. On choisit l'icône **Grid Only** , dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).
- Nombre des travées dans le sens de Y (Number of bays along Y).
- Longueur de travées dans le sens X entre axes (spacing in X direction).
- Hauteur d'étage (story Height).
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur en bas (bottom story height).

c) Propriétés mécanique du matériau utilise : 


define —> materials properties

cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (bétons « conc ») :



Material Property Data

Material Name CONC

Display Color
Color 

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
Design Concrete

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25
Modulus of Elasticity	32164200
Poisson's Ratio	0
Coeff of Thermal Expansion	0
Shear Modulus	10342136.8

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000

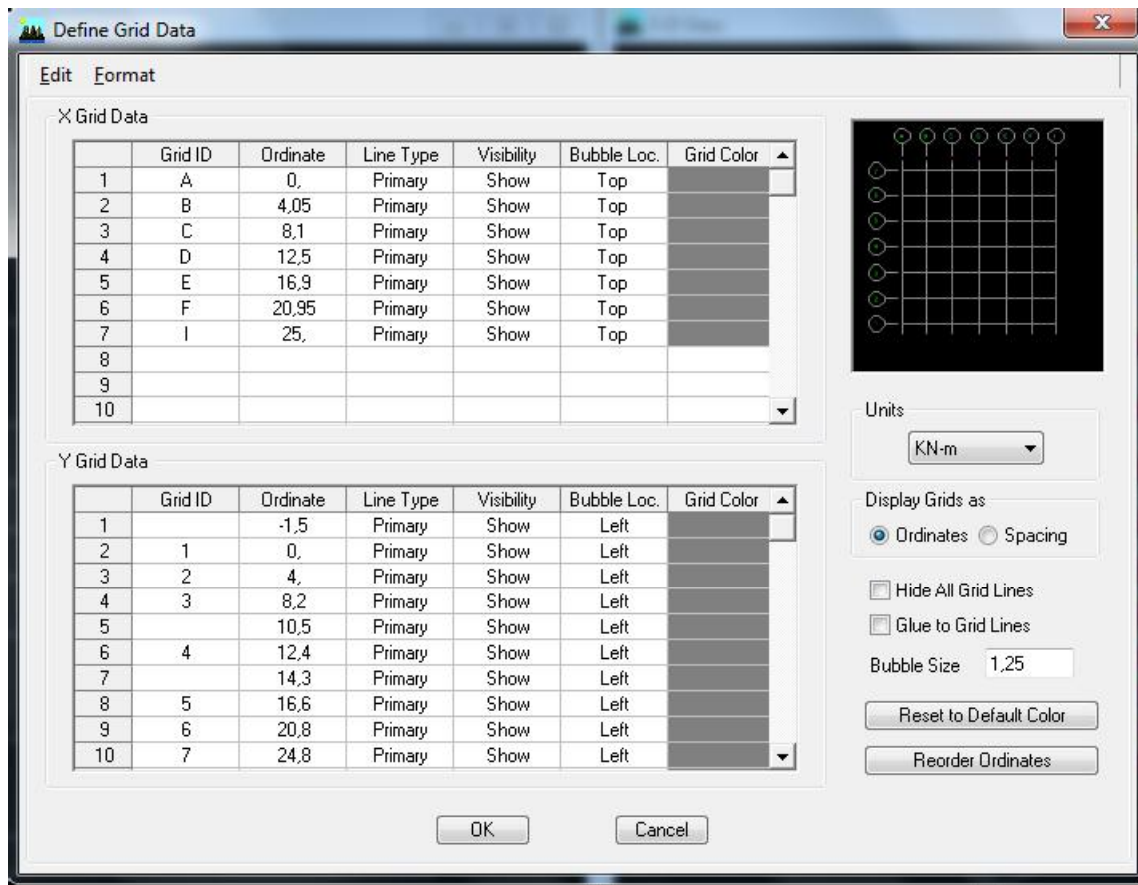
Lightweight Concrete
Shear Strength Reduc. Factor

OK Cancel

d) Modification de géométrie de base :

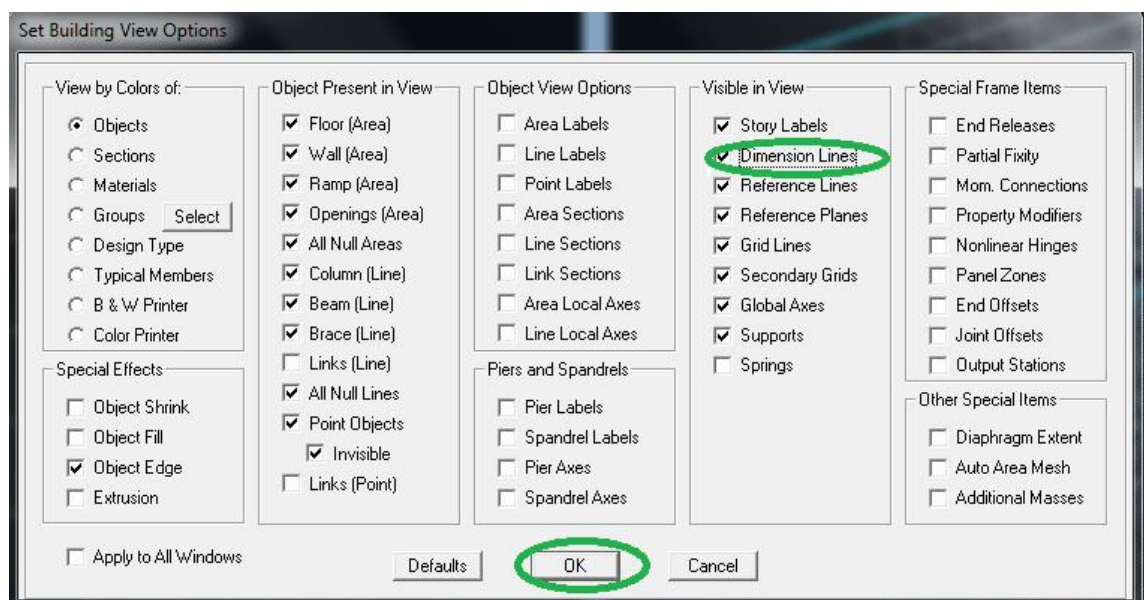
Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir

Edit grid data.



e) Vérification des dimensions

la barre des taches supérieure...set building view option...visible in view ... Dimension lines.



- **Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à définir des caractéristiques géométriques des éléments :

On va spécifier où définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleines et les voiles), qui sont en béton armé « conc » :

- ✓ **Pour les poutres et les poteaux :**

Define → frame sections ou 

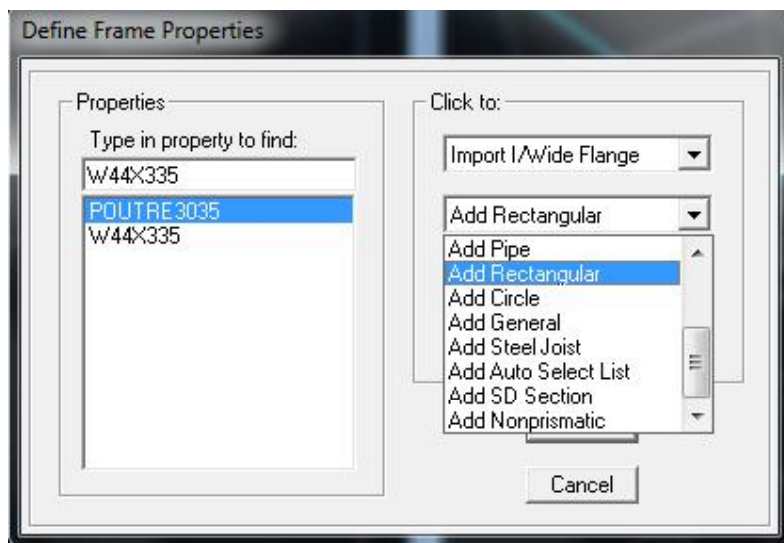
→ Icône propriétés → on sélection tout → delete property

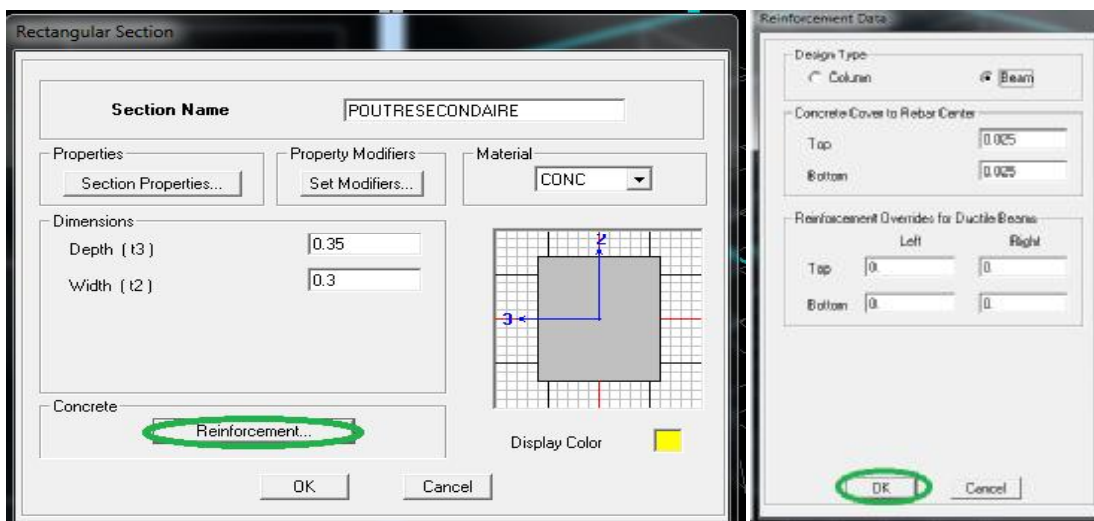
Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

Remarque

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :

Pour les poteaux → column, et pour les poutres → beam,





✓ Pour les voiles et les dalles pleines :

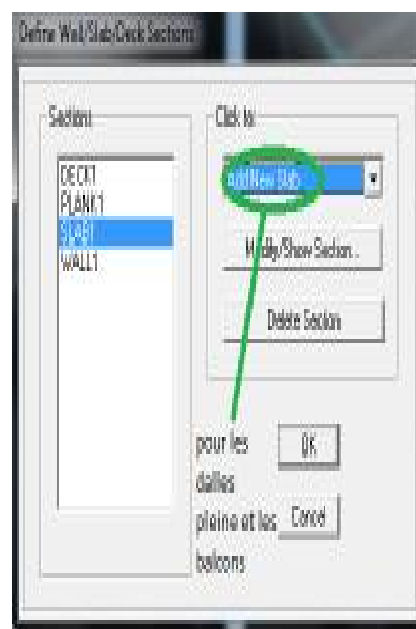
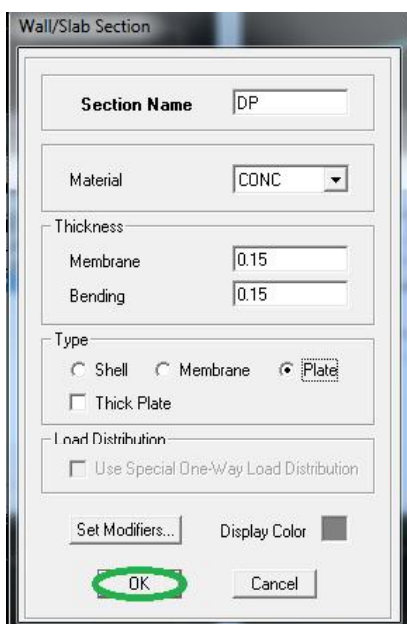
Define → wall/slab/deck sections, ou ()

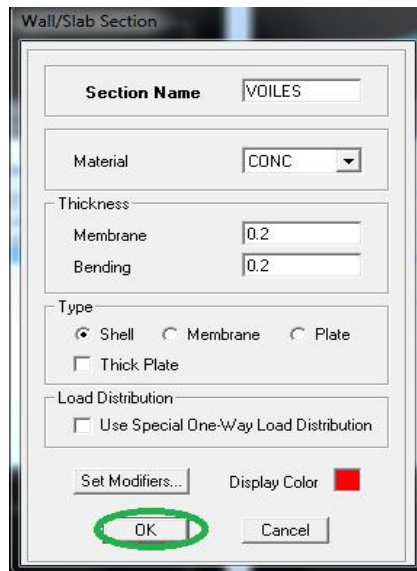
On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Element shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles. Les sections de cet élément sont définies par l'épaisseur.

Element membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Element plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.





- **Troisième étape :** affectation des éléments dans le modèle :



a) Poteaux et poutres :

draw → draw line objects → create lines in region or at clicks (plan,elev,3D)

ou



b) planchers et dalles pleines :

Draw → Draw area objects → DrawRectangular  , ou create areas at clicks 

c) Les voiles :

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines mais on va se mettre en élévation.

Remarque :

-Quand on modélise les voiles on doit modéliser leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme les voiles avec le dimensionnement des poteaux.

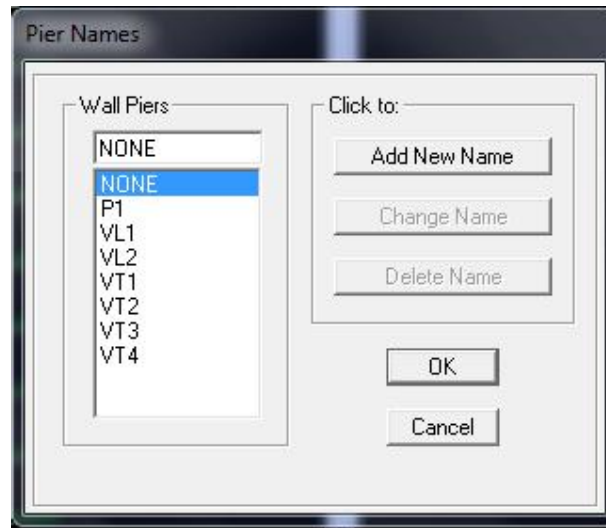
-Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir ainsi on :

1. Sélectionnons-les voils

2. Ramenant l'instruction suivant :

Assing → Shelle/Area → PierLabel.





- **quatrième étape :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

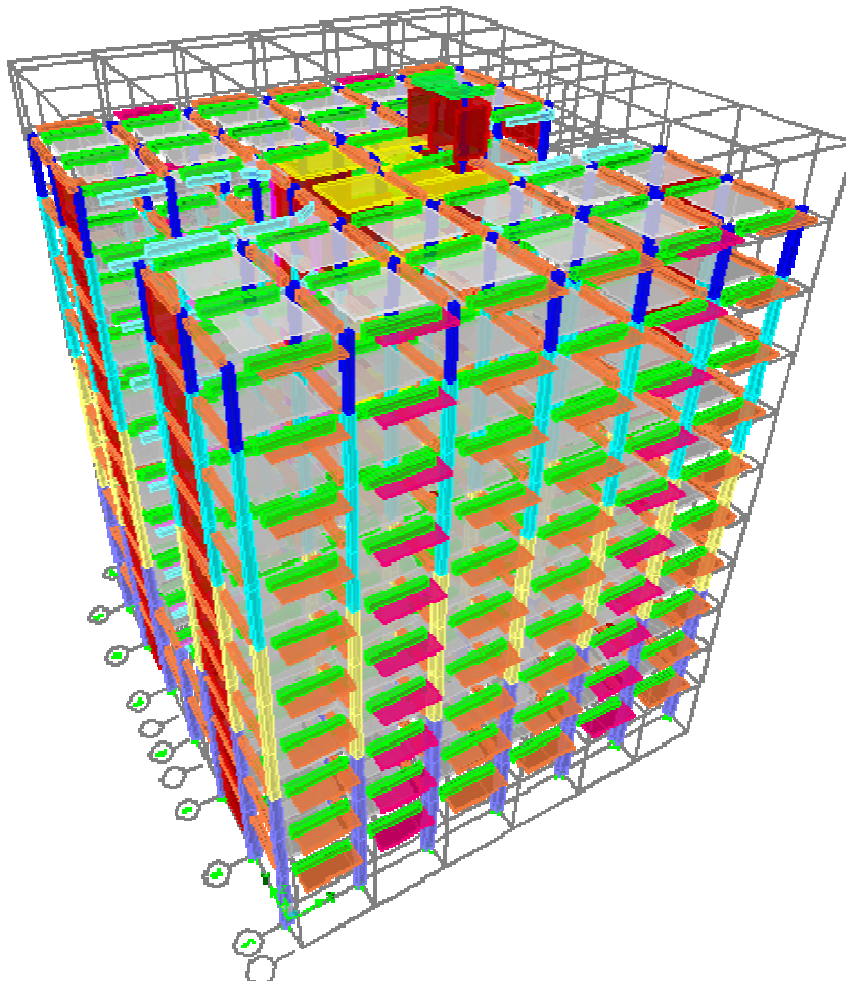
a) Appuis :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans de l'etabs on :

- sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :
- Assing → joint/point → contraintes.



✓ *Vue on 3D de la structure :*



- **Cinquième étapes :le chargement**

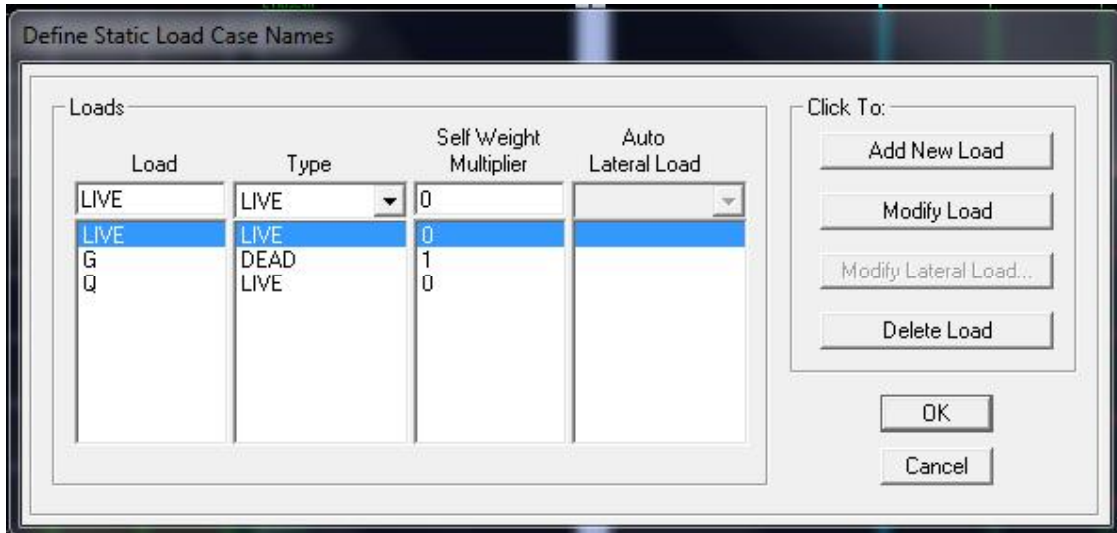
a)définition de cas de charge :

charges permanentes et surcharge d'exoloitations

define → static loed cases ou 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND),de neige(SNOW) et d'autre.

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.



b) application des charges :

✓ **Pour les dalles pleines :**

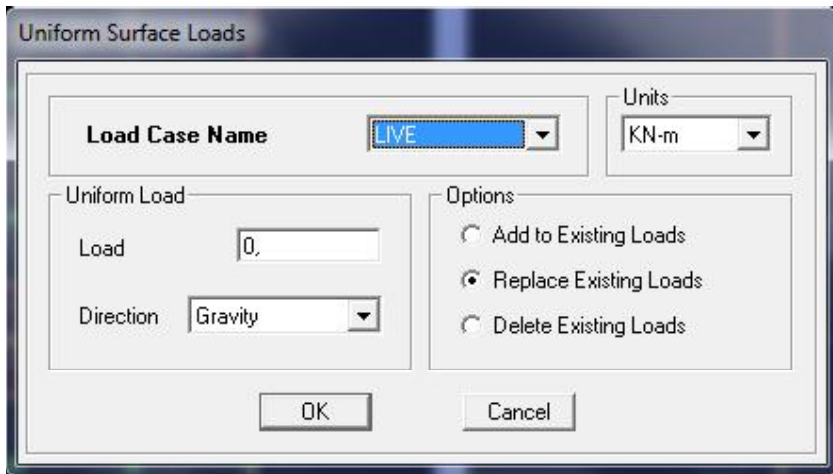
L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m² selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et pour les introduire :
-on sélection nous dalles.

Assing → shell/area Loads → Uniform.

Remarque :

Pour les charges permanentes des dalles pleines on enlève leur poids propres :

$$G_{dalle} = \rho_{beton} \times e_{p_{dalle}}$$



c) Définition De La Masse Sismique :

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite le séisme dont cette masse égale :

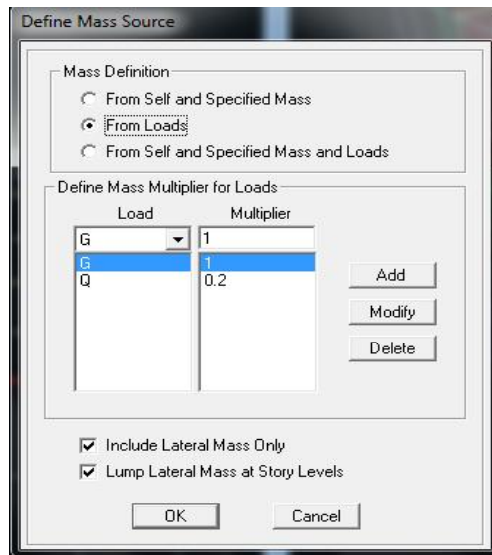
$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

β : Coefficient de pondération.

define → mass source ou l'icône



Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

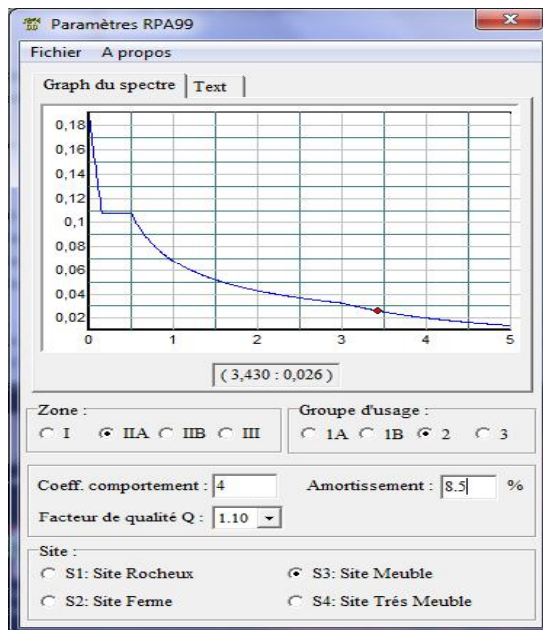


- Séisme étapes : définition des options du calcul.

a) analyse sismique :

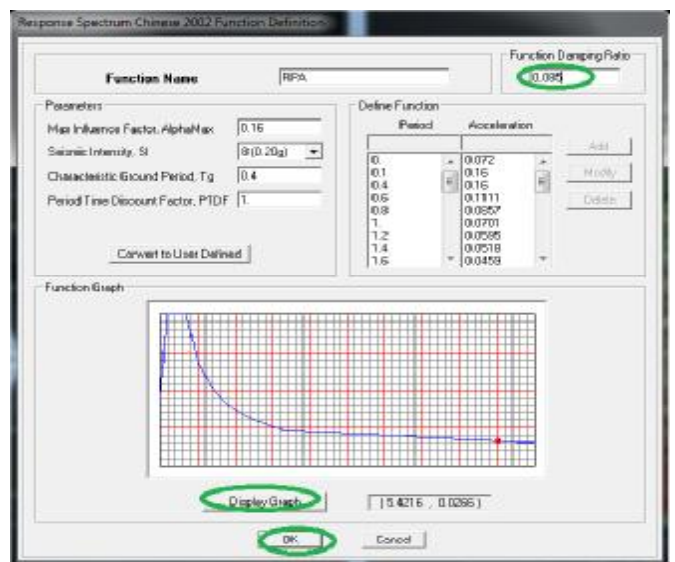
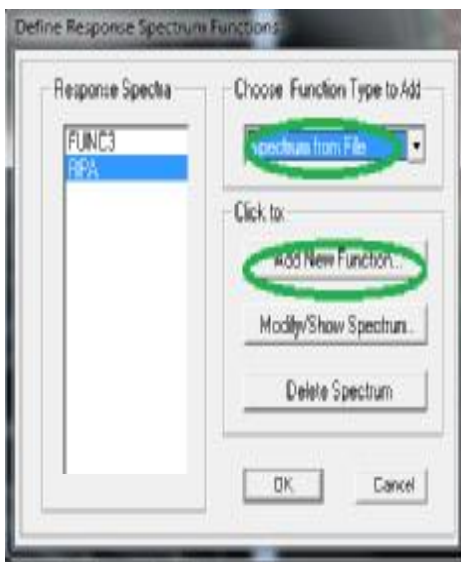
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

On défini le spectre comme suite :




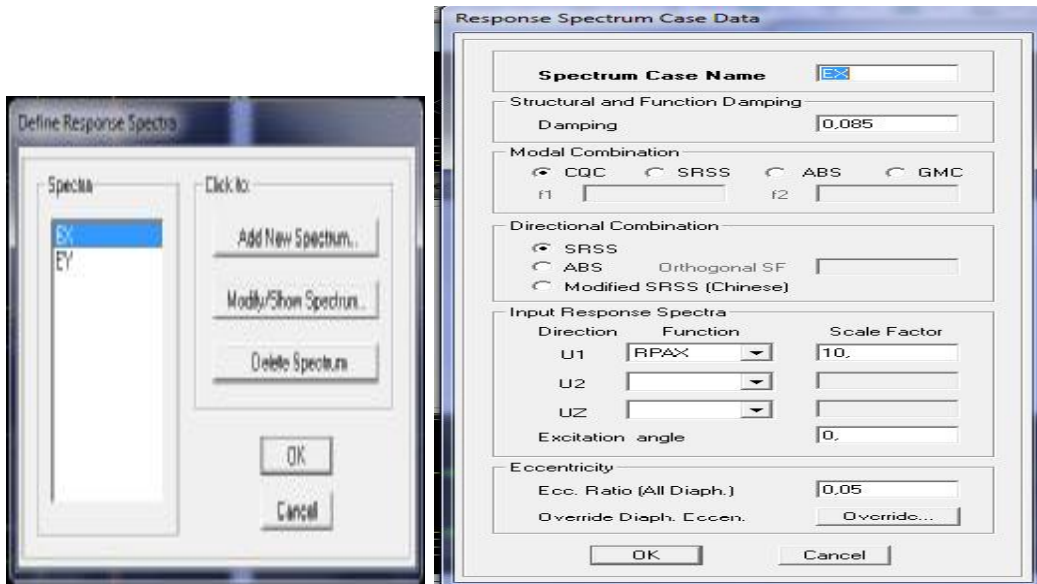
L'introduction du spectre :

Define → Reponse spectrum fonctions.



Definition de l'action sismique :

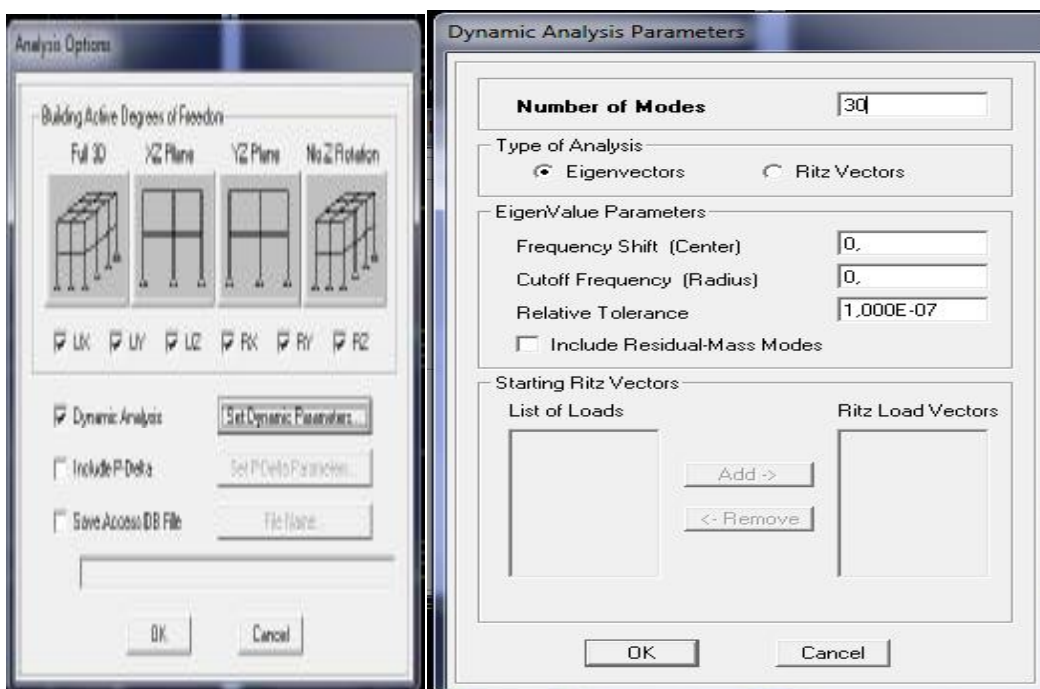
Define → Reponse spectrum cases ou 



- **Septième étapes :Analyse dynamique.**

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

analyze → set analyzeoption → cet dynamic paramertes



Nombre de mode = $3 \times N$ avec N : nombres détages.

Nombre de mode = $3 \times \sqrt{N}$ avec N : nombre de nevaux aptire de la base.

- **Huitième étapes : combinaison de charge**

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

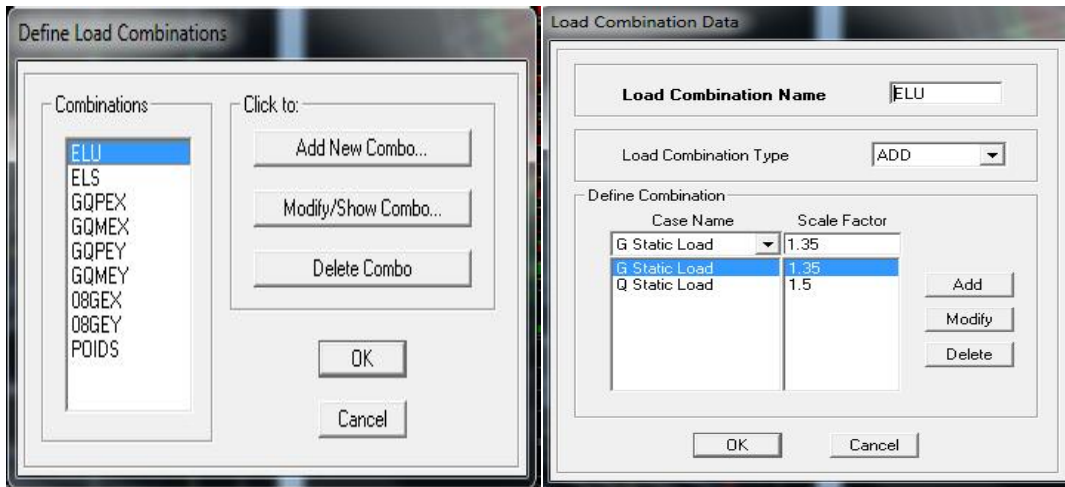
Define → laodcombinations 

On introduire les combinaisons de charges :

Les combinaisons accidentelles d'après RPA
 (G+Q+E), (0,8G+E), (G+Q+1,2E)


D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

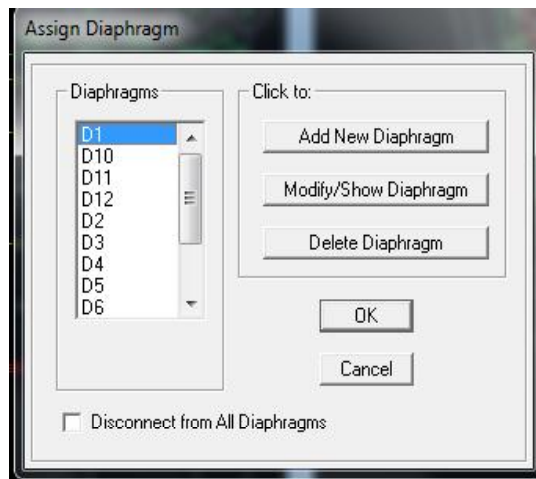
(ELU : 1,35G+1,5Q), (ELS : G+Q)

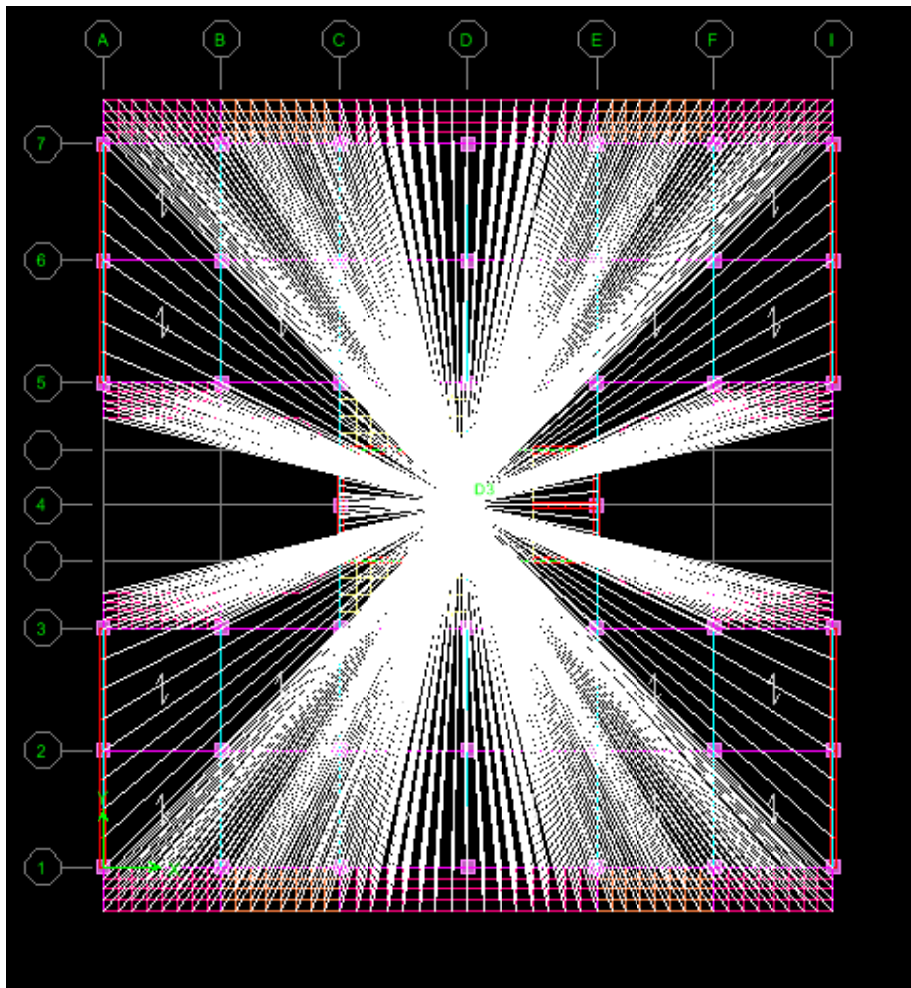


- **Neuvième étapes : définition des diaphragmes.**

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assing → joint/point → diaphragme. 





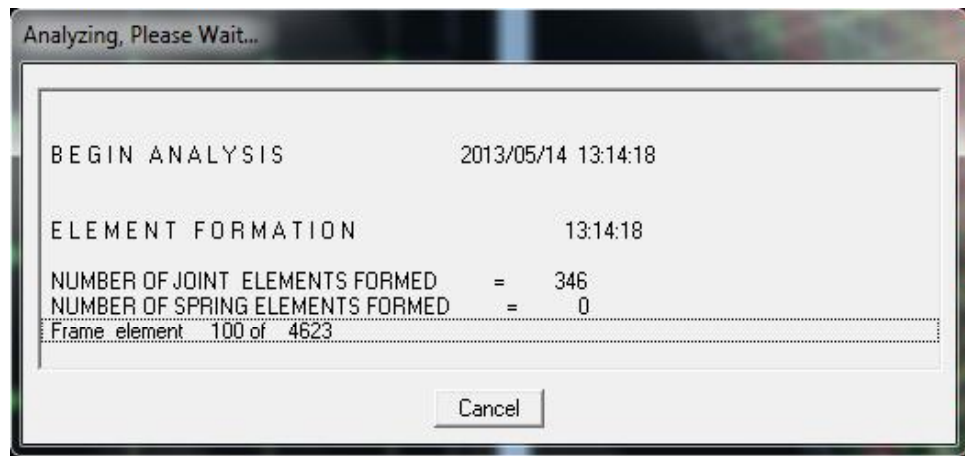
- **Dixieme etapes :ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELL.**

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson-L avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis **Exécution : Analyse Run Analysis Ou F5**

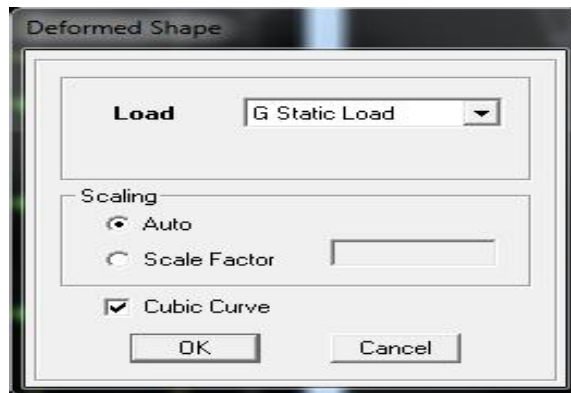


- **Onzième étape :interprétations des résultats.**

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

a)Déplacement: 

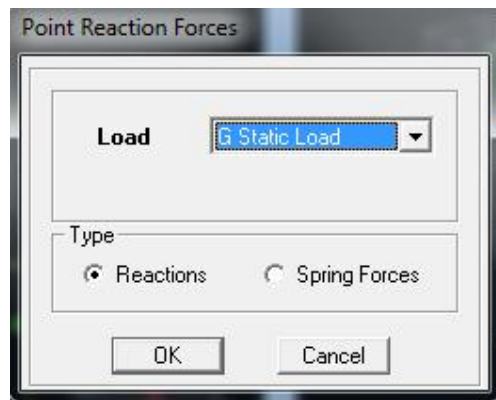
Display → show Deformed shape



Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.

b) Visualisation des réactions :

Display → show Membre Force/stress Diagram → Support/Springs Reaction.

**d) Visualisation des modes de vibration :**

Display → Show Shepe.

Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

c) Résultat d'analyse :

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display → Show tables

-Les efforts internes :

Chapitre VI

Vérification des résultats

❖ **Vérification des Exigences du RPA :**

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

- Estimation de la période fondamentale.
- Nombre de modes à considérer dans les calculs.
- Le type de contreventement.
- Vérification de la participation de la masse modale.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P-Δ)

✚ **La période :**

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{\text{analytique}} = 0.80 \text{ sec}$$

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (N):

$$h_N = 34,68m.$$

C_T : Coefficient, on fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le **tableau 4.6.Art 4.2.4 RPA 99/ version 2003**:

$$C_T = 0.05$$

$$T = 0,05 \times (34,68)^{\frac{3}{4}} = 0,71 \text{ La valeur de } T \text{ doit être majorée de } 30 \% \implies T = 1,3 \times 0,71 = 0,923 \text{ s} \quad T = 0,923 \text{ s} > T_{\text{etabs}} = 0,80 \text{ s} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✦ **pourcentage de la participation de la masse modale :**

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Le mode fondamental est une translation suivant x avec une mobilisation de masse de 72.05%, une translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 50.80%.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au septième mode, d'où la condition du RPA est vérifiée.

✦ **déplacements relatifs :**

D'après le RPA 99 (Art 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.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

$$\bar{\delta}_k = R \bar{\delta}_{ek}$$

$\bar{\delta}_{ek}$: déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à : $\Delta_k = \bar{\delta}_k - \bar{\delta}_{k-1}$.

• **Suivant EX :**

Etage	UX	$\bar{\delta}_k - \bar{\delta}_{k-1}$	Hauteur d'étage : he	1% he	condition
Etage 10	0.0157	0.0014	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 9	0.0143	0.0013	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 8	0.0130	0.0015	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 7	0.0115	0.0016	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 6	0.0099	0.0016	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 5	0.0083	0.0017	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 4	0.0066	0.0017	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 3	0.0049	0.0016	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 2	0.0033	0.0014	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 1	0.0019	0.0011	3.06	0.0306	vérifiée
RDC	0.0008	0.0008	4.08	0.0408	vérifiée

Tableau VI-1 : Déplacement relatif suivant Ex.

• Suivant EY :

Etage	UY	$\bar{\alpha}_k - \bar{\alpha}_{k-1}$	Hauteur d'étage : he	1% he	condition
Etage 10	0.0085	0.0014	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 9	0.0071	0.0009	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 8	0.0062	0.0009	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 7	0.0053	0.0009	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 6	0.0044	0.0008	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 5	0.0036	0.0009	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 4	0.0027	0.0008	3.06	0.0306	vérifiée
Etage3	0.0019	0.0006	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 2	0.0013	0.0006	3.06	0.0306	vérifiée
Etage 1	0.0007	0.0000	3.06	0.0306	vérifiée
RDC	0.0003	0.0003	4.08	0.0408	vérifiée

Tableau VI-2 : Déplacement relatif suivant Ey.

➤ Vérification de l'effort tranchant à la base :

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \text{ (Formule 4.1 du RPA 99)}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

W : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.7.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité

• Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

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

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

Critère q	P _i	
	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	
Redondance en plan.	0	
Régularité en plan.		0.05
Régularité en élévation.		0.05
Contrôle de qualité des matériaux	0	
Contrôle de la qualité del'exécution	0	

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

Suivant x-x : $3.7/1.7=1.09$ **Condition vérifiée. P_x = 0**

Suivant y-y : $4.4/1.65=1.05$ **Condition vérifiée. P_y = 0**

➤ **Régularité en plan**

Condition de symétrie : Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition non vérifiée. p_q= 0.05**

➤ **Condition de régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le système de contreventement n'est pas continu de bas vers le haut **Condition non vérifiée. p_q= 0.05.**

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectes depuis le séisme de 2003.

$Q = 1+0.1=1.10.$

$A = 0.15$

$R = 4$ (Le bâtiment est contreventé par voiles sons interaction).

$W = 50785.06$ KN (poids total de la structure déterminé du ETABS).

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site, $T_2=0.5s$ (Tab .4.7) de RPA 99.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

$\xi(\%)=10\%$: est le pourcentage d'amortissement critique Tab (4-2) de RPA

D'où $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 - \xi}} = 0.76 > 0.7$ condition vérifiée.

$T_2 < T < 3.0s$; $D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 1.38$

On trouve: $\begin{cases} V_x = 2890.94KN ; & 80\%V_x = 2312.75KN \\ V_y = 2890.94 KN; & 80\%V_y = 2312.75KN \end{cases}$

$V_{x\text{ anal}} = 2431.65 \text{ KN}$

$V_{y\text{ anal}} = 3214.54KN$

$V_{x\text{ anal}} = 2431.65 > 80\% V_x \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

$V_{y\text{ anal}} = 3214.54 > 80\% V_y \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Conclusion : $V_{\text{etabs}} > 0.8 V_{\text{MSE}} \Rightarrow$ **l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.**

➤ **Etude Du Contreventement**

Les efforts horizontaux repris par les portiques et les voiles sont tirés par le logiciel ETABS 9.7.0 à l'aide de l'option « section cut »

• **Sens x-x :**

Effort repris par les portiques : 0.08%

Effort repris par Les voiles : 99.92%

• **Sens y-y :**

Effort reprise par les portiques : 0.97%

Effort reprise par LES voiles : 99.03%

• **Conclusion :**

D'après les résultats ci-dessus, **la structure est contreventée par voile.**

➤ **Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$CM - CR \leq 5\% LX.$$

$$CM - CR \leq 5\% LY.$$

Avec: CM : Le centre de masse.

CR : Le centre de torsion.

- **Suivant le sens x-x :** On doit vérifier que :

$$CM - CR \leq 5\% LX.$$

- **Suivant le sens y-y :** On doit vérifier que :

$$CM - CR \leq 5\% Ly.$$

Etage	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	Ey	5%L _x	5%L _y	
RDC	12.474	13,556	12,442	12,4	0.032	1.156	1.25	1.39	c.vérifiée
Etage 1	12.445	12,4	12,346	12,4	0.099	0	1.25	1.39	c.vérifiée
Etage 2	12.447	12,391	12,288	12,399	0.159	0.008	1.25	1.39	c.vérifiée
Etage 3	12.438	12,4	12,24	12,399	0.198	0.061	1.25	1.39	c.vérifiée
Etage 4	12.438	12,4	12,201	12,399	0.237	0.061	1.25	1.39	c.vérifiée
Etage 5	12.438	12,4	12,171	12,399	0.267	0.061	1.25	1.39	c.vérifiée
Etage 6	12.436	12,4	12,147	12,399	0.289	0.061	1.25	1.39	c.vérifiée
Etage 7	12.436	12,4	12,128	12,399	0.308	0.061	1.25	1.39	c.vérifiée
Etage8	12.435	12,4	12,113	12,399	0.322	0.061	1.25	1.39	c.vérifiée
Etage 9	12.445	12,4	12,103	12,399	0.342	0.061	1.25	1.39	c.vérifiée
Etage10	16.0	12,4	16,935	12,4	0.935	0	1.25	1.39	c.vérifiée

Tableau VI-3 : Excentricité suivant Ex et Ey.

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :**

L'effet P-Δ est un effet 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 (**Δ**)

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\lambda = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0,1$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » ; h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

NIV	Pk(KN)	Hk (m)	Sensx-x				Sens y-y			
			Δkx(cm)	Vx(KN)	Pk×Δk	Ux	Δky(cm)	Vy(KN)	Pk×Ak	Uy
10	272,93	3.06	0.0014	34,53	0.382	0.004	0.0014	49,12	0.382	0.003
9	5660,58	3.06	0.0013	542,76	7.359	0.004	0.0009	750,73	5.094	0.002
8	11087,5	3.06	0.0015	925,82	16.631	0.006	0.0009	1282,26	99.787	0.025
7	16514,41	3.06	0.0016	1240,28	26.423	0.007	0.0009	1679,79	14.863	0.003
6	21941,33	3.06	0.0016	1509,66	35.106	0.008	0.0008	2001,92	17.553	0.003
5	27497,34	3.06	0.0017	1742,43	46.745	0.009	0.0009	2280,9	24.748	0.003
4	33053,36	3.06	0.0017	1941,89	56.191	0.009	0.0008	2526,64	26.443	0.003
3	38609,37	3.06	0.0016	2106,59	61.775	0.010	0.0006	2740,26	23.166	0.002
2	44307,75	3.06	0.0014	2239,09	62.031	0.009	0.0006	2925,56	26.585	0.003
1	50920,81	3.06	0.0011	2358,81	56.013	0.008	0.0000	3103,81	0	0
RD C	57300,8	4.08	0.0008	2431,65	45.841	0.005	0.0003	3214,54	17.190	0.002

L'effet du second ordre est négligeable donc la structure est stable.

Chapitre VII

Ferraillage des portiques

Ferraillage des portiques :

VII.1.Ferraillage des poutres :

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Aux appuis}$$

$$1,35G+1,5G \longrightarrow \text{En travées}$$

VII.1.1.Calcul des armatures à l'ELU :

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

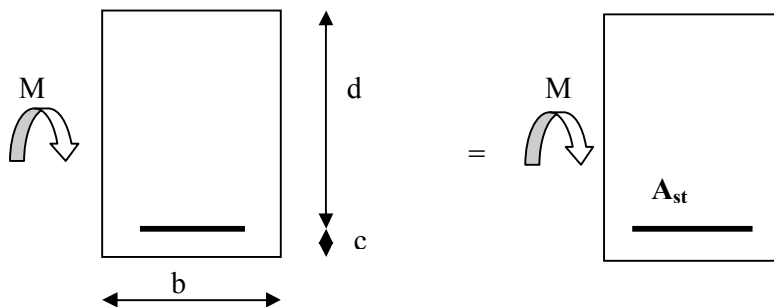
$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{t,28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa}$

Pour les feE400 on a : $\mu_1=0,392$

1^{er} cas :

$\mu < \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc}=0$



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$

$\gamma_s=1,5 \rightarrow$ Cas général.

$\gamma_s=1,15 \rightarrow$ Cas accidentel.

$f_e=400 \text{MPa}$

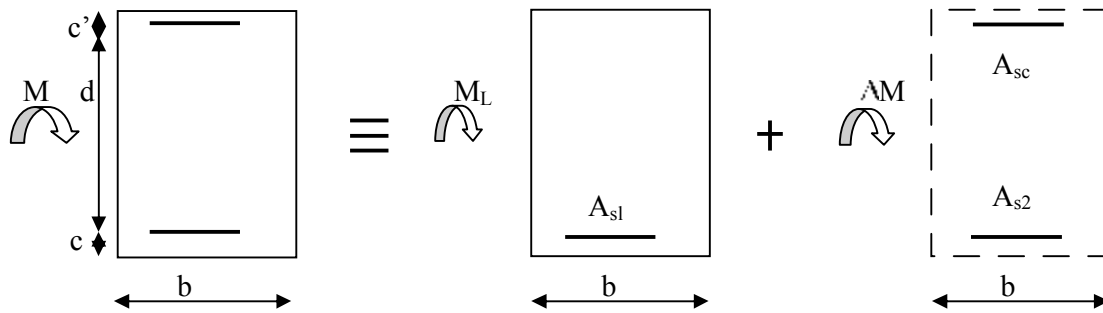
A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

2^{ème} cas :

$\mu > \mu_t - 0,392$ la section est doublement armée (SDA) .

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{avec: } \sigma_{sc} = \frac{f_{ct}}{\gamma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{sc}}$$

Remarque :

En situation courante :

$$\left. \begin{matrix} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,15 \end{matrix} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

En situation accidentelle :

$$\left. \begin{matrix} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{matrix} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} ; \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

Recommandation du RPA :

1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$A_{min} = 0,5\% b h$ dans la section.

-Poutres principales de (30×40) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (30×35) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

4% b h : en zone courante

6% b h : en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.

Poutres principales de (30×40) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires de (30×35) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

2) Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{h}{4}, HA12\right) \quad \text{En zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

1. Sens y-y : Les poutres principales

En travée :

Niveau	comb	M _{max} (KNm)	μ	obs	B	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _s adoptée
9 ^{eme}	ELU	30.743	0.052	SSA	0.973	2.46	6	3HA14+2HA12	6.88
8 ^{eme}	ELU	32.374	0.056	SSA	0.971	2.59	6	3HA14+2HA12	6.88
7 ^{eme}	ELU	32.374	0.056	SSA	0.971	2.59	6	3HA14+2HA12	6.88
6 ^{eme}	ELU	32.374	0.056	SSA	0.971	2.59	6	3HA14+2HA12	6.88
5 ^{eme}	ELU	32.004	0.054	SSA	0.972	2.56	6	3HA14+2HA12	6.88
4 ^{eme}	ELU	32.004	0.054	SSA	0.972	2.56	6	3HA14+2HA12	6.88
3 ^{eme}	ELU	32.004	0.054	SSA	0.972	2.56	6	3HA14+2HA12	6.88
2 ^{eme}	ELU	36.654	0.062	SSA	0.968	2.95	6	3HA14+2HA12	6.88
1 ^{er}	ELU	36.654	0.062	SSA	0.968	2.95	6	3HA14+2HA12	6.88
RDC	ELU	36.654	0.062	SSA	0.968	2.95	6	3HA14+2HA12	6.88

Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU (en travée)

Aux appuis :

Niv	Comb	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _s cal (cm ²)	A _{min} cm ²	Ferrailage	Aadop (cm ²)
9 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	62.781	0.107	SSA	0.9435	5.18	6	5HA14	7.70
	Nappe inf (0,8G±E)	62.812	0.107	SSA	0.9435	5.13	6	5HA14	7.70
8 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	82.361	0.141	SSA	0.9235	6.95	6	5HA14	7.70
	Nappe inf (0,8G±E)	82.828	0.142	SSA	0.923	6.99	6	5HA14	7.70
7 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	82.361	0.141	SSA	0.9235	6.95	6	5HA14	7.70
	Nappe inf (0,8G±E)	82.828	0.142	SSA	0.923	6.99	6	5HA14	7.70
6 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	82.361	0.141	SSA	0.9235	6.95	6	5HA14	7.70
	Nappe inf (0,8G±E)	82.828	0.142	SSA	0.923	6.99	6	5HA14	7.70
5 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	90.340	0.154	SSA	0.916	7.69	6	5HA14	7.70
	Nappe inf (0,8G±E)	90.36	0.154	SSA	0.916	7.69	6	5HA14	7.70
4 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	90.34	0.154	SSA	0.916	7.69	6	5HA14	7.70
	Nappe inf (0,8G±E)	90.36	0.154	SSA	0.916	7.69	6	5HA14	7.70
3 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	90.34	0.154	SSA	0.916	7.69	6	5HA14	7.70
	Nappe inf (0,8G±E)	90.36	0.154	SSA	0.916	7.69	6	5HA14	7.70
2 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	83.321	0.142	SSA	0.923	4.04	6	5HA14	7.70
	Nappe inf (0,8G±E)	83.486	0.143	SSA	0.9225	7.05	6	5HA14	7.70
1 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	83.321	0.142	SSA	0.923	4.04	6	5HA14	7.70
	Nappe inf (0,8G±E)	83.486	0.143	SSA	0.9225	7.05	6	5HA14	7.70
RDC	Nappe sup (G+Q±E)	83.321	0.142	SSA	0.923	4.04	6	5HA14	7.70
	Nappe inf (0,8G±E)	83.486	0.143	SSA	0.9225	7.05	6	5HA14	7.70

Tableau VII.2 : Ferrailage des poutres principales à (G+Q±E) (aux appuis)

2. Sens x-x: Les poutres secondaires

En travée :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Ferrailage	A_s adoptée
9 ^{eme}	ELU	20.341	0.046	SSA	0.976	1.61	5,25	3HA14+2HA10	6,19
8 ^{eme}	ELU	36.583	0.083	SSA	0.9565	2.94	5,25	3HA14+2HA10	6,19
7 ^{eme}	ELU	36.583	0.083	SSA	0.9565	2.94	5,25	3HA14+2HA10	6,19
6 ^{eme}	ELU	36.583	0.083	SSA	0.9565	2.94	5,25	3HA14+2HA10	6,19
5 ^{eme}	ELU	31.595	0.072	SSA	0.963	2.53	5,25	3HA14+2HA10	6,19
4 ^{eme}	ELU	31.595	0.072	SSA	0.963	2.53	5,25	3HA14+2HA10	6,19
3 ^{eme}	ELU	31.595	0.072	SSA	0.963	2.53	5,25	3HA14+2HA10	6,19
2 ^{eme}	ELU	20.159	0.046	SSA	0.976	1.6	5,25	3HA14+2HA10	6,19
1 ^{er}	ELU	20.159	0.046	SSA	0.976	1.6	5,25	3HA14+2HA10	6,19
RDC	ELU	20.159	0.046	SSA	0.976	1.6	5,25	3HA14+2HA10	6,19

Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (en travée)

Aux appuis :

Niv	Comb	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s cal (cm^2)	A_{min} cm^2	Ferrailage	A_{adop} (cm^2)
9 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	24.25	0.055	SSA	0.9715	1.93	5,25	3HA14+2HA10	6.19
	Nappe inf (0,8G±E)	18.908	0.043	SSA	0.9785	1.49	5,25	3HA14+2HA10	6.19
8 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	44.952	0.103	SSA	0.9455	3.64	5,25	3HA14+2HA10	6.19
	Nappe inf (0,8G±E)	35.471	0.081	SSA	0.9575	2.85	5,25	3HA14+2HA10	6.19
7 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	44.952	0.103	SSA	0.9455	3.64	5,25	3HA14+2HA10	6.19
	Nappe inf (0,8G±E)	35.471	0.081	SSA	0.9575	2.85	5,25	3HA14+2HA10	6.19
6 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	44.952	0.103	SSA	0.9455	3.64	5,25	3HA14+2HA10	6.19
	Nappe inf (0,8G±E)	35.471	0.081	SSA	0.9575	2.85	5,25	3HA14+2HA10	6.19
5 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	45.155	0.103	SSA	0.9455	3.66	5,25	3HA14+2HA10	6.19
	Nappe inf (0,8G±E)	45.733	0.104	SSA	0.945	3.71	5,25	3HA14+2HA10	6.19
4 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	45.155	0.103	SSA	0.9455	3.66	5,25	3HA14+2HA10	6.19
	Nappe inf (0,8G±E)	45.733	0.104	SSA	0.945	3.71	5,25	3HA14+2HA10	6.19

3 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	45.155	0.103	SSA	0.9455	3.66	5,25	3HA14+2HA10	6.19
	Nappe inf (0,8G±E)	45.733	0.104	SSA	0.945	3.71	5,25	3HA14+2HA10	6.19
2 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	44.583	0.102	SSA	0.946	3.61	5,25	3HA14+2HA10	6.19
	Nappe inf (0,8G±E)	45.044	0.103	SSA	0.9455	3.65	5,25	3HA14+2HA10	6.19
1 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	44.583	0.103	SSA	0.9455	3.61	5,25	3HA14+2HA10	6.19
	Nappe inf (0,8G±E)	45.044	0.104	SSA	0.945	3.65	5,25	3HA14+2HA10	6.19
RDC	Nappe sup (G+Q±E)	44.583	0.103	SSA	0.9455	3.61	5,25	3HA14+2HA10	6.19
	Nappe inf (0,8G±E)	45.044	0.104	SSA	0.945	3.65	5,25	3HA14+2HA10	6.19

Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres secondaires (G+Q+E) et (0,8G+E) (aux appuis)

VII.1.2. Vérifications à L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

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

Poutres principales de (30×40) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2,1}{400} = 1,36 < 6,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow$
vérifiée

Poutres secondaires de (30×35) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2,1}{400} = 1,17 < 6,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow$
vérifiée

b) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\text{- Poutres principales} \quad \tau_u = \frac{97.24 \times 10^3}{300 \times 375} = 0.997 \text{ MPa.}$$

$$\text{- Poutres secondaires} \quad \tau_u = \frac{48.46 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.497 \text{ MPa.}$$

c) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)

la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\bar{\tau}_u \leq \tau_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times 25 / 1,5 ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

- Poutres principales $\tau_u = 0,977 \text{ MPa} < 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée.
- Poutres secondaires $\tau_u = 0,497 \text{ MPa} < 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d'un appui ou existe un moment ou M_u , la section (A) des armatures inférieures doit être telle que l'on ait : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

Et ces armatures doivent être ancrées au delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égal a $(T_u + \frac{M_u}{0,9d})$

M_u : étant pris avec son signe, généralement négatif, et T_u effort tranchant a droite l'appui étant normalement positif, si on a : $(T_u + \frac{M_u}{0,9d}) < 0$

- Poutres principales : $97.24 + \frac{89.942}{0,9 \times 0,375} = 169.25 < 0$
 - Poutres secondaires : $48.46 + \frac{62.338}{0,9 \times 0,325} = 164.66 < 0$
- } \Rightarrow Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales : $T_u = 97.24\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 37,5 \times 30 \times 2,5}{1,5} = 675\text{KN}.$
- Poutres secondaires : $T_u = 48.46\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 32,5 \times 30 \times 2,5}{1,5} = 585\text{KN}.$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence :

(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi . f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

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

$$\tau_{sc} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

$$\text{- Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{97,24 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times (5 \times 14) \times \pi} \quad 1,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{- Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{48,46 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times (3 \times 14 + 2 \times 10) \times \pi} \quad 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

c) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\eta \times f_c}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = 49,39 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = 56,43 \text{ cm.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_a = 16,92 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_a = 19,75 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_a = 22,57 \text{ cm.}$$

e) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1,14 ; 1,2 ; 3) \text{ où } \Phi_1 \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.}$$

$$\text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

f) Calcul des espacements :

$$\blacksquare \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) = \min \{ 10 ; 14,4 \}$$

$$S_t = 9 \text{ cm}$$

$$\blacksquare \text{ Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

1) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

VII.1.3.Vérification à l'ELS :**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 compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	53.107	6.88	0.619	0.884	28.10	235.99	8.39	15	vérifiée
8	65.159	6.88	0.619	0.884	28.10	289.55	10.30	15	vérifiée
7	65.159	6.88	0.619	0.884	28.10	289.55	10.30	15	vérifiée
6	65.159	6.88	0.619	0.884	28.10	289.55	10.30	15	vérifiée
5	55.241	6.88	0.619	0.884	28.10	245.48	8.73	15	vérifiée
4	55.241	6.88	0.619	0.884	28.10	245.48	8.73	15	vérifiée
3	55.241	6.88	0.619	0.884	28.10	245.48	8.73	15	Vérifiée
2	42.013	6.88	0.619	0.884	28.10	186.69	6.64	15	Vérifiée
1	42.013	6.88	0.619	0.884	28.10	186.69	6.64	15	Vérifiée
RDC	42.013	6.88	0.619	0.884	28.10	186.69	6.64	15	vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	22.368	7.70	0.693	0.879	26.32	89.31	3.39	15	vérifiée
8	23.427	7.70	0.693	0.879	26.32	93.55	3.55	15	vérifiée
7	23.427	7.70	0.693	0.879	26.32	93.55	3.55	15	vérifiée
6	23.427	7.70	0.693	0.879	26.32	93.55	3.55	15	vérifiée
5	23.144	7.70	0.693	0.879	26.32	92.42	3.51	15	vérifiée
4	23.144	7.70	0.693	0.879	26.32	92.42	3.51	15	vérifiée
3	23.144	7.70	0.693	0.879	26.32	92.42	3.51	15	vérifiée
2	26.222	7.70	0.693	0.879	26.32	104.70	3.97	15	vérifiée
1	26.222	7.70	0.693	0.879	26.32	104.70	3.97	15	vérifiée
RDC	26.222	7.70	0.693	0.879	26.32	104.70	3.97	15	vérifiée

Tableau VII.6 : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Niveau	M _s (KNm)	A _s adoptée	ρ _l	β _l	K _l	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
9	14.734	6.19	0.645	0.882	27.37	84.33	3.08	15	vérifiée
8	26.518	6.19	0.645	0.882	27.37	151.78	5.54	15	vérifiée
7	26.518	6.19	0.645	0.882	27.37	151.78	5.54	15	vérifiée
6	26.518	6.19	0.645	0.882	27.37	151.78	5.54	15	vérifiée
5	22.888	6.19	0.645	0.882	27.37	131	4.78	15	vérifiée
4	22.888	6.19	0.645	0.882	27.37	131	4.78	15	vérifiée
3	22.888	6.19	0.645	0.882	27.37	131	4.78	15	vérifiée
2	14.582	6.19	0.645	0.882	27.37	83.46	3.04	15	vérifiée
1	14.582	6.19	0.645	0.882	27.37	83.46	3.04	15	vérifiée
RDC	14.582	6.19	0.645	0.882	27.37	83.46	3.04	15	vérifiée

Tableau VII.7 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS

Niveau	M _s (KN m)	A _s adoptée	ρ _l	β _l	K _l	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
9	38.691	6.19	0.645	0.882	27.37	221.46	8.09	15	vérifiée
8	45.276	6.19	0.645	0.882	27.37	259.15	9.46	15	vérifiée
7	45.276	6.19	0.645	0.882	27.37	259.15	9.46	15	vérifiée
6	45.276	6.19	0.645	0.882	27.37	259.15	9.46	15	vérifiée
5	37.77	6.19	0.645	0.882	27.37	216.19	7.89	15	vérifiée
4	37.77	6.19	0.645	0.882	27.37	216.19	7.89	15	vérifiée
3	37.77	6.19	0.645	0.882	27.37	216.19	7.89	15	vérifiée
2	24.556	6.19	0.645	0.882	27.37	140.55	5.13	15	vérifiée
1	24.556	6.19	0.645	0.882	27.37	140.55	5.13	15	vérifiée
RDC	24.556	6.19	0.645	0.882	27.37	140.55	5.13	15	vérifiée

Tableau VII.8 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

VII.1.4. Vérification de la flèche :

a) Sens transversal (poutres principales) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_T}{10 \times M_0} ; \frac{40}{440} = 0,091 \geq \frac{20.222}{10 \times 87.23} = 0,030 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{40}{440} = 0,091 \geq 0,062 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{4,2}{400} \cdot \frac{7,70}{30 \times 32} = 0,008 < 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc on va pas procéder au calcul de la flèche.

b) Sens longitudinal (poutres secondaires) :

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{4E_v \cdot I_{fv}}$$

Avec L : portée de la console (L=4.20m)

E_v : module de déformation longitudinal différée ($E_v = 10818,87 \text{ MPa}$)

Avec : $E_v = 3700(f_{cj})^{1/3}$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 - 0,4 \cdot \lambda_{fv} \cdot \mu} ; \quad \lambda_{fv} = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g.

B_0 : Section homogénéisée

S_x : Moment statique de fibre supérieure non fissurée dans la partie tendue.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A = 30 \times 35 + 15 \times 6,19$$

$$B_0 = 1142,85 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A$$

$$S_x = \frac{30 \times (35)^2}{2} + 15 \times 32 \times 6,19$$

$$S_x = 21346,20 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{21346,20}{1142,85} \rightarrow V_1 = 18,68 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 18,68 \rightarrow V_2 = 16,32 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{30}{3} [(18,68)^3 + (16,32)^3] + 15 \times 6,19 \times (16,32 - 3)^2$$

$$I_0 = 125123,18 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6,19}{30 \times 32} \rightarrow \rho = 0,0064$$

$$\bar{k}_v = \frac{0,05 \times 2,1 \times 10^{-1}}{0,0064 \left(2 + 3 \frac{30}{30} \right)} \rightarrow \bar{k}_v = 0,33$$

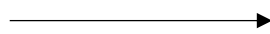
$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0064 \times 201,63 \times 2,1} \rightarrow \mu = 0,49$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 125123,18}{1 + 0,4 \times 0,33 \times 0,49} \rightarrow I_{fv} = 129274,05 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'ou: } f_v = \frac{26,518 \times 10^5 (420)^2}{4 \times 10818,87 \times 10^2 \times 129274,05} \rightarrow f_v = 0,80 \text{ cm}$$

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420 \text{ cm}}{500} \rightarrow \bar{f} = 0,84 \text{ cm}$$

$$f_v < \bar{f}$$



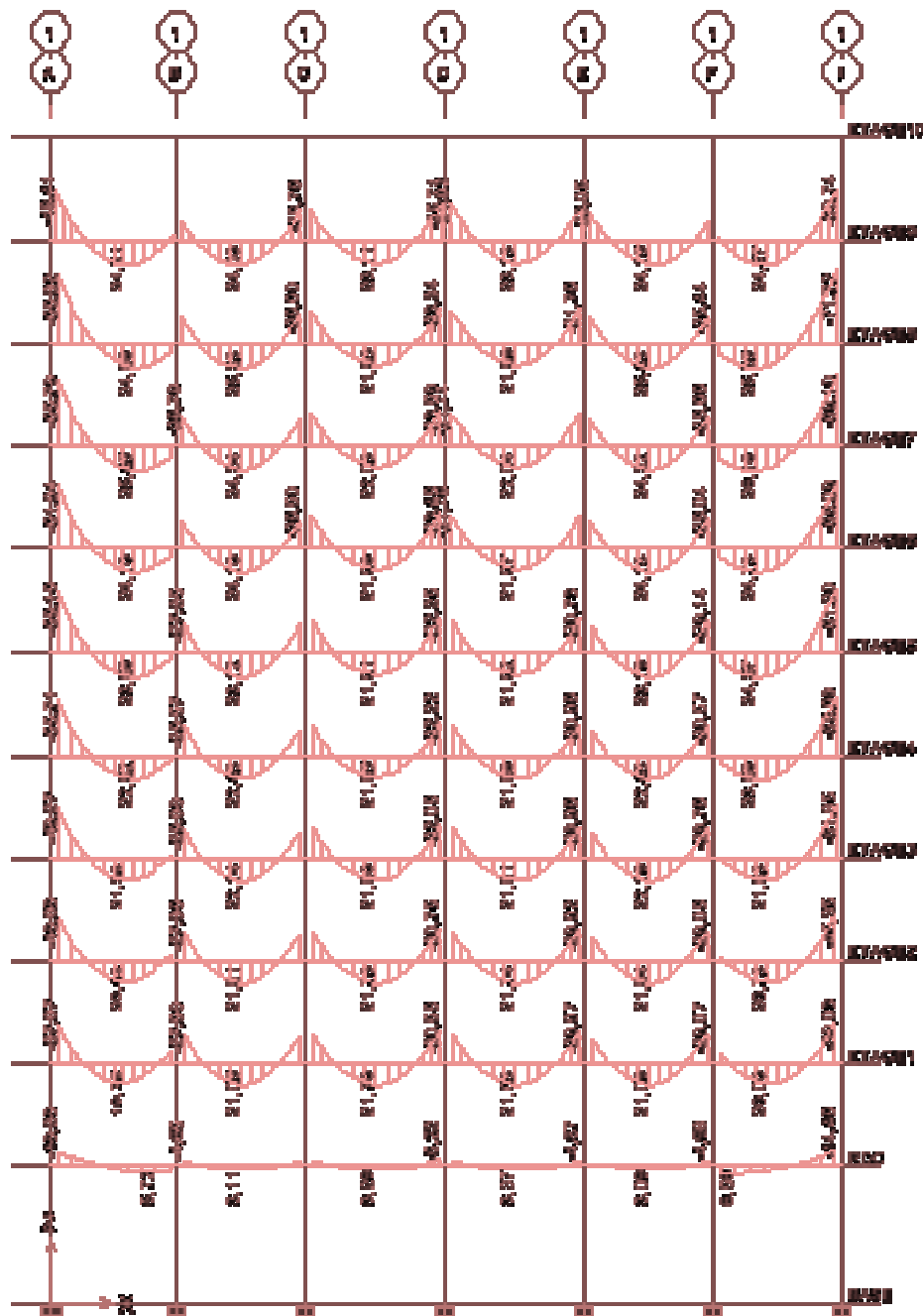
Condition vérifiée.

Conclusion : la flèche est vérifiée

Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.



FigVII.1 : Exemple du Moment 3-3 des poutres, axe1

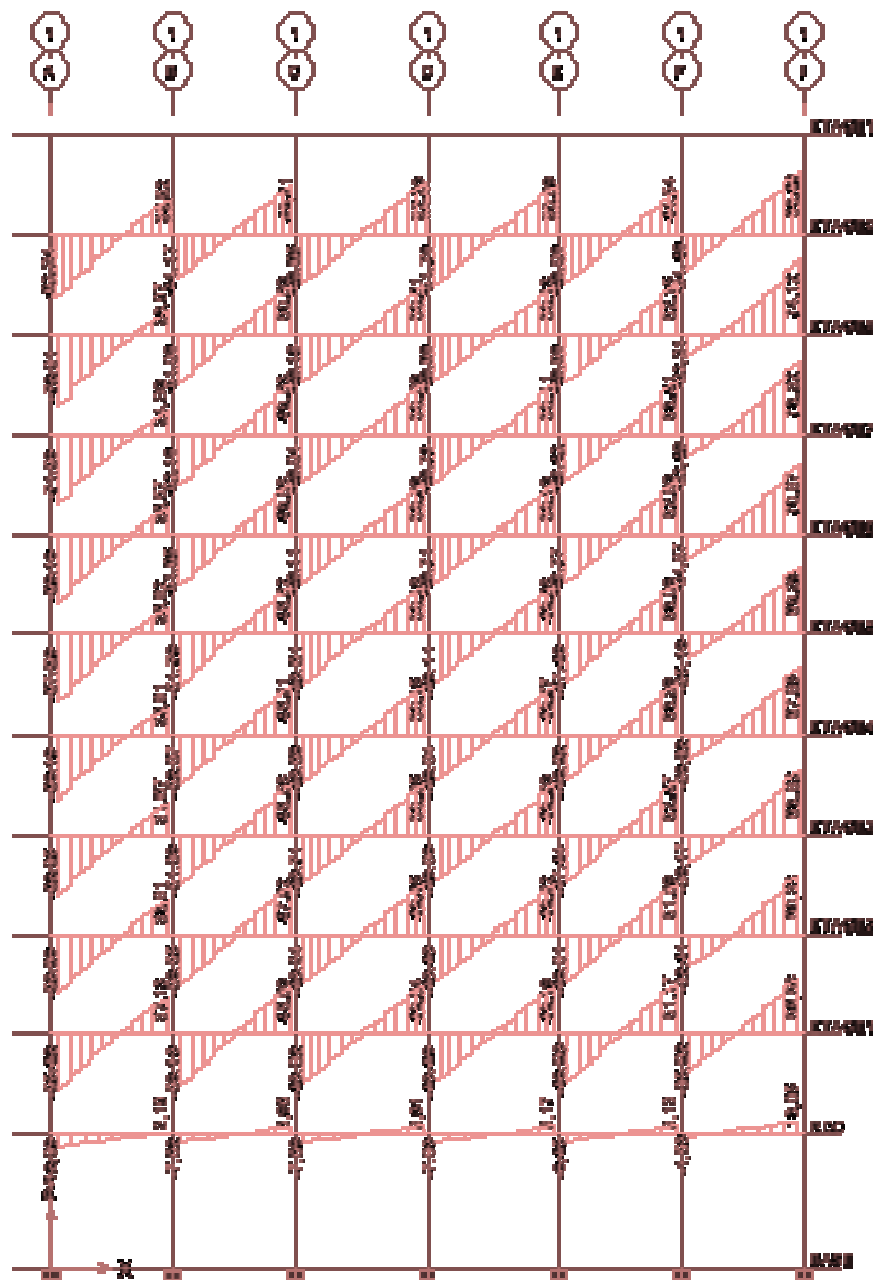


Fig VII.2 : Exemple de l'effort tranchant des poutres, axe 1

VII.2. Ferrailage des poteaux :**Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) en tenant compte des combinaisons considérées comme suivante :

1,35G+1,5Q ELU

G+Q ELS

0,8G±E RPA2003

G+Q±E RPA2003

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

En procédant à des vérifications à l'ELS.

VII.2.1.Recommandations du RPA2003 :

Les armatures longitudinales doivent être En haute adhérence (HA), droites et sans crochets.

Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.

- a) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- b) La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- c) Le pourcentage minimal est 0,8% ($b \times h$)
- d) Le pourcentage maximum est :
 - 4 % (zone courante)
 - 6 % (zone de recouvrement) ;
- e) Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

a) Les armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal sera :

Poteaux (45×45) $A_{\min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{cm}^2$

Poteaux (40×40) $A_{\min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{m}^2$

Poteaux (35×35) $A_{\min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{cm}^2$

Poteaux (30×30) $A_{\min}=0,008 \times 30 \times 30 = 7.20 \text{cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante sera :

Poteaux (45×45) $A_{max}=0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) $A_{max}=0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) $A_{max}=0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) $A_{max}=0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera :

Poteaux (45×45) $A_{max}=0,06 \times 45 \times 45 = 121,50 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) $A_{max}=0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) $A_{max}=0,06 \times 35 \times 35 = 73 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) $A_{max}=0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

b) Les armatures transversales :

1) Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10 \phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t > \min(15 \phi_l^{\min}) & \text{en zone courante} \end{cases}$$

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

2) La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

3) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Φ, minimum.

VII.2.2. Calcul du ferraillage

1. Section partiellement comprimée (SPC) :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

la condition suivante doit être vérifiée :

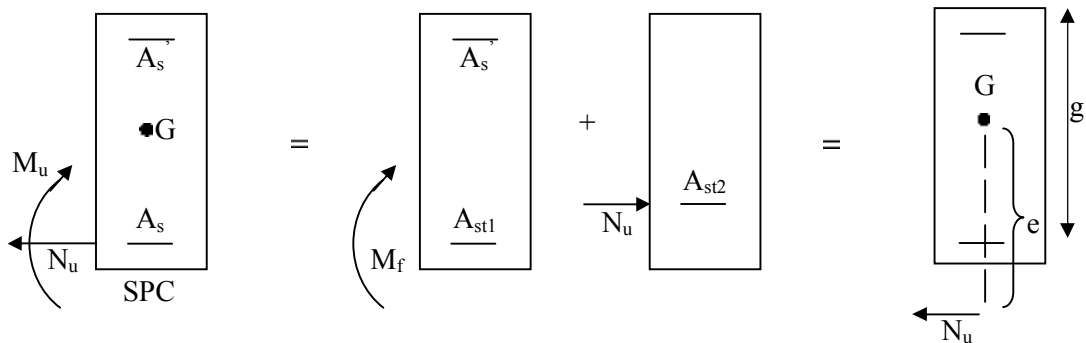
$$(d-c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \longrightarrow \text{section rectangulaire}$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures

• **Déterminations des armatures :**

$$M_f = N_u \times g - N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) - M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Si $\mu \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA). ($A' = 0$)

$$A_1 = \frac{M_f}{\gamma_s d \sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ $\left\{ \begin{array}{l} (+) \text{ si } N : \text{ Effort de traction.} \\ (-) \text{ si } N : \text{ Effort de compression.} \end{array} \right.$$$

Si $\mu > \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA). ($A' \neq 0$)

On calcul:

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\gamma_s d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{La section réelle d'armature est : } A'_s = A' \quad , \quad A_s = A_1 \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

-Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

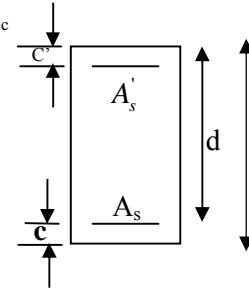
$$\text{Si : } (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') \quad M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') \cdot M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$



2^{eme} cas :

$$\text{Si : } N_u \cdot (d - c') \cdot M_f > \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité

de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

VII.2.4. Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{[BAEL 91A.4.5.2]}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{-Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \cdot \frac{I_0}{B_0 \times V_0} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée. (SEC)}$$

-Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{I_0}{B_0 \times V_0} \Rightarrow$ section partiellement comprimée (SPC)

M_s : Moment de flexion à l'ELS.

N_s : L'effort normal à l'ELS

$B_0 = b \times h + 15(A + A')$ \longrightarrow section total homogène.

$$V_1 = \frac{1}{H_0} \frac{bh^2}{2} + 15 \left\{ (A \cdot c' + A' \cdot d) \right\} ; \quad V_2 = h - V_1$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.

On doit vérifier que :

- **La section entièrement comprimée :**

$$\sigma_{bsup} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{binf} - \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} - 15 \text{MPa}$$

- **La section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bt} , on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + c$$

$$y_1^2 : \text{est déterminé par l'équation suivante : } y_1^2 = py_2 + q = 0$$

$$y = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

$$p = 3c^2 - \frac{90A'_s(c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'_s(c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

Pour effectuer la résolution, on procède come suite :

$$\text{On calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0 \rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$u = \sqrt[3]{t} \rightarrow y = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si $A < 0 \rightarrow$ l'équation admet trois racines.

$$1) y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right)$$

$$2) y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right)$$

$$3) y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} - 240^\circ \right)$$

Avec :

$$\varphi = \arccos \left[\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-A}{p}} \right] ; a = 2 \times \sqrt{\frac{p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour (y) celle qui donne : $0 < y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - c')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_1}{I} y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{b \times y_{ser}^2}{3} + 15 \left[A \times (d - y_{ser}) + A' \times (y_{ser} - c') \right]$$

VII.2.5. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**. Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants.

- Poteaux longitudinaux sens (x-x) ; (M_x) :

Niv	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	h/2-c	c_u (cm)	obs	A' cm^2	A cm^2	A_{min}	Ferrailage cm^2
9	N_{nrv}	7.57	-3.025	13	47.88	SFC	0	0.27	7.2	4HA14-4HA12 Soit : 10.68
	N_{nri}	-101.08	-1.853	12	1.85	SFC	0	0	7.2	
	M_{max}	-79.13	23.235	12	29.36	SFC	0	1.42	7.2	
6, 7, 8	N_{nrv}	21.81	1.943	14.5	8.9	SFC	0	0	9.8	4HA14-4HA12 Soit : 10.68
	N_{nri}	-377.79	-2.418	14.5	0.64	SFC	0	0	9.8	
	M_{max}	-145.19	35.396	14.5	4.39	SFC	0	1.23	9.8	
5, 4, 3	N_{nrv}	142.89	- .904	17	1.33	SFC	0	0	12.8	4HA16-4HA12 Soit : 14.20
	N_{nri}	-660.71	-2.539	17	0.39	SFC	0	0	12.8	
	M_{max}	-181.19	28.004	17	15.78	SFC	0	0	12.8	
RDC, 1, 2	N_{nrv}	-91.56	30.65	19.5	32.80	SFC	0	0.76	6.2	4HA20-4HA12 Soit : 17.08
	N_{nri}	-924.61	-18.334	19.5	1.99	SFC	0	0	15.2	
	M_{max}	-110.24	38.797	19.5	35.19	SFC	0	1.08	6.2	

Tableau VII.9 Ferrailage des Poteaux longitudinaux

- Poteaux transversaux

Niv	solicitation	N (KN)	M (KNm)	h/2-c	e _u (cm)	obs	A' Cm ²	A Cm ²	A _{min} Cm ²	Ferrailage Cm ²
9	N _{max}	7.57	9.478	13	125.20	SFC	0	0.91	7.2	4HA14-4HA12 Solu : 10.68
	N _{min}	-194.41	18.062	12	-9.25	SFC	0	0	7.2	
	M _{max}	-37.65	23.076	12	-62.28	SFC	0	2.01	7.2	
6,7,8	N _{max}	21.81	0.512	14.5	2.34	SFC	0	0	9.8	4HA14-4HA12 Solu : 10.68
	N _{min}	-561	-16.11	14.5	2.87	SFC	0	0	9.8	
	M _{max}	-67.88	31.392	14.5	-46.245	SFC	0	1.92	9.8	
5,4,3	N _{max}	142.89	0.891	17	0.62	SFC	0	0	12.8	4HA16-4HA12 Solu : 14.20
	N _{min}	-660.71	-12.284	17	1.85	SFC	0	0	12.8	
	M _{max}	-160.65	32.571	17	-20.27	SFC	0	0.24	12.8	
RDC,1,2	N _{max}	-91.66	-0.333	19.5	0.36	SFC	0	0	16.2	4HA20-4HA12 Solu : 17.08
	N _{min}	-924.61	-0.321	19.5	0.03	SFC	0	0	16.2	
	M _{max}	-221.29	24	19.5	-10.84	SFC	0	0	16.2	

Tableau VI.10.Ferrailage des Poteaux transversaux sens

VII.2.6. Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes à l'ELS à l'aide du logiciel SOCOTEC

a) Poteaux longitudinaux :

Ni/s	sollicitation	\underline{N} (KN)	M (KNm)	h/2- c	e_s (m)	Obs	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	Obs	σ_{ssup} (MPa)	σ_{sinf} (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
9	N_{max}	-7.31	1.208	13	-16.52	SPC	0.32	0	15	C.V	5.84	-5.74	400	C.V
	N_{min}	-142.01	0.578	12	-0.40	SFC	1.44	1.24	15	C.V	21.2	18.9	400	C.V
	M_{max}	-13.02	14.256	12	-109.5	SPC	3.43	0	15	C.V	34.7	-99.3	400	C.V
6,7,8	N_{max}	-24.08	0.045	14.5	-0.18	SFC	0.18	0.17	15	C.V	2.67	2.55	400	C.V
	N_{min}	-546.74	0.841	14.5	-0.15	SFC	4.04	3.85	15	C.V	60.4	58.1	400	C.V
	M_{max}	-225.98	20.773	14.5	-9.19	SFC	4.02	0	15	C.V	54	-7.25	400	C.V
5,4,3	N_{max}	-67.81	0.127	17	-0.18	SFC	0.38	0.36	15	C.V	5.73	5.49	400	C.V
	N_{min}	956.78	0.808	7	0.08	SFC	5.34	5.22	15	C.V	79.9	78.4	400	C.V
	M_{max}	-132.79	20.097	17	-15.58	SFC	2.49	0	15	C.V	52.8	-18.7	400	C.V
RDC,2,1	N_{max}	-66.99	21.87	19.5	-32.67	SPC	1.81	0	15	C.V	22.9	-33.9	400	C.V
	N_{min}	-1412.7	0.379	19.5	-0.026	SFC	6.21	6.17	15	C.V	95.1	92.6	400	C.V
	M_{max}	-80.7	27.898	19.5	-34.57	SPC	2.31	0	15	C.V	28.9	-45.2	400	C.V

Tableau VII.11. Vérification des contraintes à l'ELS Poteaux longitudinaux

b) Poteaux transversaux

Niv	solicitation	N (KN)	M (KNm)	h/2-c	e _s (m)	Obs	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	Obs	σ_{ssup} (MPa)	σ_{sinf} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
9	N _{max}	-7.31	0.028	13	-0.38	SFC	0.07	0.06	C.V	1.09	0.98	400	C.V
	N _{min}	-142.01	13.111	12	-9.23	SFC	3.68	0	C.V	47.7	-11.7	400	C.V
	M _{max}	-65.21	17.793	2	27.28	SPC	4.57	0	C.V	51.5	-84.4	400	C.V
6,7,8	N _{max}	-24.8	-0.241	14.5	9.97	SFC	0.21	0.15	C.V	3.02	2.36	400	C.V
	N _{min}	-546.74	-11.746	14.5	2.14	SFC	5.24	2.65	C.V	75.3	43.10	400	C.V
	M _{max}	-127.95	23.351	14.5	18.24	SPC	4.25	0	C.V	52.7	-54	400	C.V
5,4,3	N _{max}	-67.81	-0.241	7	0.35	SFC	0.39	0.36	C.V	5.83	5.39	400	C.V
	N _{min}	-956.78	-12.292	17	1.28	SFC	6.17	4.38	C.V	90.6	67.8	400	C.V
	M _{max}	-322.45	21.169	17	6.56	SFC	3.32	0.24	C.V	46.3	7.04	400	C.V
RDC,2,1	N _{max}	-66.93	-0.24	19.5	0.35	SFC	0.31	0.28	C.V	4.56	4.24	400	C.V
	N _{min}	-1112.70	-0.169	19.5	0.028	SFC	6.21	6.17	C.V	93.2	92.6	400	C.V
	M _{max}	-1089.59	20.893	19.5	1.91	SFC	5.85	3.71	C.V	85.6	57.7	400	C.V

Tableau VII.12.Vérification des contraintes à l'ELS Poteaux transversaux

c) Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

1-Diamètre des aciers : selon le BAEL 99

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \longrightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66\text{mm, soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2,01\text{cm}^2 = 4\text{HA8}$

2-Espacement des armatures :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,2; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \longrightarrow S_t = 10\text{cm}$$

-En zone de recouvrement :

$$S_t \leq \min 15\phi_t^{\min} = 18\text{cm} \longrightarrow S_t = 14\text{cm}$$

3-Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_t = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

$$L_r = 40\phi_t = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

4-Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g \frac{l_f}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \quad l_f = 0,7h_e$$

Pour le cas le plus défavorable

RDC avec : $h = 4,08\text{m}$.

$$l_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,856}{0,45} = 6,37$$

-En zone nodale :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35\text{cm}^2$$

-En zone de recouvrement :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 45 \times 14 = 1,89\text{cm}^2$$

Donc on a :

$$\left. \begin{matrix} A_{\min}=1.35\text{cm}^2 \\ A_{\min}=1.89\text{cm}^2 \end{matrix} \right\} < A_i=2,01\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

VII.3.1.Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq \tau_{b,II}$$

Selon le RPA 99:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{b,II} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_{vg} \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_{vg} < 5 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{matrix} f_{c28}=25\text{MPa} \\ \lambda_{vg}=7,14 > 5 \end{matrix} \right. \longrightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_{b,II} = \rho_b \cdot f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875$$

Selon BAEL99 :

$$\tau_{b,II} = \min (0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_{b,II} = \min (3,25; 5\text{MPa})$$

Niveau	Sections (Cm ²)	T _{max} (KN)	τ _b (MPa)	λ _{vg}	ρ _b	τ _{b,II} (RPA99)	τ _{b,II} (BAEL99)	Obs
9	30×30	14.97	0.18	6.37	0,075	1,875	3,25	C.V
8,7,6	35×35	19.61	0.17	6.37	0,075	1,875	3,25	C.V
5,4,3	40×40	19.38	0.13	6.37	0,075	1,875	3,25	C.V
RDC,1,2	45×45	26.3	0.14	6.37	0,075	1,875	3,25	C.V

Tableau VII.13 Vérification de la contrainte de cisaillement

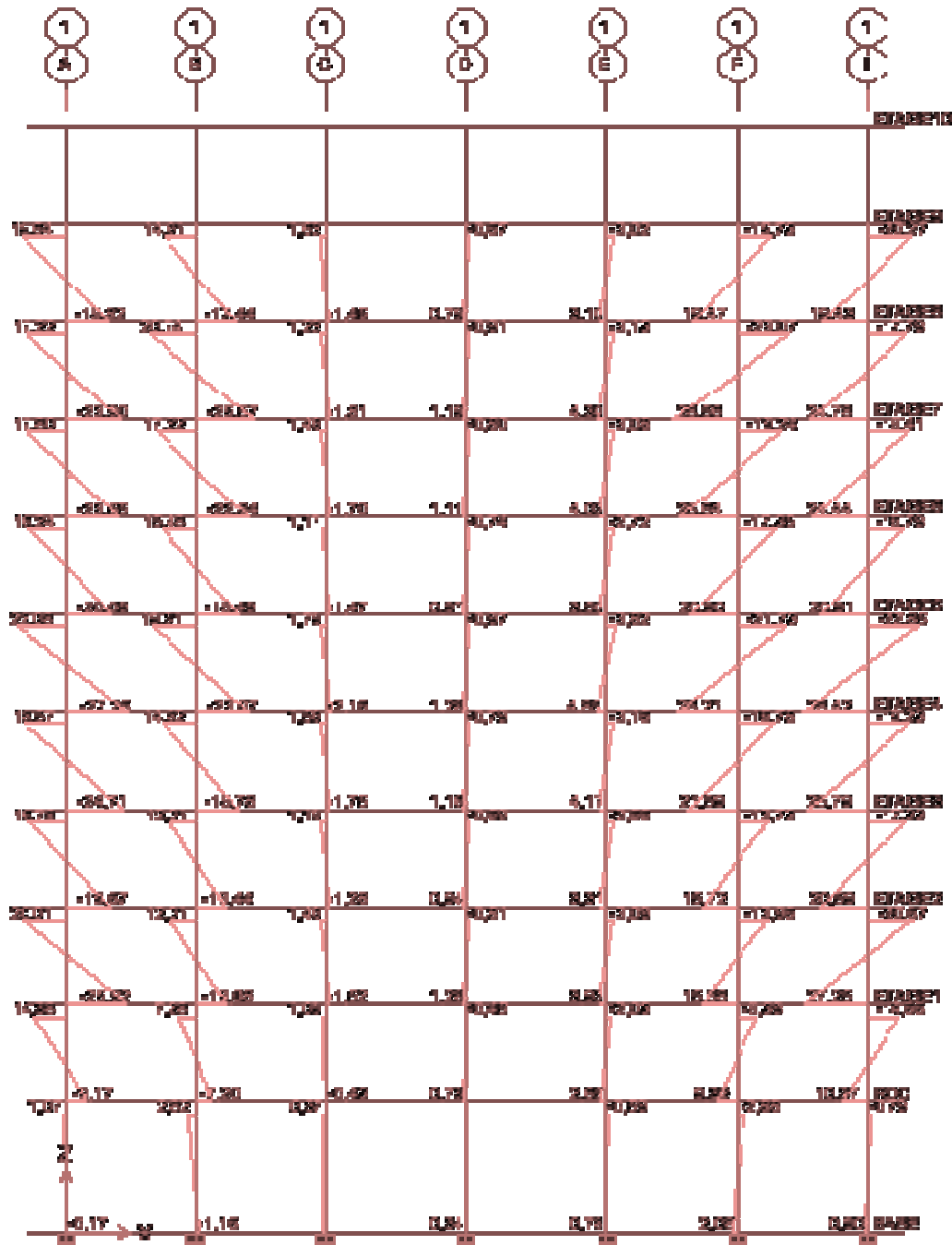


Fig VII.3 : Exemple du Moment 3-3 des poteaux, axe 1

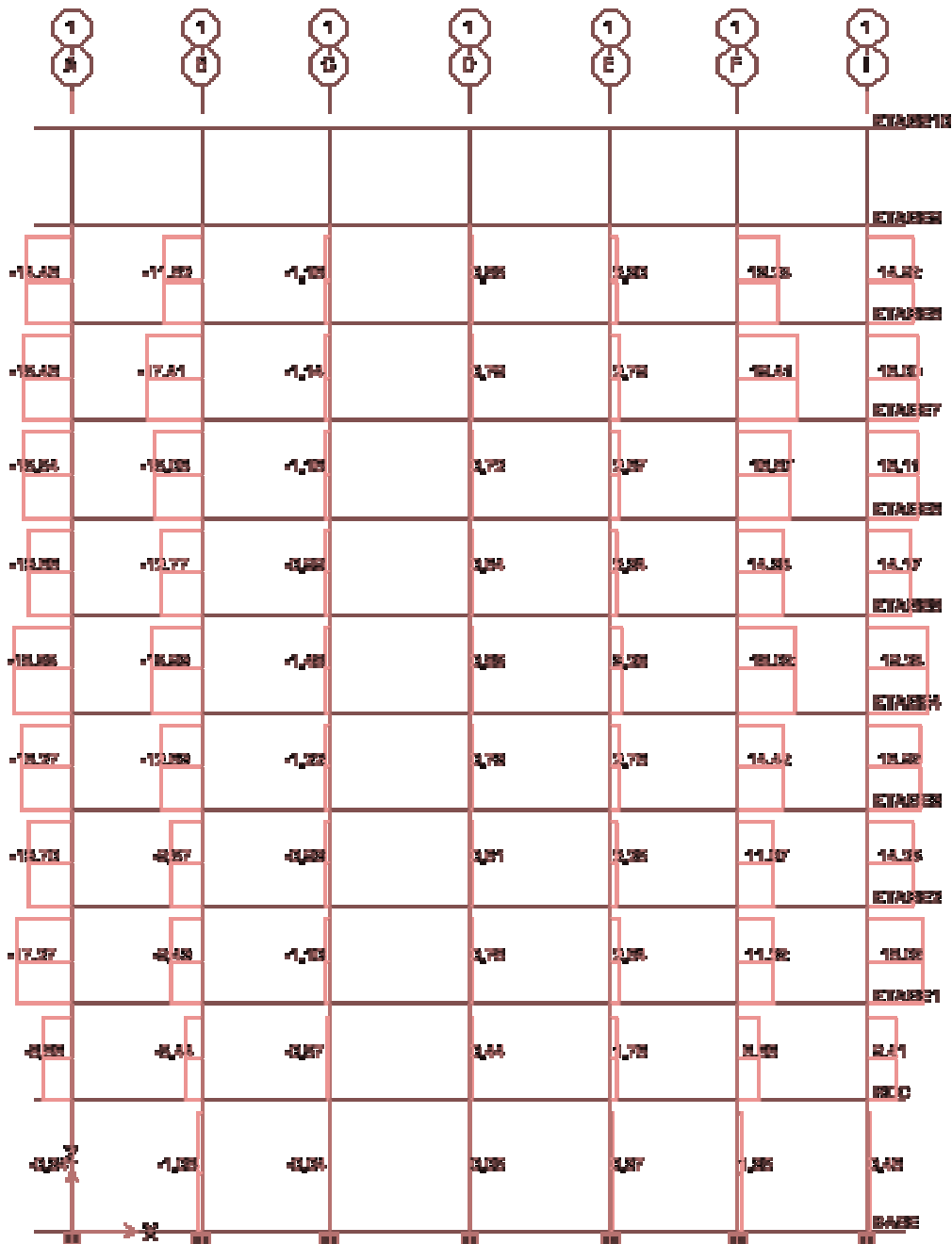


Fig VII.4 : Exemple de l'effort tranchant des poteaux, axe 1

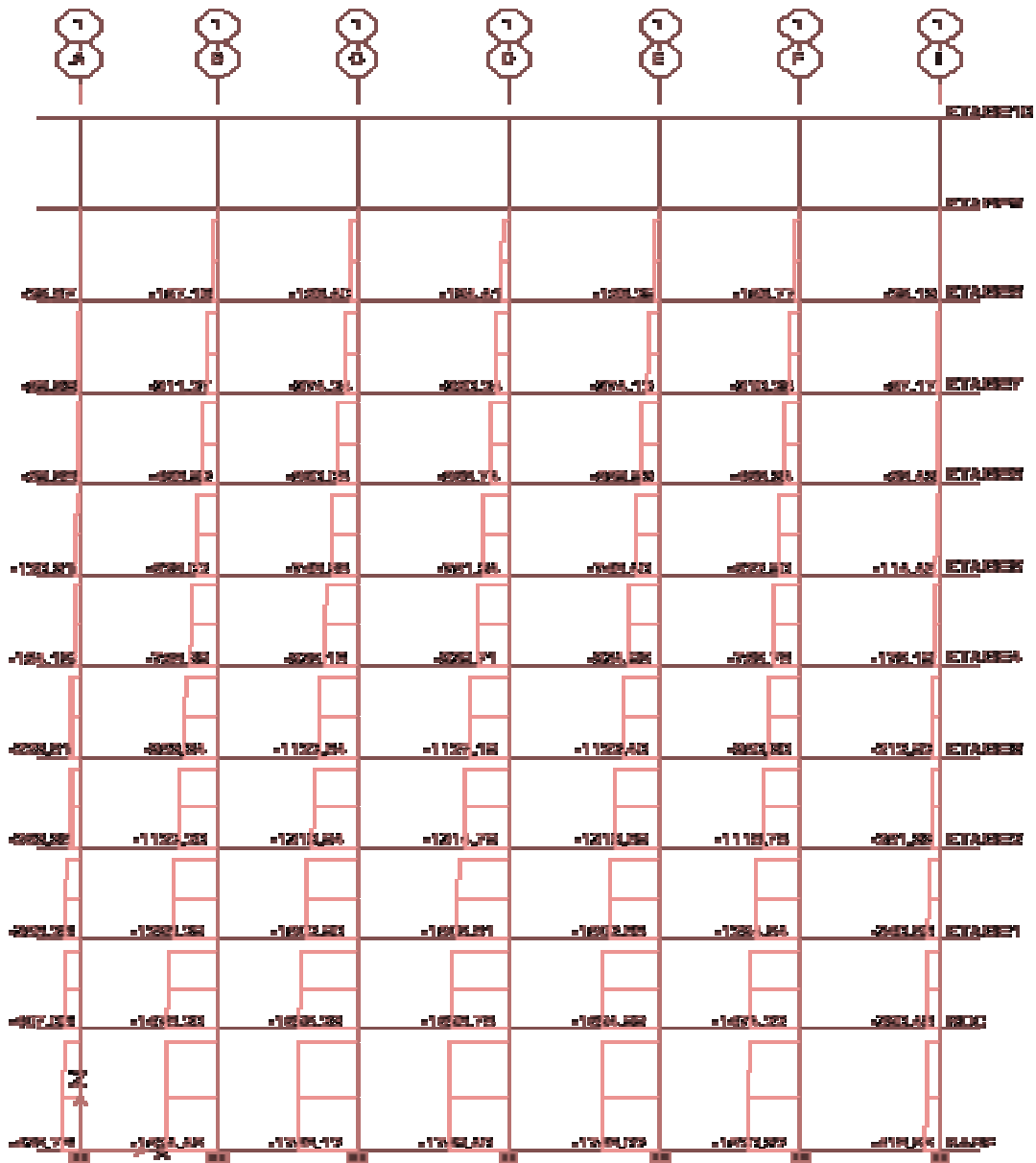


Fig VII.5 : Exemple de force axiale des poteaux, à l'ELU, axe 1

Chapitre VIII

Ferraillage des voiles

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferraillage 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 au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I :** RDC au 3^{ème} étage
- **Zone II :** 4^{ème} étage au 7^{ème} étage
- **Zone III :** 8^{ème} étage au 11^{ème} étage
- **Zone IV :** 9^{ème} étage

VIII.1. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

RPA.99/modifié 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8G+E \\ G + Q + E \end{array} \right.$$

VIII.2 Ferraillage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

➤ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{F_{voile}}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

he : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

L_t : longueur tendue avec $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues:

a) Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$

La section d'armatures verticales d'une SPC est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

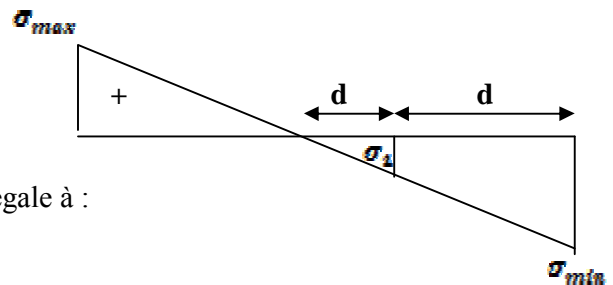
e : épaisseur du voile

A : section d'armatures verticales

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10%) :

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\%) = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

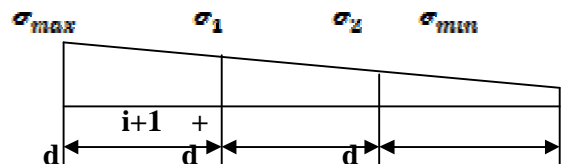
$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\%) = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MP}$$



b) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$



Avec : La section d'armatures verticales d'une SEC est égale à :

$$A_v = \frac{N_{i+1} + \beta f_{bc} B}{\sigma_{s2}}$$

B : section du tronçon considéré.

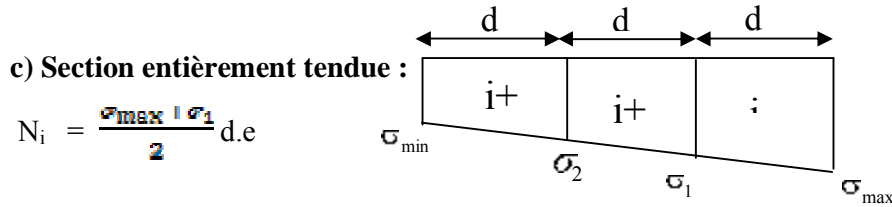
σ_s : Contrainte dans les aciers.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

σ : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (2%).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\%) = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Combinaisons accidentelles : $\sigma(2\%) = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$



La section d'armatures verticales d'une SET est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

σ : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes : $\sigma(2\%) = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\sigma(2\%) = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$

VIII.2.1 Armatures minimales :

a) Pour une Section entièrement comprimée :

$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml}$ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

B : section du béton comprimé

b) Pour une Section entièrement tendue :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\%B \right\}$$

c) Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0,23 B f_{t28}}{f_e}; 0,15\%B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

VIII.2.2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \varnothing et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

AH \geq 0.15%B Globalement dans la section du voile.

AH \geq 0.10%B En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec : A_v : section d'armatures verticales.

B: section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VIII.2.3 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'article (7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VIII.2.4 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_b} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement

VIII.2.5 Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est 4HA10

VIII.2.6 Dispositions constructives :

a) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :
 $S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\}$ (Art 7.7.4.3 RPA 2003)

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

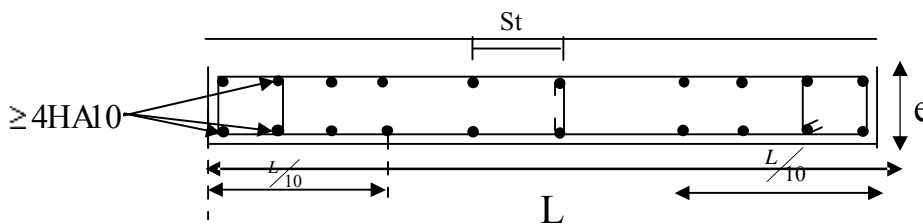


Fig. VIII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à : (Art 7.7.4.3 RPA 2003)
 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.

c) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VII.2.7 Vérification :

➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Map}$$

Avec : Ns : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

a) Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

Avec : d : Hauteur utile (d = 0.9 h)
h : Hauteur totale de la section brute

b) Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage des voiles VT 1 de la zone 1 :

$$L = 3.55 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = 0.71 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 2455.92 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -5154.06 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L = \frac{2455.92}{2455.92 - 5154.06} \times 3.55 = 1.15 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3.55 - 1.15 = 2.40 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = \min\left(\frac{3.06}{2}; \frac{2}{3} \times 1.15\right) = 0.77 \text{ m}$$

Soit : $d_1 = 0.77 \text{ m}$ donc : $d_2 = 2.4 - 0.77 = 1.63 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min(L_t, d_1)}}{L_t} = \frac{5154.06(2.4 - 0.77)}{2.40} = 1667.98 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{1667.98 + 2455.92}{2} \times 0.77 \times 0.2 = 317.54 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{1667.98}{2} \times 1.63 \times 0.2 = 271.88 \text{ KN}$$

a) Armatures verticales :

-1^{ere} bande : $d_1 = 0.77 \text{ m}$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{317.54}{34.8} = 9.12 \text{ cm}^2$$

-2^{ème} bande : d₂=1.63m

$$A_{v2} = \frac{M_2}{\sigma_{Fe}} = \frac{271.38}{34.8} = 7.81 \text{ cm}^2$$

b) Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_c}; 0.15\% B \right\}$$

Tell que : B = d x e

-1^{ère} bande : d₁=.77m

$$A_{1\min} = \max (8.08 \text{ cm}^2 ; 2.31 \text{ cm}^2) = 8.08 \text{ cm}^2$$

-2^{ème} bande : d₂=1.63m

$$A_{1\min} = \max (17.11 \text{ cm}^2 ; 2.31 \text{ cm}^2) = 17.11 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1^{ère} bande : 16HA12 = 18.08 cm² par rapport à d₁ soit 8HA12 par rapport a une nappe avec un espacement de 11cm

2^{ème} bande : 18HA12 = 20.34 cm² par rappirt à d₂ soit: 9HA12 par rapport à une nappe avec un espacement de 20 cm

Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_v = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{38.42}{4} = 9.60 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15\% B = 10.65 \text{ cm}^2$

Soit : 10 HA12 = 11.30cm²/ml

Soit : 5HA12 = 5.15 cm²/nappe avec : St=20cm

a) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

b) Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_s} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 30.61 \times 10}{400} = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 4.34 \text{ cm}^2$$

c) Sections d'armatures totales :

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 9.12 + \frac{4.34}{4} = 10.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 7.81 + \frac{4.34}{4} = 8.90 \text{ cm}^2$$

d) Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA99

$$\bar{\tau}_b = \frac{1,4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 30,61}{0,2 \times 0,9 \times 3,55} \times 10^{-3} = 0,07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'après le BAEL 91 :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{30,61}{0,2 \times 0,9 \times 3,55} \times 10^{-3} = 0,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \rightarrow \sigma_b = \frac{2726,04}{20 \times 355 + 15 \times (40,04)} = 3,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableau

Tableau VII.1 : Ferrailage des voiles transversales (VT1)

	Zone		Zone I	ZoneII	ZoneIII	ZoneIV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.55	3.60	3.65	3.70
	e (m)		0,2	0.20	0,2	0,2
	B (m ²)		0,71	0.72	0.73	0,74
solicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)		2455.92	1970.45	1987.75	3917.49
	σ_{\min} (KN/ m ²)		-5154.06	-3698.98	-2905.61	-4263.50
	σ_1 (KN/ m ²)		3500	2392.53	916.01	1656.80
	V _u (KN)		30.61	65.54	85.67	112.92
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _t (m)		2.40	2.35	2.17	1.93
	L _c (m)		1.15	1.25	1.48	1.77
	d ₁ (m)		0.77	0.83	0.99	1.18
	d ₂ (m)		1.63	1.52	1.18	0.75
Ferrailages	N (KN)	N ₁	458.46	362.13	353.21	489.31
		N ₂	570.58	363.66	186.44	124.26
	A _v (cm ²)	A ₁	13.17	10.41	10.15	9.98
		A ₂	16.39	10.45	5.36	3.57
	A _{vi} (cm ²)		4.34	2.52	3.30	4.34
	A _{v1} min(cm ²)		1.86	2	2.4	2.84
	A _{v2} min(cm ²)		3.94	3.67	2.85	1.81
	A ₁ = A _{v1} + A _{vi} /4		14.25	11.04	10.91	11.06
	A ₂ = A _{v2} + A _{vi} /4		17.47	11.08	10.12	4.67
	A ₁ adopté /bande(cm ²)		2x8HA12 =18.08	2x8HA12=18.08	2x8HA12= 18.08	2x8HA 12= 18.08
	St (cm)		11	12	13	13
	A ₂ adopté /bande (cm ²)		2x9HA12=20.34	2x8HA12= 18.08	2x7A12= 15.82	2x5HA 12=11.30
	St (cm)		20	20	20	20
	A _H (cm ²)		10.65	10.65	10.65	10.65
	A _H adopté (cm ²)		2x5HA12= 11,3	2x5HA12=11.30	2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3
	St (cm)		20	20	20	20
	A _t (m ²)		4 épingles HA8 /m ²			
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.05	0.10	0.13	0.16
		τ_b (MPa)	0.07	0,14	0.18	0.23
	ELS	N _s (KN)	2726.04	2002.35	1198.67	306.36
		σ_b (MPa)	3.54	2.57	1.52	0.38

Tableau VIII.2 : Ferrailage des voiles transversales (VT2)

Zone		Zone I	ZoneII	ZoneIII	ZoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.75	3.80	3.85	3.90	
	e (m)	0,2	0,2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.75	0,76	0.77	0.78	
sollitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	2579.8	1686.83	1449	1311.37	
	σ_{min} (KN/ m ²)	-5351.25	-3594.74	-2486.45	-1465.22	
	σ_1 (KN/ m ²)	3638	2470.52	1033.46	528.37	
	V _u (KN)	6.81	13.72	16.92	19.21	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	2.53	2.59	2.43	2.06	
	L _c (m)	1.22	1.21	1.42	1.84	
	d ₁ (m)	0.81	0.81	0.95	1.23	
	d ₂ (m)	1.72	1.78	1.01	0.83	
Ferrillages	N (KN)	N ₁	503.64	336.74	235.83	226.29
		N ₂	625.74	439.75	104.39	438.5
	A _v (cm ²)	A ₁	14.47	9.68	6.78	6.5
		A ₂	17.98	12.63	3	1.26
	A _{vi} (cm ²)	0.26	0.53	0.65	0.73	
	A _{v1 min} (cm ²)	1.96	1.96	2.30	2.87	
	A _{v2 min} (cm ²)	4.15	4.30	2.44	2.00	
	A ₁ = A _{v1} + A _{vi} /4	14.53	9.81	6.94	6.68	
	A ₂ = A _{v2} + A _{vi} /4	18.04	12.76	3.16	1.44	
	A _{1 adopté} /bande(cm ²)	2x7HA12 =15.82	2x7HA12 =15.80	2x7HA12 =15.80	2x7HA12 =15.80	
	St (cm)	13	13	15	15	
	A _{2 adopté} /bande (cm ²)	2x9HA12 =18.80	2x9HA12 =18.80	2x6HA12 =13.56	2x5HA12 =11.30	
	St (cm)	22	22	20	20	
	A _H (cm ²)	10.65	10.65	10.65	10.65	
	A _{H adopté} (cm ²)	2x5HA12 =11.30	2x5HA12 =11.30	2x5HA12 =11.30	2x5HA12 =11.30	
St (cm)	20	20	20	20		
A _t (m ²)	4 épingles HA8					
SVérifications des contraintes à l'EL	contrainte	τ_u (MPa)	0.01	0.02	0.024	0.03
		τ_b (MPa)	0.014	0.03	0.03	0.04
	ELS	N _s (KN)	5665.03	4093.59	2466.45	598.23
		σ_b (MPa)	6.99	4.99	2.97	

Tableau VIII.3 : Ferraillage des voiles transversales (VT3)

Zone		Zone I	ZoneII	ZoneIII	ZoneIV	
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.68	1.7	1.73	1,75	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0.336	0.34	0.346	0,35	
sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	1640.74	337.52	94.65	35.76	
	σ_{min} (KN/ m ²)	-4112.77	-2090.74	-1010.24	-363.69	
	σ_1 (KN/ m ²)	3016.03	1861.62	942.44	338.44	
	V _u (KN)	2.15	1.21	1.53	2.1	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	1.2	1.46	1.49	1.59	
	L _c (m)	0.48	0.24	0.24	0.16	
	d ₁ (m)	0.32	0.16	0.10	0,11	
	d ₂ (m)	0.88	1.30	1.39	1.48	
Ferraillages	N (KN)	N ₁	149.02	285.89	10.37	4.12
		N ₂	265.41	271.79	131	50.10
	A _v (cm ²)	A ₁	4.28	8.21	0.30	0.12
		A ₂	7.81	7.81	3.76	1.44
	A _{v1} (cm ²)	0.10	0.046	0.058	0.08	
	A _{v1 min} (cm ²)	0.77	3.52	0.24	0.27	
	A _{v2 min} (cm ²)	2.12	3.14	3.36	3.57	
	A ₁ = A _{v1+} A _{vj} /4	4.30	8.22	0.31	0.14	
	A ₂ = A _{v2+} A _{vj} /4	7.66	7.82	0.36	1.46	
	A ₁ adopté /bande(cm ²)	2x4HA12 =9.04	2x3HA12 =6.78	2x2HA12 =4.52	2x2HA12 =4.52	
	St (cm)	10	8	8	8	
	A ₂ adopté /bande (cm ²)	2x5HA12= 11.30	2x5HA12 =11.30	2x6HA12 =13.56	2x6HA12 =13.56	
	St (cm)	22	22	23	24	
	A _H (cm ²)	5.04	5.10	5.19	5.25	
	A _H adopté (cm ²)	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	
St (cm)	25	25	25	25		
A _t (cm ²)	4 épingles HA8					
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.07	0.03	0.04	0.06
		τ_b (MPa)	0.09	0.04	0.05	0.08
	ELS	N _s (KN)	1102.36	784.77	506.14	185.58
		σ_b (MPa)	3.03	2.13	1.35	0.52

Tableau VIII.4 : Ferrailage des voiles transversales (VT4)

Zone		Zone I	ZoneII	ZoneIII	ZoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.53	1.55	1.58	1.60	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,306	0.31	0.316	0.32	
sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	4130	1649.83	557.1	286.9	
	σ_{min} (KN/ m ²)	-5658.48	-2843.29	-1270.88	-531.96	
	σ_1 (KN/ m ²)	2893.54	1740.79	901.17	342.70	
	V _u (KN)	10.76	19.92	25.44	29.04	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	0.88	0.98	1.10	1.04	
	L _c (m)	0.65	0.57	0.48	0.56	
	d ₁ (m)	0.43	0.38	0.32	0.37	
	d ₂ (m)	0.45	0.6 0	0.78	0.67	
Ferrillages	N (KN)	N ₁	302	128.84	46.66	23.29
		N ₂	130.21	104.45	70.29	22.96
	A _v (cm ²)	A ₁	8.68	3.70	1.43	0.67
		A ₂	3.74	3	2.02	0.66
	A _{vj} (cm ²)	0.41	0.76	0.79	1.12	
	A _{v1 min} (cm ²)	1.04	0.92	0.77	0.89	
	A _{v2 min} (cm ²)	1.09	1.45	1.87	1.61	
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4	8.78	3.89	1.63	0.75	
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4	3.84	3.19	2.22	0.94	
	A _{1 adopté} /bande(cm ²)	2x4HA12= 9.04	2x3HA12=6 .78	2x3HA12= 6.78	2x3HA12= 6.78	
	St (cm)	10	11	10	11	
	A _{2 adopté} /bande (cm ²)	2x3HA12= 6.78	2x3HA12=6 .78	2x3HA12= 6.78	2x3HA12= 6.78	
	St (cm)	15	20	20	20	
	A _H (cm ²)	4.02	4.02	4.02	4.02	
	A _{H adopté} (cm ²)	2x4HA12= 9,04	2x4HA12=9 ,04	2x5HA12=9,0 4	2x4HA12=9,04	
	St (cm)	25	25	25	25	
A _t (cm ²)	4 épingles HA8					
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0,04	0.074	0.08	0.10
		τ_b (MPa)	0,06	0.10	0.12	0.14
	ELS	N _s (KN)	1605.77	1012.12	609.6	144.35
		σ_b (MPa)	2,93	3.02	1.79	0.41

Tableau VIII.5 : Ferraillage des voiles longitudinales (VL1).

		Zone	Zone I	ZoneII	ZoneIII	ZoneIV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.00	2.00	2.00	2.00
	e (m)		0,2	0.20	0,2	0,2
	B (m ²)		0.4	0.4	0.4	0.4
sollifications de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)		1942.84	501.77	346.57	224.09
	σ_{min} (KN/ m ²)		-4200.23	-1976.76	-1470.84	-501.81
	σ_1 (KN/ m ²)		2912.57	1643.18	1243.86	418.17
	V _u (KN)		39.97	78.4	101.43	130.61
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _t (m)		1.37	1.60	1.62	1.38
	L _c (m)		0.63	0.40	0.38	0.62
	d ₁ (m)		0.42	0.27	0.25	0.23
	d ₂ (m)		0.95	1.33	1.37	1.15
Ferraillages	N (KN)	N ₁	203.93	57.91	39.76	14.77
		N ₂	276.69	218.54	170.41	48.09
	A _v (cm ²)	A ₁	5.86	1.66	1.14	0.42
		A ₂	7.95	6.28	4.90	1.38
	A _{vj} (cm ²)		1.53	3.02	3.92	5.02
	A _{v1 min} (cm ²)		1.01	0.64	0.6	0.55
	A _{v2 min} (cm ²)		2.28	3.19	3.29	2.76
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4		6.42	2.41	2.12	1.67
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4		8.33	7.03	5.88	2.63
	A _{1 adopté} /bande(cm ²)	2x4HA12= 9.04	2x3HA12 =4.52	2x3HA12 =4.52	2x3HA12 =4.52	
	St (cm)	10	11	10	11	
	A _{2 adopté} /bande (cm ²)	2x5HA12= 11.30	2x5HA12 =11.30	2x5HA10 =11.30	2x5HA12 =11.30	
	St (cm)	19	22	23	23	
	A _H (cm ²)	5.39	5.39	5.39	5.39	
	A _{H adopté} (cm ²)	2x4HA12= 9,04	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	
	St (cm)	25	25	25	25	
A _t (cm ²)	4 épingles HA8					
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.11	0.22	0.28	0.36
		τ_b (MPa)	0.15	0.30	0.40	0.51
	ELS	N _s (KN)	-4245.39	-3146.43	1933.31	-620.80
		σ_b (MPa)	9.81	7.27	4.47	1.43

Tableau VIII.5 : Ferrailage des voiles longitudinales (VL2).

Zone		Zone I	ZoneII	ZoneIII	ZoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.10	4.10	4.15	4.18	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.8	0.81	0.814	0.82	
solllicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	4522.05	2216.2	2056.87	2036.84	
	σ_{min} (KN/ m ²)	-7867.33	-4203.92	-3765.79	-3311.55	
	σ_1 (KN/ m ²)	4841.43	2734.89	2388.74	1951	
	V _u (KN)	39.81	28.68	37.8	45.5	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	2.60	2.69	2.68	2.58	
	L _c (m)	1.15	1.41	1.47	1.60	
	d ₁ (m)	1	0.94	0.98	1.06	
	d ₂ (m)	1.60	1.75	1.7	0.83	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	936.35	465.40	435.67	422.71
		N ₂	774.63	478.61	406.08	296.55
	A _v (cm ²)	AV ₁	26.90	13.37	12.52	12.14
		AV ₂	22.26	13.75	11.67	8.52
	A _{vj} (cm ²)	1.53	1.10	1.53	1.75	
	A _{v1} min(cm ²)	2.4	2.26	2.35	2.54	
	A _{v2} min(cm ²)	3.84	4.2	4.08	3.65	
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4	27.28	13.64	12.86	12.57	
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4	22.64	14.02	12.00	8.95	
	A ₁ adopté /bande(cm ²)	2x8HA14 =24.64	2x7HA12=1 4.82	2x7HA12 =14.82	2x7HA12 =14.82	
	St (cm)	14	15	15	15	
	A ₂ adopté /bande (cm ²)	2x7HA14 =27.72	2x17HA12= 18.08	2x7HA12 =14.80	2x7HA12 =14.80	
	St (cm)	23	25	24	24	
	A _H (cm ²)	10.78	10.78	10.78	10.78	
	A _H adopté (cm ²)	2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3	
	St (cm)	20	20	20	20	
A _t (cm ²)	4 épingles HA8					
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.06	0.039	0.05	0.06
		τ_b (MPa)	0.08	0.05	0.07	0.09
	ELS	N _s (KN)	2988.98	2172.98	1305.93	386.13
		σ_b (MPa)	3.46	2.48	1.49	0.43

VIII.3. Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux dans un voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple.

VIII.3.1. Méthode de calcul :

- **Contraintes limites de cisaillement**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$\bar{V} = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile
 d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)
 h : Hauteur totale de la section brute

VIII.3.2) Ferraillage des linteaux :

- a) **Premier cas :** $\bar{\tau}_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$ (RPA99 modifié 2003/art. 7.7.3.1).

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) il devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion $\rightarrow A_l$
- des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$
- Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

-Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_c}, \quad \text{Avec : } z = h - 2d \quad \text{ou : } h \text{ : est la hauteur totale du linteau}$$

d : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 \cdot V_u$)

-Aciers transversaux :

- Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$) : (avec l : portée du linteau)

Avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$ ou S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section des cours d'armatures transversales

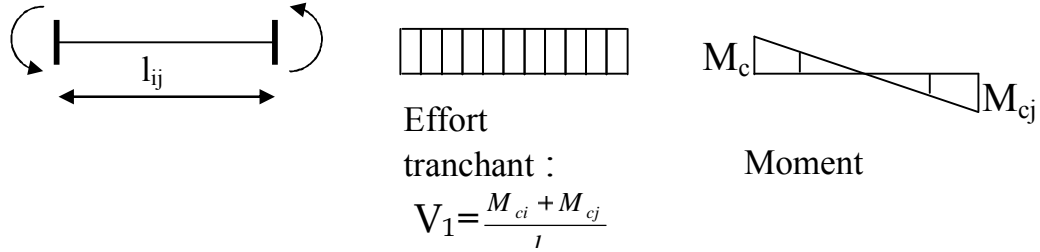
- Deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

Avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e}$ et $V = \min(V_1; V_2)$

ou : $V_2 = 2V_{u,calcul}$

$$V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_l \cdot f_c \cdot z$



b)Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$ **(RPA99modifié2003/art.7.7.3.2).**

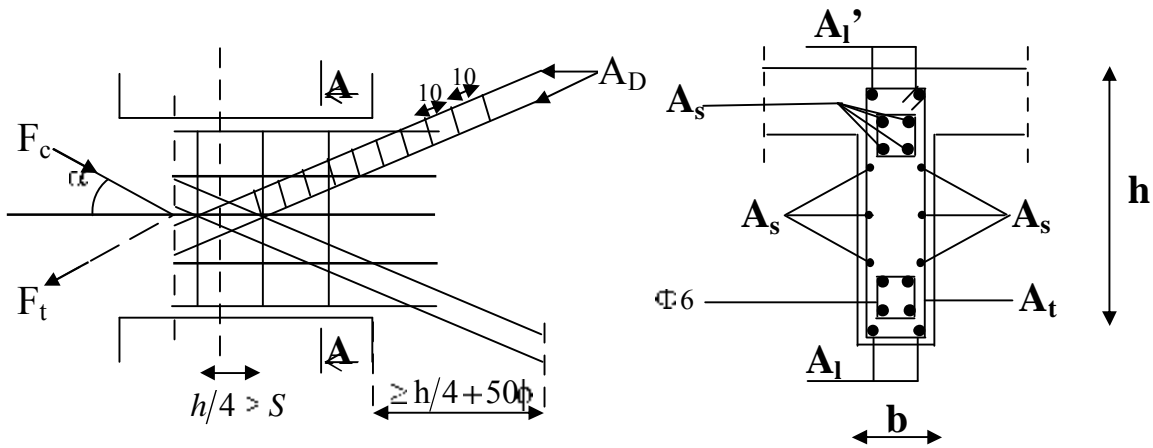
Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_c \cdot \sin \alpha}$$

Avec : $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$ et $V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration).



Coupe A-A

FigVIII-2 Ferrailage des linteaux.

c)Ferrailage minimal : **(RPA99modifié2003/art.7.7.3.3).**

- Armatures longitudinales : $A_l, A_l' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$
- Armatures transversales : $A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$
 $A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$
- Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

-Armatures diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

d) Exemple de calcul :

Les caractéristiques géométriques du Linteau

$$h = 0.36 \text{ m}$$

$$l = 1.00 \text{ m}$$

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

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} ; \bar{V} = 1.4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 29.04 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 360} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

▪ **Armatures longitudinales :**

$\tau_b = 0.63 \text{ MPa} < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$, donc le ferrailage minimal qui sera adopté (1^{er})

$$A_l = \frac{1.4 \times 29.04 \times 50}{(36 - 2 \times 2) \times 40} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Le RPA 2003 : $(A_{lmin} = A'_{lmin}) \geq 0.15\% \times e \times h = 0.0015 \times 20 \times 36 = 1.08 \text{ cm}^2$

Le BAEL 99 : $(A_{lmin} = A'_{lmin}) \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times e(h - c) = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 20(36 - 2) = 0.82 \text{ cm}^2$

$$A_l \geq A_{lmin} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4.52 cm².

▪ **Armatures transversales**

$$\lambda_{vg} = \frac{l}{h} = \frac{1.00}{0.36} = 2.78 > 1$$

$$\tau_b = 0.63 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S \leq \frac{h}{4} = \frac{36}{4} = 9 \text{ cm} \quad \text{avec } S = 8 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.0025 \cdot b \cdot S = 0.0025 \times 20 \times 8 = 0.40 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 $\Rightarrow A_t = 4.52 \text{ cm}^2$

▪ **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0,002 \cdot e \cdot h = 0.002 \times 20 \times 36 = 1.44 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA12 $\Rightarrow A_c = 2.26 \text{ cm}^2$.

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

IX.1. Type de fondation :

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

IX.2. Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

IX.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;

- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

IX3.1. Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

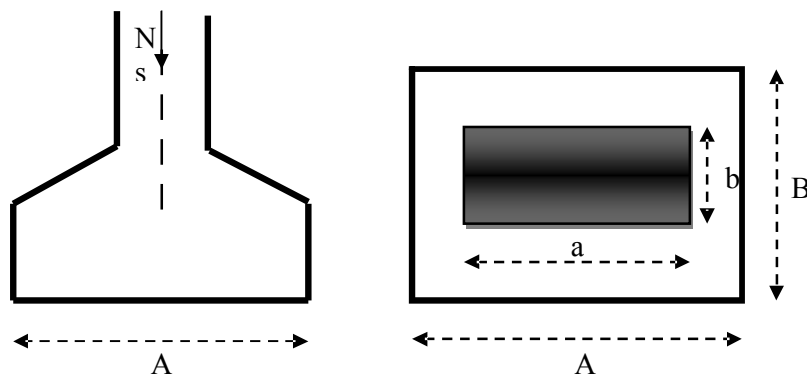
$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

Exemple : $N_{ser} = 1199.2 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow B = 2.50 \text{ m}^2$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



IX.3.2 Semelles filantes : (En tenant compte que de l'effort N_s)

IX.3.2.1 Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} - \frac{G-Q}{B L}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur les tableaux ci – dessous :

VOILE	ELS	L(m)	B(m)	S=B.L
VT ₁	2726.04	4.00	3.40	13.60
VT ₂	5665.03	4.20	6.74	28.30
VT ₃	1102.36	1.90	2.9	5.5
VT ₄	1179.32	1.90	3.10	5.90

Tableau. IX.1 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux:

VOILE	ELS	L(m)	B(m)	S=B.L
VL ₁	4245.39	2.00	10.60	21.20
VL ₂	2988.98	4.40	3.40	14.96

Tableau. IX.2 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv = 283.92 m²**.

IX.3.2.2 Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges R $\sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdal

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{i=L/4} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Semelles filantes sous poteaux :(fils F)

Poteaux	ELS (G+Q) KN	Ni total KN	Mi KN.M	Mi total KN.M	ei M	Ni×ei KN.M
P38	1102.91		-1.838		12.4	13676.08
P39	1144.29		0.346		8.40	9612.03
P40	846.82		0.699		4.20	3556.64
P41	311.69	6611.84	0.045	0.20	0	0
P42	845.96		-0.66		-4.20	-3553.03
P43	1199.2		-0.309		-8.40	-1073.28
P44	1160.97		1.919		-12.40	-14396.02

Tableau .IX.3 : Détermination de la résultante des charges

La charge totale transmise par les poteaux : $N_t = 6611.84$ KN.

On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i}{\sum N_i} = \frac{\sum M_i}{\sum N_i} = 1.18m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 1.18m < \frac{L}{6} = \frac{24.80}{6} = 4.13m \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{6611.84}{24.80} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.18}{24.80}\right) = 190.49 \text{KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{6611.84}{24.80} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.18}{24.80}\right) = 342.72 \text{KN/ml}$$

$$q_{\text{moy}} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{6611.84}{24.80} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.18}{24.80}\right) = 304.66 \text{KN/ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{304.66}{200} = 1.52m \text{ on prend } B = 1.60m$$

On aura donc, $S = 1.60 \times 24.80 = 39.68m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_t = S \times n = S_v$

$$S_t = 39.68 \times 7 = 283.92 = 561.68m^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = (24.80 \times 25) = 620\text{m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_f = 561.68 \text{ m}$

$$\frac{S_f}{S_{\text{bat}}} = \frac{561.68}{620} = 0.9059 = 90.59\%$$

Conclusion :

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.

IX.2.4. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Coût élevé de l'opération.

IX.2.3.1 Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} \rightarrow 0.525 \leq h \leq 0.840$$

On prend : $h = 70\text{cm}$.

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs ; $L_{\text{max}} = 4.20\text{m}$

- **Sous poteaux :**

-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d > \frac{420}{20} = 21 \text{ cm}$$

Soit : $h_d = 35 \text{ cm}$

-La nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 80 \text{ cm}$

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \longrightarrow 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend : $b_n = 50 \text{ cm}$

c)Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

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 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,20\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,82 \text{ m}$$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 85 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 35 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 50 \text{ cm}$$

IX.2.3.2 : Détermination de la surface nécessaire du radier :

- Charge permanente : $G_{bat} = 49156.13\text{KN}.$ (ETABS)
- Surcharge d'exploitation : $Q_{bat} = 8144.67\text{KN}.$ (ETABS)

-Combinaisons d'actions :

$$\text{L'ELU : } N_{u1} = 1,35 G + 1,5 Q = 78577.78\text{KN}$$

$$\text{L'ELS : } N_{s1} = G + Q = 57300.80\text{KN}$$

-la surface nécessaire du radier :

$$\text{L'ELU : } S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{78577.78}{1,33 \times 200} = 295.40\text{m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{57300.80}{200} = 286.50\text{m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = 295.40\text{m}^2$$

$$S_{bat} = 620\text{m}^2 > S_{nrad} = 295.40\text{m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous propose les règles du BAEL, qui sera calculé comme suite :

$$h_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{85}{2}; 30\text{cm}\right) = 42.5\text{cm}$$

On opte pour un débord de : $h_{deb} = 45\text{cm}$
on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

Avec :

$$S_{deb} = 2 \times 0.45 (25.25 + 25.45) + 4(0.45 \times 0.45) = 46.44\text{m}^2$$

$$S_{rad} = 620 + 46.44 = 666.44\text{m}^2$$

IX.2.3.4 : Calcul des sollicitations à la base du radier :**Charges permanentes :**

Poids de bâtiment : $G = 49156.13\text{KN}$

Poid de radier :

$G =$ Poid de la dalle + poid de la nervure + poid de (T.V.O) + poid de la dalle flottante

Poid de la dalle:

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = (666.44 \times 0,35) \times 25 = 5831.35 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{nerv} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,5 \times (0,85 - 0,35) \times 25.25 \times 7) + (0,5 \times (0,85 - 0,35) \times 25.45 \times 7)] \times 25$$

$$P_n = 2218.12 \text{ KN}$$

Poid de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

Avec : $S_{nerv} = (0,5 \times 25.25 \times 7) + (0,5 \times 25.45 \times 7) = 177,45 \text{ m}^2$

$$P_{TVO} = [(666.44 - 177,45) \times (0,85 - 0,35)] \times 17 = 4156.42 \text{ KN}$$

Poid de la dalle flottante :

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 666.44 \times 0,1 \times 25 = 1666.1 \text{ KN} \text{ (} e_p = 10 \text{ cm)}$$

$$G_{rad} = 5831.35 + 2218.12 + 4156.42 + 1666.1 = 13872.02$$

Combinaisons d'actions :

L'ELU : $N_u = N_{u1} \quad 1,35 G_{rad} = 78577.78 \quad 1,35 \times 13872.02 = 97305 \text{ KN}$

L'ELS : $N_s = N_{s1} \quad G_{rad} = 57300.8 + 13872.02 = 71172.82 \text{ KN}$

IX.2.3.5 : Vérification :

- Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} - \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{93305 \times 1}{666.44} \times \frac{4.2}{2} = 294 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{294}{1 \times 0.315} = 0.933 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad$ Condition vérifiée.

- Vérification de la stabilité du radier :

-Calcul du centre de gravite du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.175m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 13.075m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

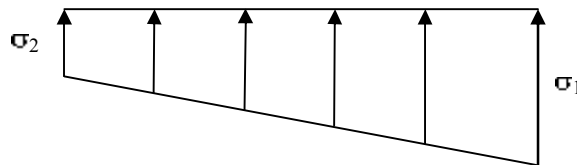
$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :



L'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \sigma_{SOL}$

Figure IX.1. Diagramme des contraintes

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 - \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Moment d'inertie du radier :

$I_{xx} = 39265.80m^4$

$I_{yy} = 39868.72m^4$

Calcul des moments :

$$M_{xx} = 52175.194 + 2431.65 \times 0.8 = 54120.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 68030.164 + 3214.54 \times 0,8 = 62601.80 \text{ KN.m}$$

	ELU				ELS				Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	$1,33\sigma_{sol}$	σ_1	σ_2	σ_m	σ_{sol}	
X - X	135.79	100.02	126.89	266	103.86	68.09	94.81	200	OK
Y- Y	138.75	97.06	128.32	266	106.82	65.13	88.89	200	OK

- Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2.4 BAEL91).

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec :

- N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau
- μ_c : Périmètre du pourtour 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).

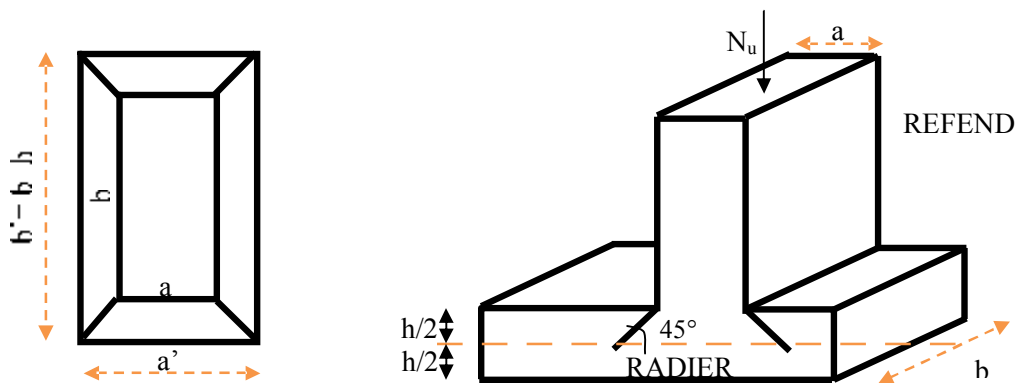


Figure IX.2. Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,8) = 5m$$

$$N_u = 1601.75KN$$

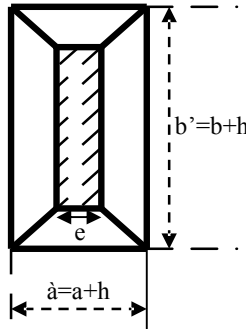
$$N_u \leq (0.07 \times 5 \times 0.8 \times 25000) / 1.5 = 4666,66 \text{ KN}$$

- Voiles :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') - 2 \times (a + b - 2 \times h) - 2 \times (0.2 + 4.2 - 2 \times 0.8) - 12 \text{ m}$$

$$N_u = 7732.89$$

$$N_u < (0.07 \times 0.8 \times 12 \times 25000) / 1.5 = 11200 \text{ KN}$$



IX.3. Ferrailage du radier :

IX.3.1 .Ferrailage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.(panneau a un seul sens porteur)

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} : (L_x < L_y)$$

Remarque :

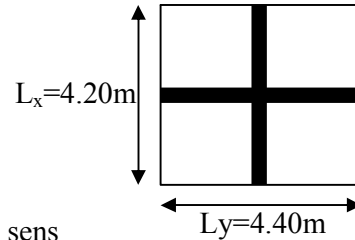
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau :

$$L_x = 4.20 \text{ m} ; L_y = 4.40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_u}{L_y} = \frac{4.20}{4.40} = 0.94$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 126.89 - \frac{13872.02}{666.44} = 106.07 \text{ KN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 94.81 - \frac{13872.02}{666.44} = 74 \text{ KN/m}^2$$

IX3.1.1. Calcul a' L ELU : $\nu=0$

$$q_u = 106.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,95 \rightarrow \begin{cases} U_x & 0.0410 \\ U_y & 0.888 \end{cases}$$

-Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :

$$M_{0X} = u_x \times q_u l_x^2 = 0.0410 \times 106.07 \times (4.20)^2 = 76.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0.888 \times 76.71 = 68.11 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0,75 : pour les moments en travées,

-0,5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

-0,3 : pour les moments sur appuis rive.

a) Ferrailage dans le sens x - x (longitudinal) :**Aux appuis :**

$$M_{\text{app}} = -0,5M_x = -0.50 \times 76.71 = -38.35 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{38.35 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} = 0.026 \quad \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{st}} = \frac{38.35 \times 10^3}{0.987 \times 32 \times 348} = 3.49 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 12 = 5.65 cm²/ml ;

Avec : S_t = 20cm.

En travée :

$$M_t = 0.75 \times 76.71 = 55.53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55.53 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} = 0.038 \quad \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{55.53 \times 10^3}{0.981 \times 32 \times 348} = 5.08 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 14 = 7.70 cm²/ml

Avec : S_t = 20 cm

b) Ferrailage dans le sens y - y (transversal):

Aux appuis :

$$M_{app} = (0.5) \times 68.11 = 34.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34.06 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} = 0.023 \quad \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0.023 \rightarrow \beta = 0.9885 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{34.06 \times 10^3}{0.9885 \times 32 \times 348} = 3.09 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 12 = 5.65 cm²/ml.

Avec : S_t = 20 cm

En travée :

$$M_t = 0.75 \times 68.11 = 51.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{51.08 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} = 0.035 \quad \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.035 > \beta = 0.9825 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{51.08 \times 10^3}{0.9825 \times 32 \times 348} = 4.70 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm²/ml.

Avec : S_t = 20 cm

IX.3.1.2. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \omega_0 \times b \times h \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

Sens x - x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 35 \times \frac{3 - 0.95}{2} = 2.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens y - y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 35 \times \frac{3 - 0.95}{2} = 2.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.87 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.87 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.87 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.87 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

IX.3.1.2 Calcul a LELS :

$$q_s = 74 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu = 0.95 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.888 \end{cases}$$

-Calcul des moments M_{0x}, M_{0y} :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.041 \times 74 \times (4.2)^2 = 53.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.888 \times 53.51 = 47.51 \text{ KN.m}$$

-Calcul des moments M_a , M_t dans les sens.**Sens xx :**

$$M_{app} = -0.5M_x = -0.5 \times 53.51 = -26.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_x = 0.75 \times 53.51 = 40.13 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = 0.5M_y = 0.5 \times 47.51 = 23.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_y = 0.75 \times 47.51 = 35.63 \text{ KN.m}$$

a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{ona: } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\beta_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.7}{100 \times 32} = 0.240 \rightarrow \beta_1 = 0.912 \quad \alpha_1 = 0.237 \quad K_1 = 48.29$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{48.29} = 0.0201$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{40.13 \times 10^6}{0.921 \times 320 \times 770} = 176.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.0201 \times 176.83 = 3.57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant

IX.4. Ferrailage de la nervure :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées
 $h = 85 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

IX.4.1 Sens transversal :**a) Détermination des efforts :**

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

$$\text{ELU : } q_u = 106.07 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 74 \text{ KN/m}$$

- E.L.U :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, son schéma statique et le suivant.

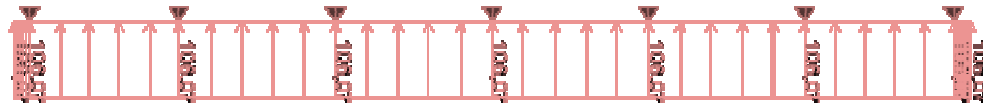


Fig IX-3 : Schéma statique de la nervure

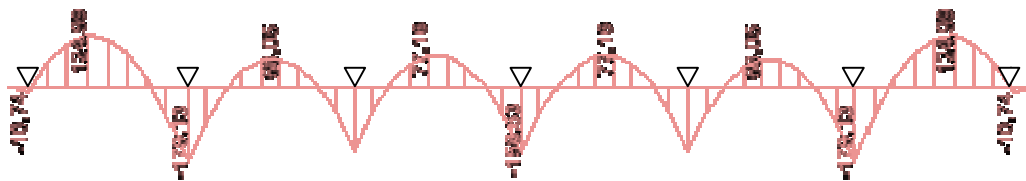


Fig IX-4 Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

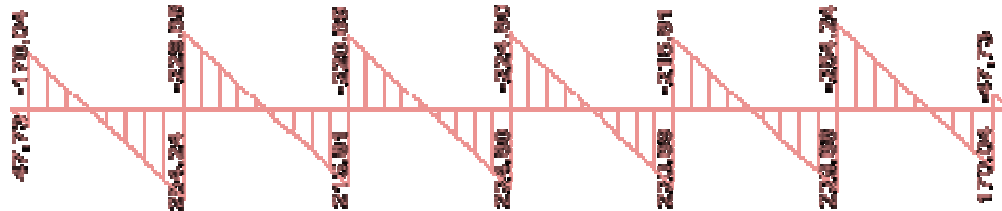


Fig IX-5 Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

b) ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal

Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 124.99 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -179.13 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm, } h = 85 \text{ cm, } d = 80 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa, } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$M_{app} = -179.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{179.13 \times 10^3}{50 \times 80^2 \times 14.2} = 0.039 \leq \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0.039 \rightarrow \beta = 0.9805$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{179.13 \times 10^3}{0.9805 \times 80 \times 348} = 6.56 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14=7.70 cm²**

En travée :

$$M_t = 124.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{124.99 \times 10^3}{50 \times 80^2 \times 14.2} = 0.027 \leq \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.027 \rightarrow \beta = 0.9865$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{124.99 \times 10^3}{0.9865 \times 80 \times 348} = 4.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²**

-E. L.S

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, son schéma statique et le suivant.

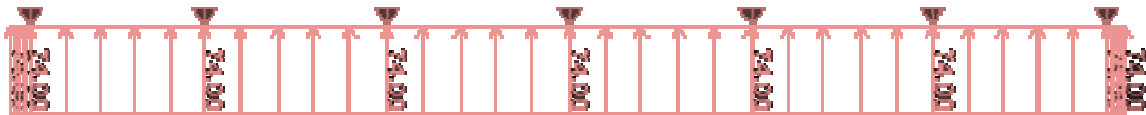


Fig IX-6 SCHEMA STATIQUE DE LA NERVURE

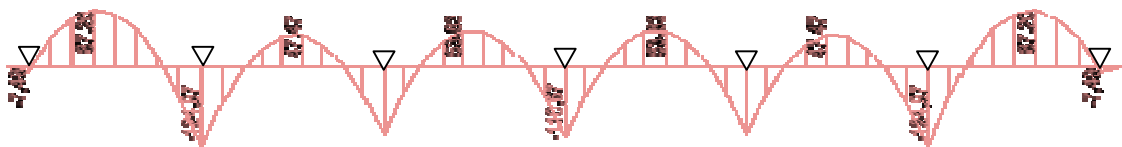


Fig IX-7 Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

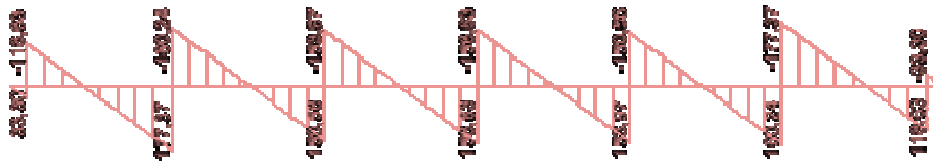


Fig IX-8 Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

-Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} - \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	179.13	124.97	1.43	0.027	0.0342	0.465	Condition vérifiée
	Travée	124.99	98.20	1.27	0.022	0.0279	0.385	Condition vérifiée

IX.4.2. Sens longitudinal :

a)Détermination des efforts :

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

ELU : $q_u = 106.07\text{KN/m}$

ELS : $q_s = 74\text{KN/m}$

- E.L.U

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, son schéma statique est le suivant.



Fig IX-9 Schéma statique de la nervure

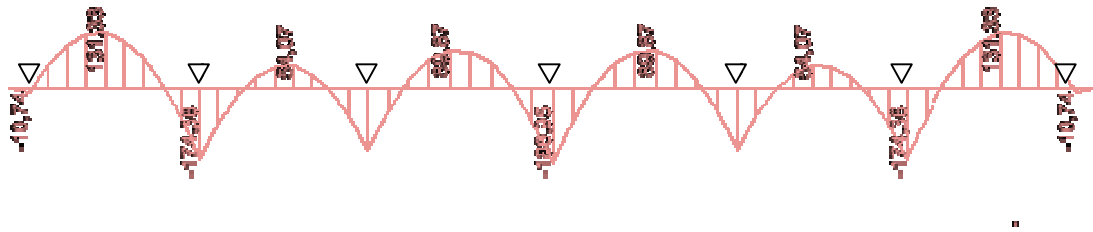


Fig IX-10 Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

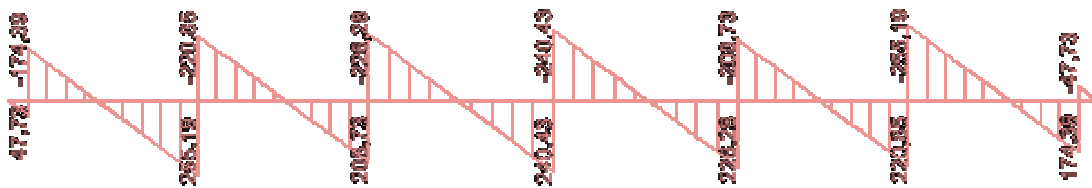


Fig IX-11 Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

b) ferrailage:

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal

$$M_t^{\max} = 131.33 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -180.95 \text{ kN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 85 \text{ cm}, d = 80 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = -180.95 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{180.95 \times 10^3}{50 \times 80^2 \times 14.2} = 0.039 < \zeta_{u1} = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0.039 > \beta = 0.9805$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{180.95 \times 10^3}{0.9805 \times 80 \times 348} = 6.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$M_t = 131.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{131.33 \times 10^3}{50 \times 80^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_{u1} = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.029 > \beta = 0.9855$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{131.33 \times 10^3}{0.9855 \times 80 \times 348} = 4.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

-E. L.S

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, son schéma statique et le suivant.

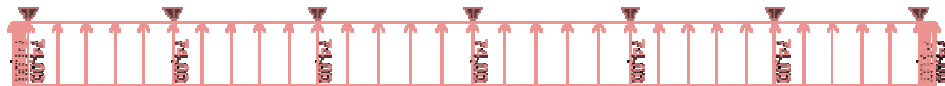


Fig IX-12 Schéma statique de la nervure

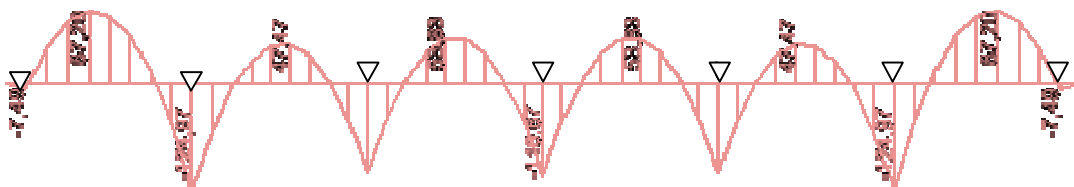


Fig IX-13 Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

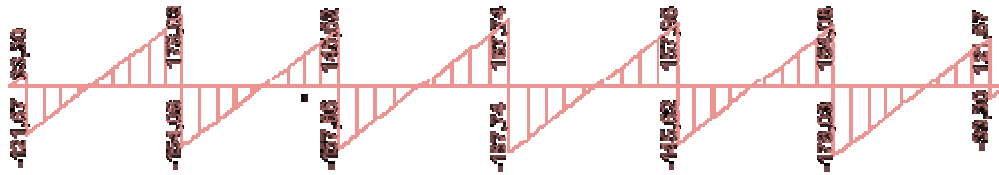


Fig IX-14 Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	180.95	126.24	1.43	0.027	0.0342	0.465	Condition vérifiée
	Travée	131.33	62.70	2.09	0.013	0.0163	0.795	Condition vérifiée

IX.4.3. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 50 \times 80 \times 2,1}{400} = 4,83 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

2) Armatures transversales :

• **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$$

soit: $\phi_t = 8 \text{ mm}$

• **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{ 21,25 ; 16,8 \}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 42.5 \text{ cm.}$$

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

▪ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 2.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_t = 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres+épingle).}$$

3) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 255.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u \frac{255.19 \times 10^3}{500 \times 800} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

IX.5.Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encadrée dans le radier de longueur $L = 45 \text{ cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

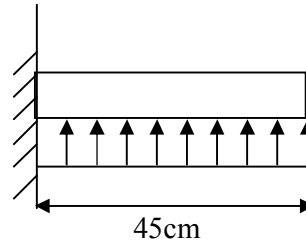


Fig IX.15 : Schéma statique du débord

IX.5.1. Sollicitation de calcul :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 106.07 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-106.07 \times 0.45^2}{2} = -10.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = 74 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{74 \times 0.45^2}{2} = -7.49 \text{ KN.m}$$

IX.5.2. Calcul des armatures a l'ELU :

-Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m ; } d = 32 \text{ cm ; } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.73 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} = 0.007 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,007 > \beta_u = 0.9965$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.73 \times 10^3}{0.9965 \times 32 \times 348} = 0.97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_u = 5 \text{ HA}12 / \text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_r = 2 \text{ HA}12 / \text{ml} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

IX.5.3. Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 32 \times 2,1}{400} = 3.86 \text{ cm}^2$$

$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.86 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

IX.5.4. Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 32} = 0.176 \rightarrow \beta_1 = 0.943 \quad \alpha_1 = 0.171 \quad K_1 = 72.72$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{i_1 \times d \times A} = \frac{7.49 \times 10^2}{0.343 \times 32 \times 5.56} = 4.46 \text{ KN/cm}^2 < \sigma_{s\bar{}} = 20,163 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage commercial, service et habitation est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

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.

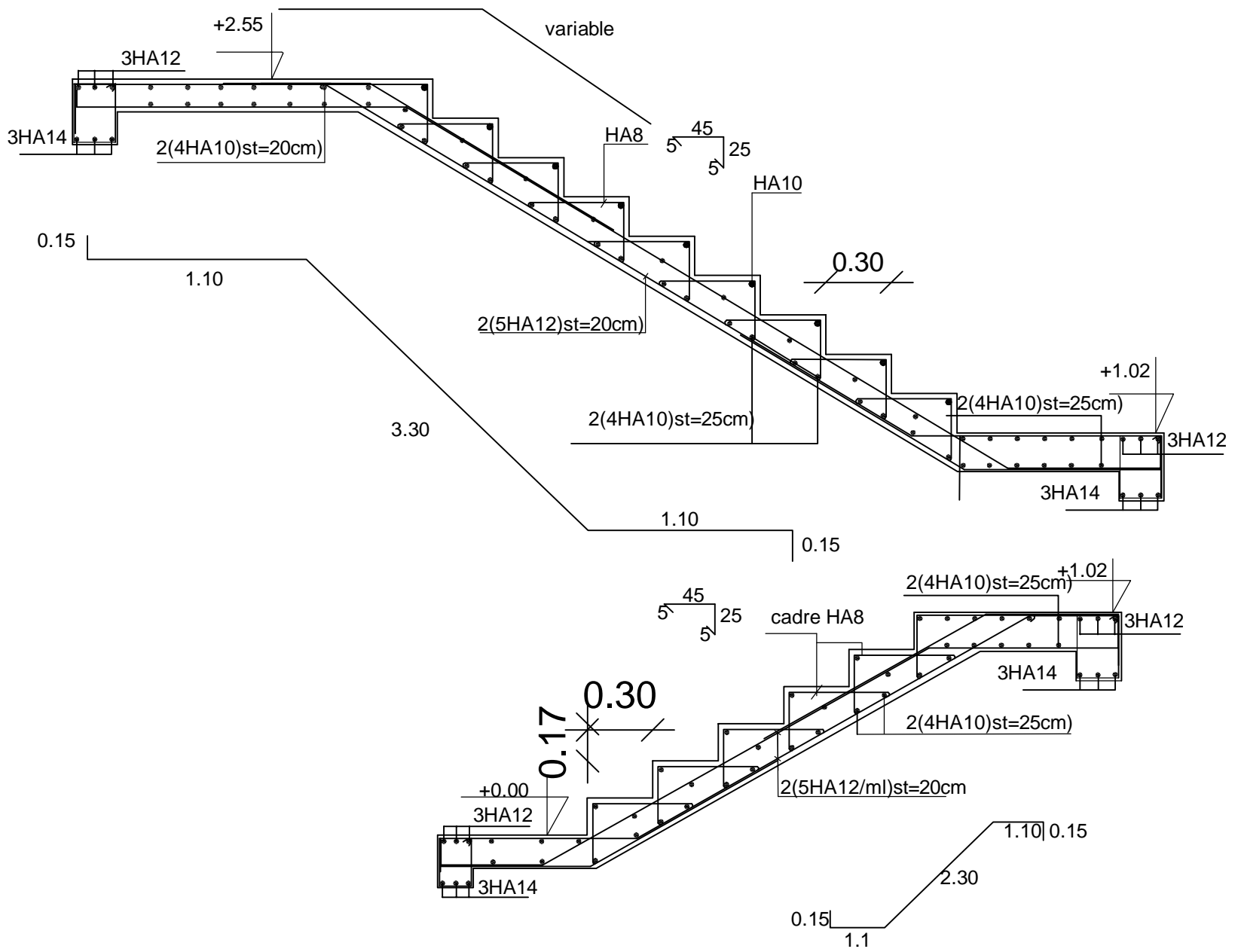
Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.7 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

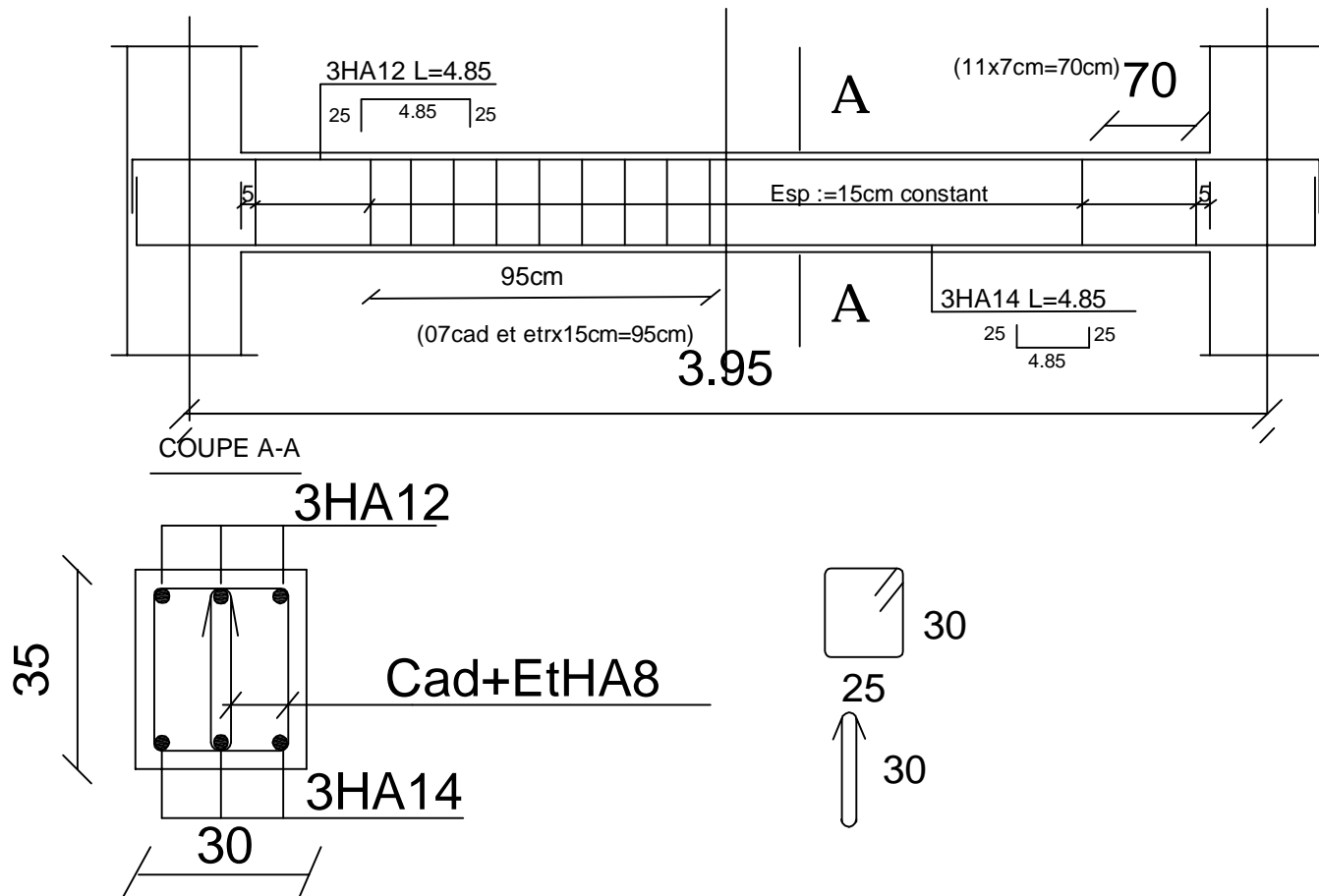
Bibliographie

- *BAEL 91 modifie 99. règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.*
 - *(DTR B-C-2-2) charge permanentes et charges d'exploitations*
 - *Cours de Béton armé. BAEL.91. Calcul des éléments simples des structures bâtiments.*
 - *Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).*
 - *calcul des ouvrages en béton arme M.BELLAZOUGUI*
 - *Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI tome I et II.*
 - *Cour et TD des années de spécialités.*
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.*

- FERRAILAGE D'ESCALIER



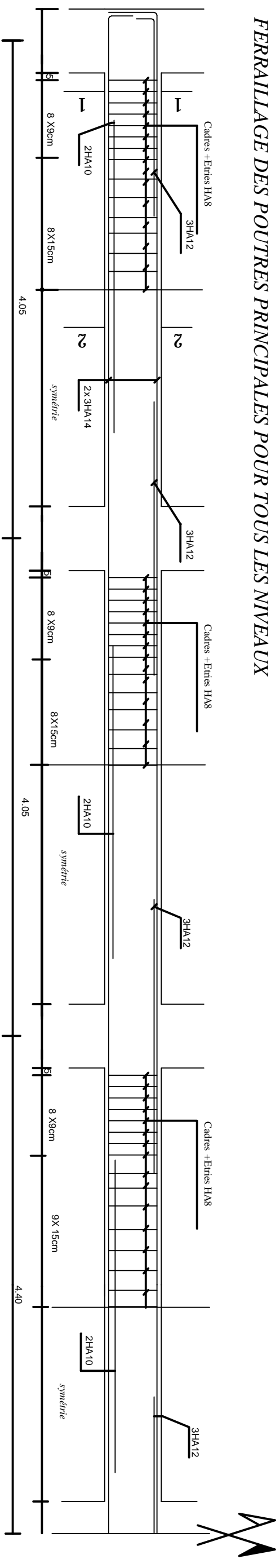
-POUTRE PALIERE(30X35)



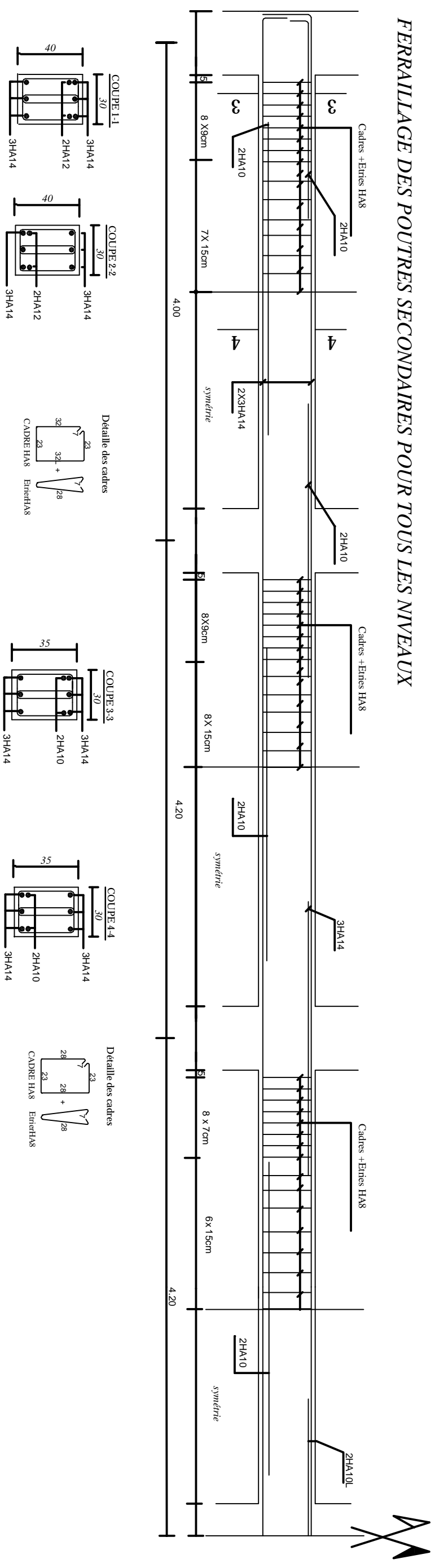
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

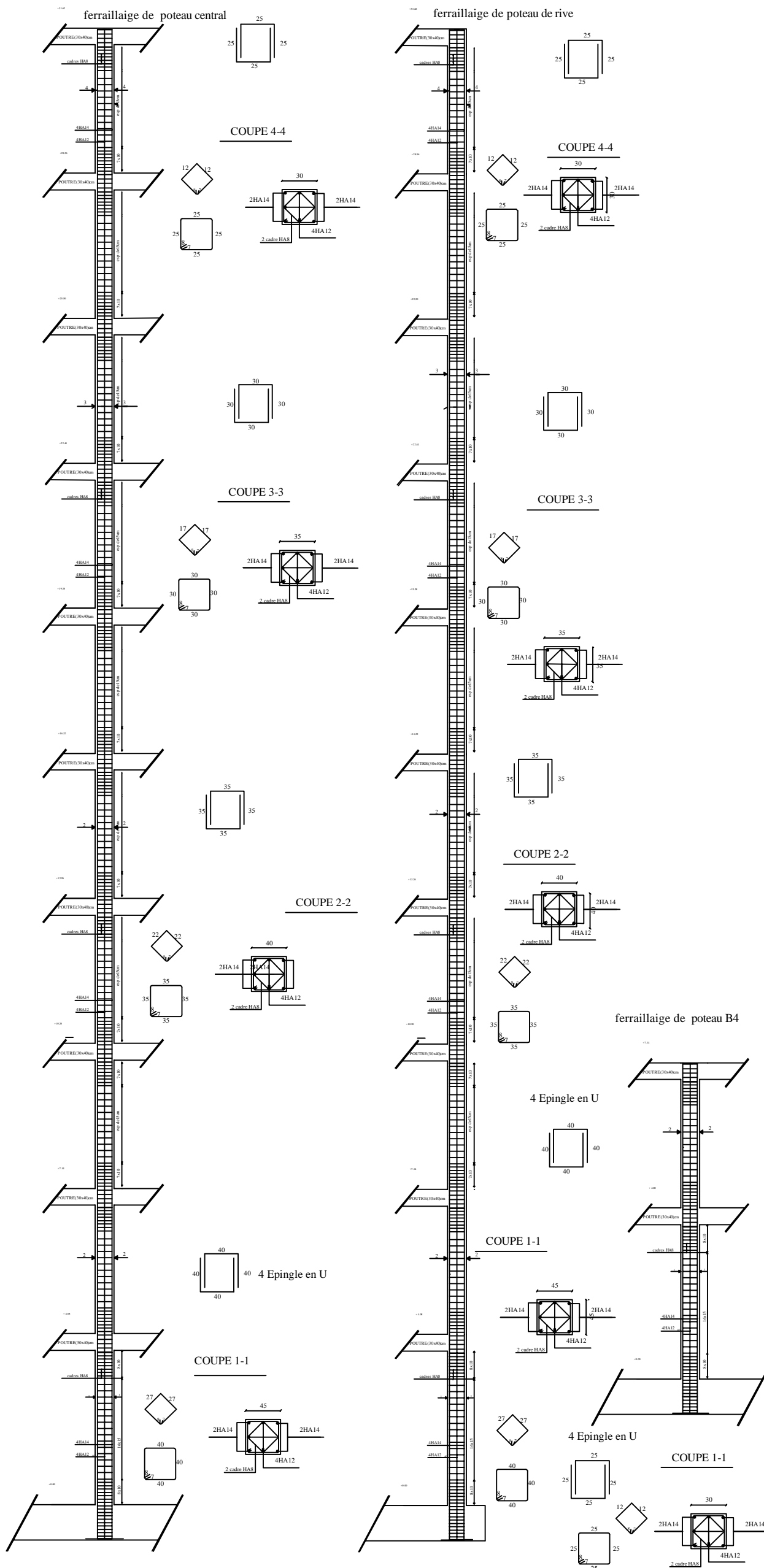
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES POUR TOUTS LES NIVEAUX

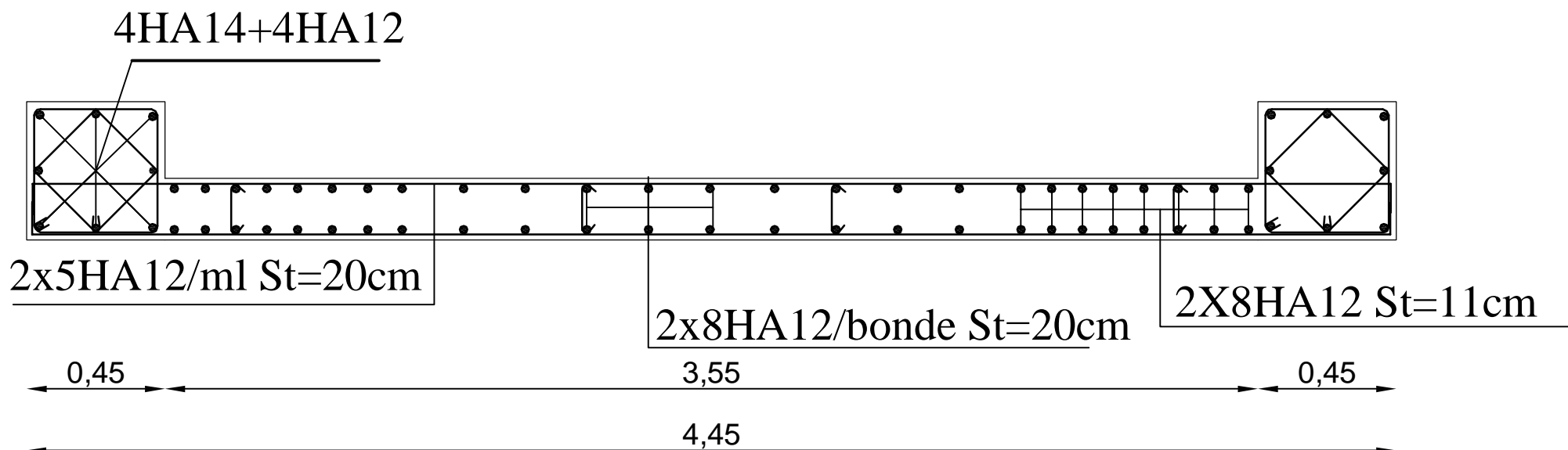


FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES POUR TOUTS LES NIVEAUX

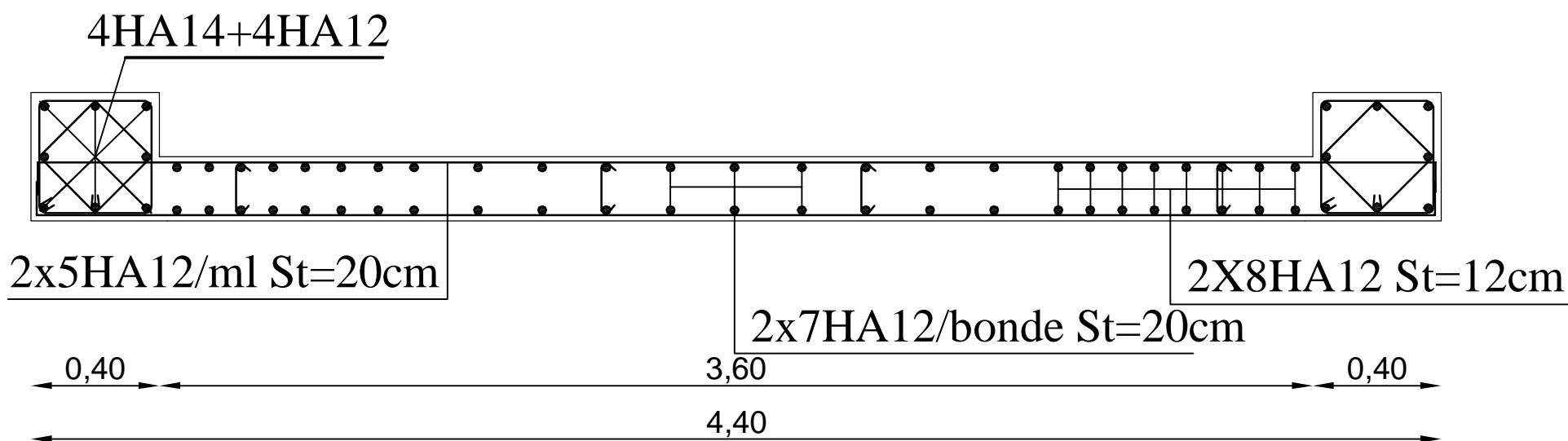




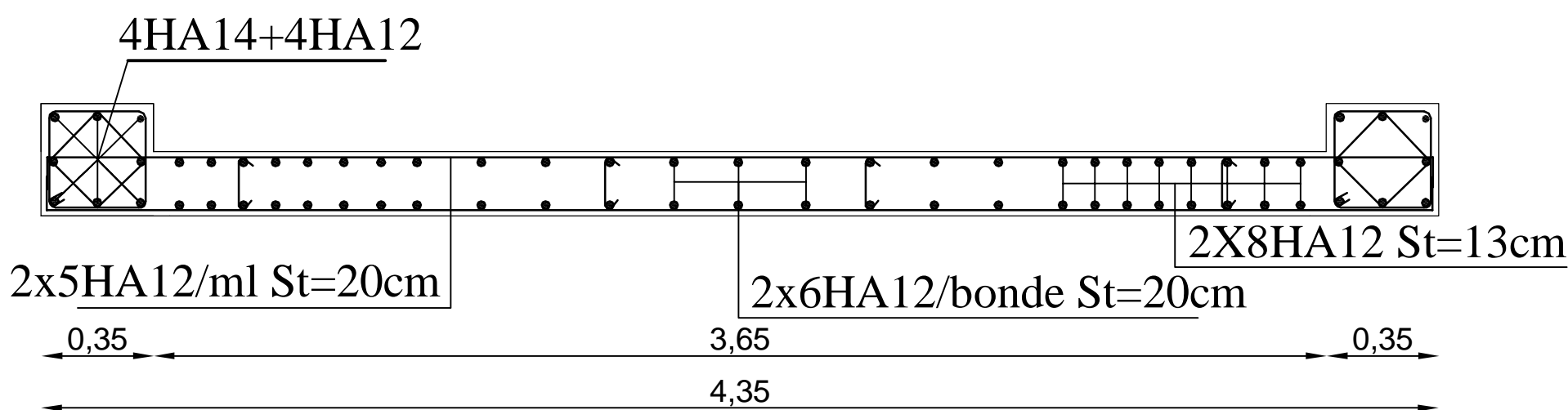
FERRALLIAGE DU VOILE VT1 zone I



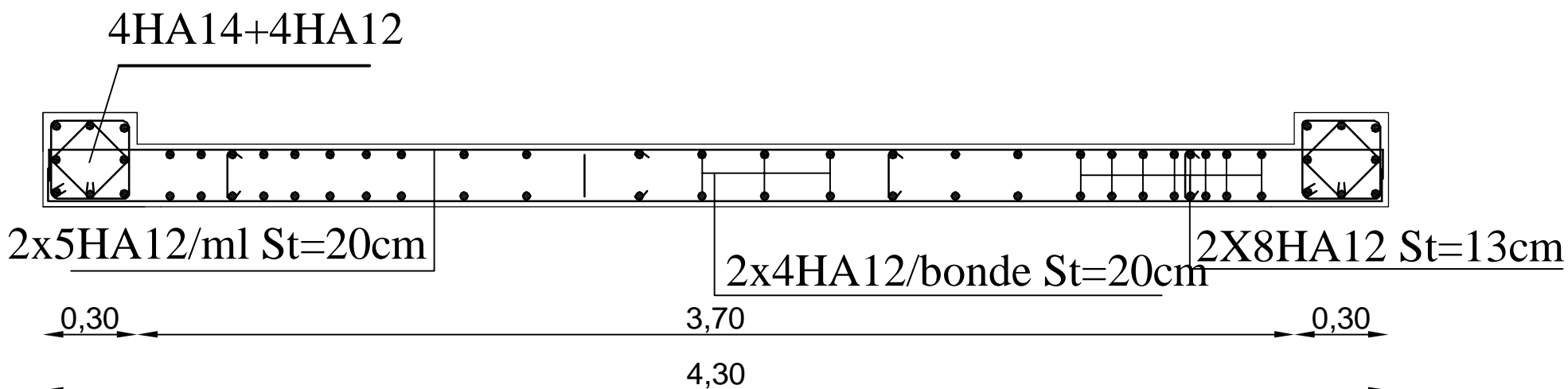
FERRALLIAGE DU VOILE VT1 zoneII



FERRALLIAGE DU VOILE VT1 zoneIII



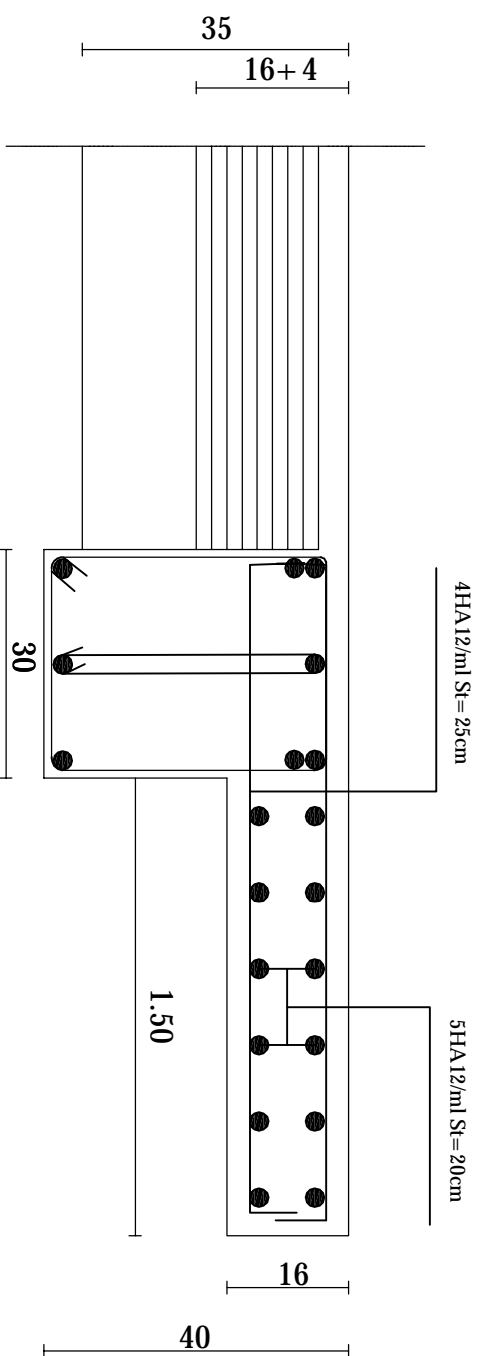
FERRALLIAGE DU VOILE VT1 zone IV



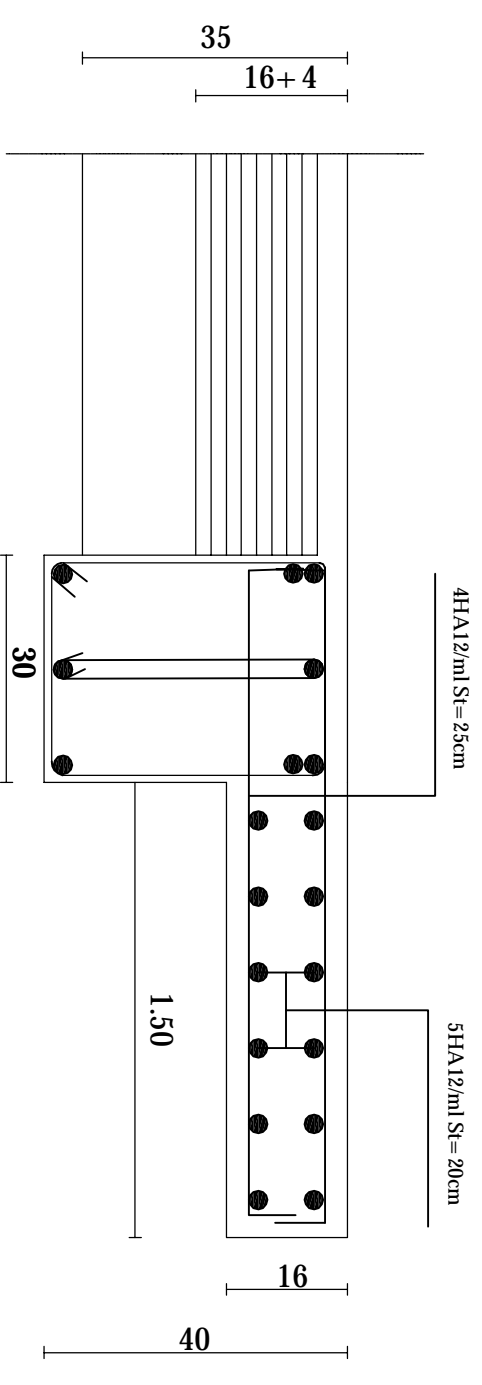
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

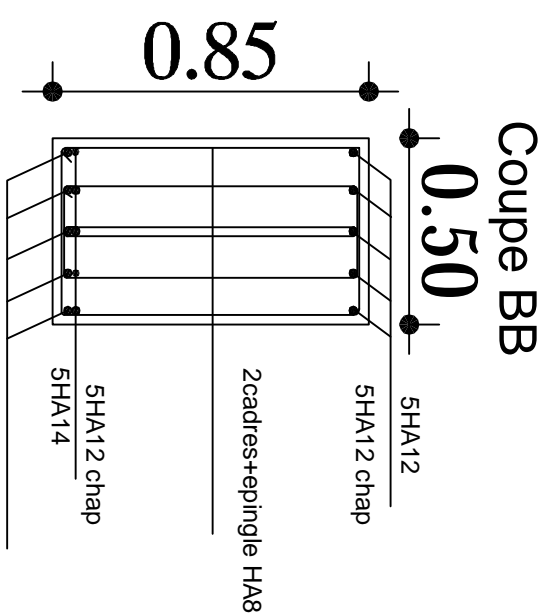
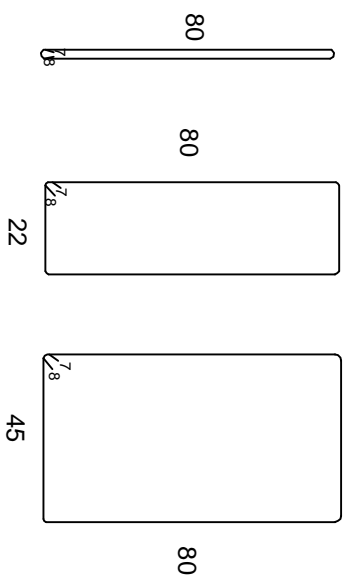
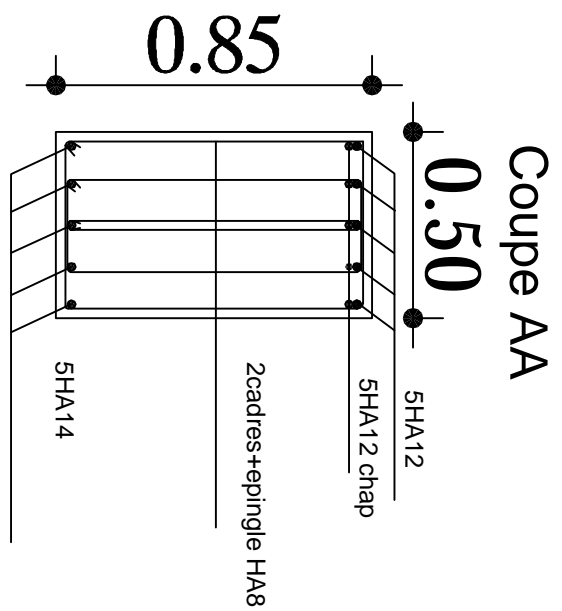
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

ferralliage du port afaux



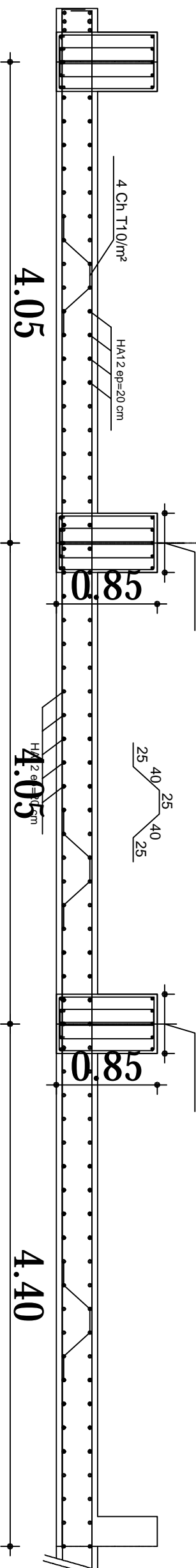
ferralliage du balcon





REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RADIER SENS LONGITUDINAL
0.50



FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RADIER SENS transversal
0.50

