

*REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil*

Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : constructions civils et industrielles.*

THEME

*Etude d'un bâtiment en R+9+SS à usage d'habitation
service et commercial contreventé par voiles et portique
avec l'application ETABS*



Etudié par:

*M' BOUFATIS Tarek
M' CHABNI Yazid
M' KHELIL Ghiles*

Dirigé par :

M' MANSOURIA

Année: 2012/2013

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 : Présentation et description de l'ouvrage

Présentation de l'ouvrage :	Erreur ! Signet non défini.
1.1 Description :	Erreur ! Signet non défini.
1.2 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	Erreur ! Signet non défini.
1.3 Éléments de l'ouvrage :	Erreur ! Signet non défini.
1.4 Les caractéristiques mécaniques des matériaux :	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE 2 : Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
2.1 Pré-dimensionnement :	Erreur ! Signet non défini.
2.1.1 Planchers:	Erreur ! Signet non défini.
2.1.2 Dalles Pleines (loggias) :	Erreur ! Signet non défini.
2.1.3 Les Poutres :	Erreur ! Signet non défini.
2.1.4 Les Poteaux :	Erreur ! Signet non défini.
2.2 Descente de Charges :	Erreur ! Signet non défini.
2.2.1 Détermination des charges et surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
2.2.2 Calcul du poids propre des éléments :	Erreur ! Signet non défini.
2.2.3 Loi de dégression des charges :	Erreur ! Signet non défini.
2.2.4 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA (art 7.4.1):	Erreur !
Signet non défini.	
2.2.5 Vérification des poteaux au flambement:	Erreur ! Signet non défini.
2.2.6 Les voiles :	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE 3 : Calcul des Eléments

L'acrotère :

Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
3.1 Détermination des sollicitations :	Erreur ! Signet non défini.
3.2 Combinaison des charges :	Erreur ! Signet non défini.
3.3 Ferrailage de l'acrotère :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.1 Etat limite ultime :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.2 Vérification à l'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.3 Vérification à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.

Les Planchers :

Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
3.1 Dalle de compression :	Erreur ! Signet non défini.
3.2 Poutrelles :	Erreur ! Signet non défini.
3.3 Plancher à usage service :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.1 Les conditions d'application : :(Art B.6.2, 210 BAEL91) ...	Erreur ! Signet non défini.
3.3.2 Principe de la méthode forfaitaire :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.3 Application de la méthode :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.4 Calcul des armatures à l'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.5 Vérifications à l'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.6 Calcul à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.7 Vérifications à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.
3.4 Plancher à usage habitation :	Erreur ! Signet non défini.
3.4.1 Les conditions d'application : :(Art B.6.2, 210 BAEL91) ...	Erreur ! Signet non défini.
3.4.2 Application de la méthode :	Erreur ! Signet non défini.
3.4.3 Calcul des armatures à l'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
3.4.4 Vérifications à l'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
3.4.5 Calcul à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.
3.4.6 Vérifications à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.

Les Escaliers :

Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
3.1 Calcul de l'escalier :	Erreur ! Signet non défini.
3.1.1 Pré-dimensionnement :	Erreur ! Signet non défini.
3.1.2 Détermination des charges et surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
3.1.3 Calcul des armatures:	Erreur ! Signet non défini.
3.1.4 Les vérifications à l'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
3.1.5 Calcul des efforts internes a L'ELS:	Erreur ! Signet non défini.
3.1.6 Vérification à L'ELS :	Erreur ! Signet non défini.
3.2 Calcul de l'escalier balancé:	Erreur ! Signet non défini.
3.2.1 Pré-dimensionnement:	Erreur ! Signet non défini.
3.2.2 Détermination des charges et surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
3.2.3 Calcul des armatures:	Erreur ! Signet non défini.
3.2.4 Les vérifications à l'ELU :	Erreur ! Signet non défini.

- 3.2.5 Calcul des efforts internes a L'ELS:..... **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.2.6 Vérification à L'ELS : **Erreur ! Signet non défini.**

Poutre Palière :

- 3.1 Pré-dimensionnement : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.2 Vérifications aux exigences du RPA (Art . 7.5.1/RPA 99) **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.3 Les charges revenant à la poutre : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.4 Calcul des armatures : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.5 Vérification à L'ELU : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.6 Calcul à L'ELS : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.7 Vérifications à l'ELS : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.8 Schéma de ferrailage : **Erreur ! Signet non défini.**

Poutre Palière incliné:

- 3.1 Pré-dimensionnement : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.2 Vérifications aux exigences du RPA (Art . 7.5.1/RPA 99) **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.3 Les charges revenant à la poutre : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.4 Calcul des armatures : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.5 Vérification à L'ELU : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.6 Calcul à L'ELS : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.7 Vérifications à l'ELS : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.8 Schéma de ferrailage : **Erreur ! Signet non défini.**

Les Balcons :

- 3.1 Détermination des charges et surcharges : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.2 Calcul à l'état limite ultime : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.3 Ferrailage : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.4 Vérification à l'ELU..... **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.5 Vérification à l'ELS **Erreur ! Signet non défini.**

La salle machine :

- 3.1 Calcul de la dalle de la salle machine : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.2 Ferrailage:..... **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.3 Vérification à l'ELU : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.4 Vérifications à l'ELS : **Erreur ! Signet non défini.**
- 3.5 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine : **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 4 : Etude du Contreventement

- 4.1 Caractéristiques géométriques des voiles :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 4.1.1 Inertie des voiles :..... **Erreur ! Signet non défini.**
- 4.2 Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives : **Erreur ! Signet non défini.**
- 4.3 Calcul des flèches du refonds :..... **Erreur ! Signet non défini.**
- 4.4 Calcul du déplacement des portiques : **Erreur ! Signet non défini.**
- 4.5 Interprétation des résultats :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 4.5.1 Comparaison des inerties des voiles et des portiques :..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 5 : Modélisation et Vérifications RPA

- 5.1 Description du logiciel ETABS :..... **Erreur ! Signet non défini.**
- 5.2 Choix de la méthode de calcul :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5.2.1 Méthodes utilisables :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5.2.2 Condition d'application de la méthode statique équivalente :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5.2.3 Condition d'application de la méthode d'analyse modale spectrale : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5.2.4 Présentation de la méthode modale spectrale :..... **Erreur ! Signet non défini.**
- 5.3 Etapes de modélisation :..... **Erreur ! Signet non défini.**
- 5.4 Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique : **Erreur ! Signet non défini.**
- 5.5 Vérifications aux exigences du RPA99 modifié en 2003 :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5.5.1 Spectre de réponse de calcul : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5.5.2 Nombre de modes à considérer :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5.5.3 Combinaison des réponses modales :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5.5.4 Caractéristiques géométriques de la Structure : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5.5.5 Caractéristiques dynamiques de la structure : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5.5.6 Vérification de la résultante des forces sismiques :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5.5.7 Vérification des déplacements :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5.5.8 Justification Vis à Vis De l'effet P- Δ : **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 6 : Ferrailage des Poteaux

- Recommandations du RPA : **Erreur ! Signet non défini.**
- 6.1 Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003)..... **Erreur ! Signet non défini.**

- 6.1.1 Calcul à l'ELU et au Séisme : **Erreur ! Signet non défini.**
- 6.1.2 Vérifications à l'ELS : **Erreur ! Signet non défini.**
- 6.2 Calcul des armatures transversales : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 6.2.1 Espacement des armatures transversales : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 6.2.2 Vérification de la quantité d'armatures transversales : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 6.2.3 Longueurs de recouvrement : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 6.2.4 Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) : **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 7 : Ferrailage des Poutres

- 7.1 Recommandation du RPA version 2003 : **Erreur ! Signet non défini.**
- 7.2 Etapes de calcul des armatures longitudinales : **Erreur ! Signet non défini.**
- 7.3 Ferrailage des poutres : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 7.3.1 Armatures longitudinales : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 7.3.2 Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- 7.4 Vérifications à L'ELU : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 7.4.1 Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art4.2.1) **Erreur ! Signet non défini.**
 - 7.4.2 Justification de l'effort tranchant :(BAEL99/Art A.5.1) **Erreur ! Signet non défini.**
 - 7.4.3 Influence de l'effort tranchant aux appuis :(BAEL99/Art A.5.1.321) **Erreur ! Signet non défini.**
 - 7.4.4 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres au niveau des appuis : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 7.4.5 Calcul de la longueur de scellement droit des barres : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 7.4.6 Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1) **Erreur ! Signet non défini.**
- 7.5 Vérification à l'ELS : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 7.5.1 État limite d'ouverture des fissures : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 7.5.2 État limite de compression du béton : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 7.5.3 État limite de déformation : **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 8 : Ferrailage des Voiles

- 8.1 Combinaison d'action : **Erreur ! Signet non défini.**
- 8.2 Exposé de la méthode : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 8.2.1 Armatures minimales : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 8.2.2 Armatures horizontales : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 8.2.3 Armatures transversales : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 8.2.4 Armatures de coutures : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 8.2.5 Potelet : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 8.2.6 Dispositions constructives : **Erreur ! Signet non défini.**

8.2.7 Vérification : **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 9 : Etude de l'infrastructure

9.1 Choix du type de fondation : **Erreur ! Signet non défini.**

9.2 Pré-dimensionnement des fondations : **Erreur ! Signet non défini.**

9.3 Radier général : **Erreur ! Signet non défini.**

9.4 Ferrailage du radier : **Erreur ! Signet non défini.**

9.5 Ferrailage du débord : **Erreur ! Signet non défini.**

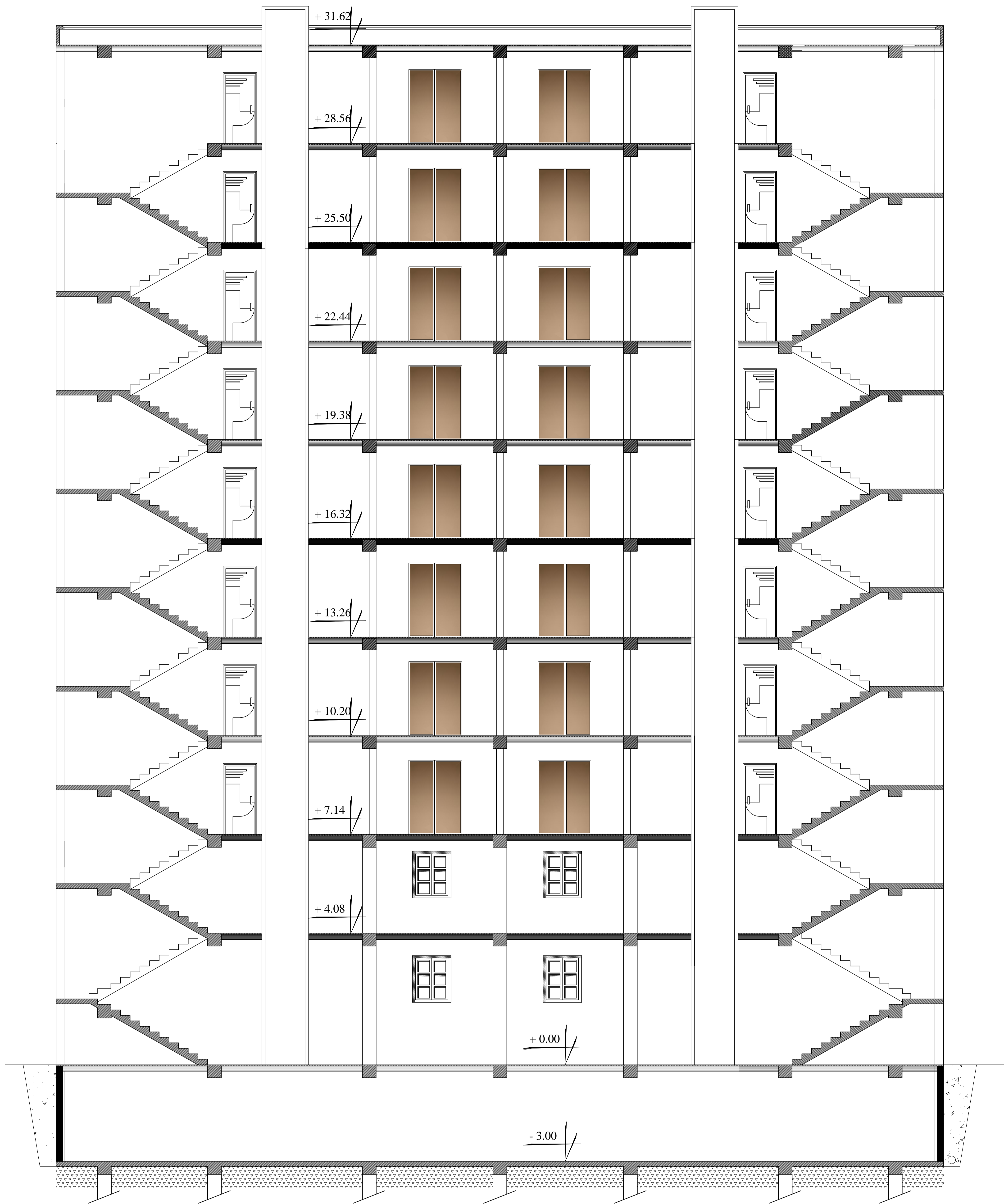
9.6 Ferrailage de la nervure : **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 10 : Mur de Soutènement

Introduction : **Erreur ! Signet non défini.**

10.1 Pré-dimensionnement du mur de soutènement : **Erreur ! Signet non défini.**

10.2 Ferrailage du mur de soutènement : **Erreur ! Signet non défini.**



COUPE SCHEMATIQUE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par
 Mr. BOUFATIS Tarek
 Mr. CHABNI Yazid
 Mr. KHELIL Ghiles

Dirigé par
 Mr MANSOURI. A

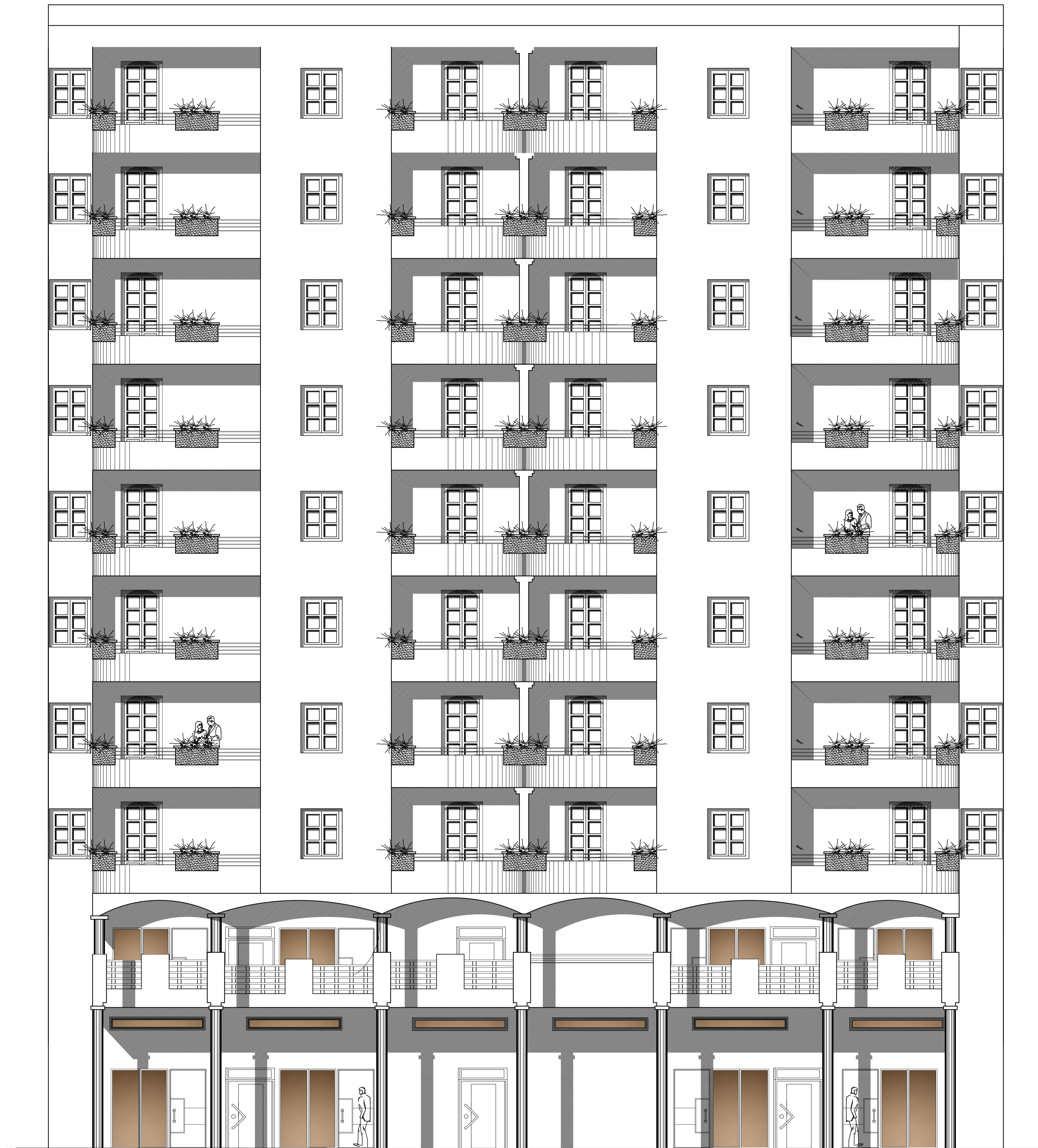
DESIGNATION:

COUPE VERTICALE

ECHELLE 1/50

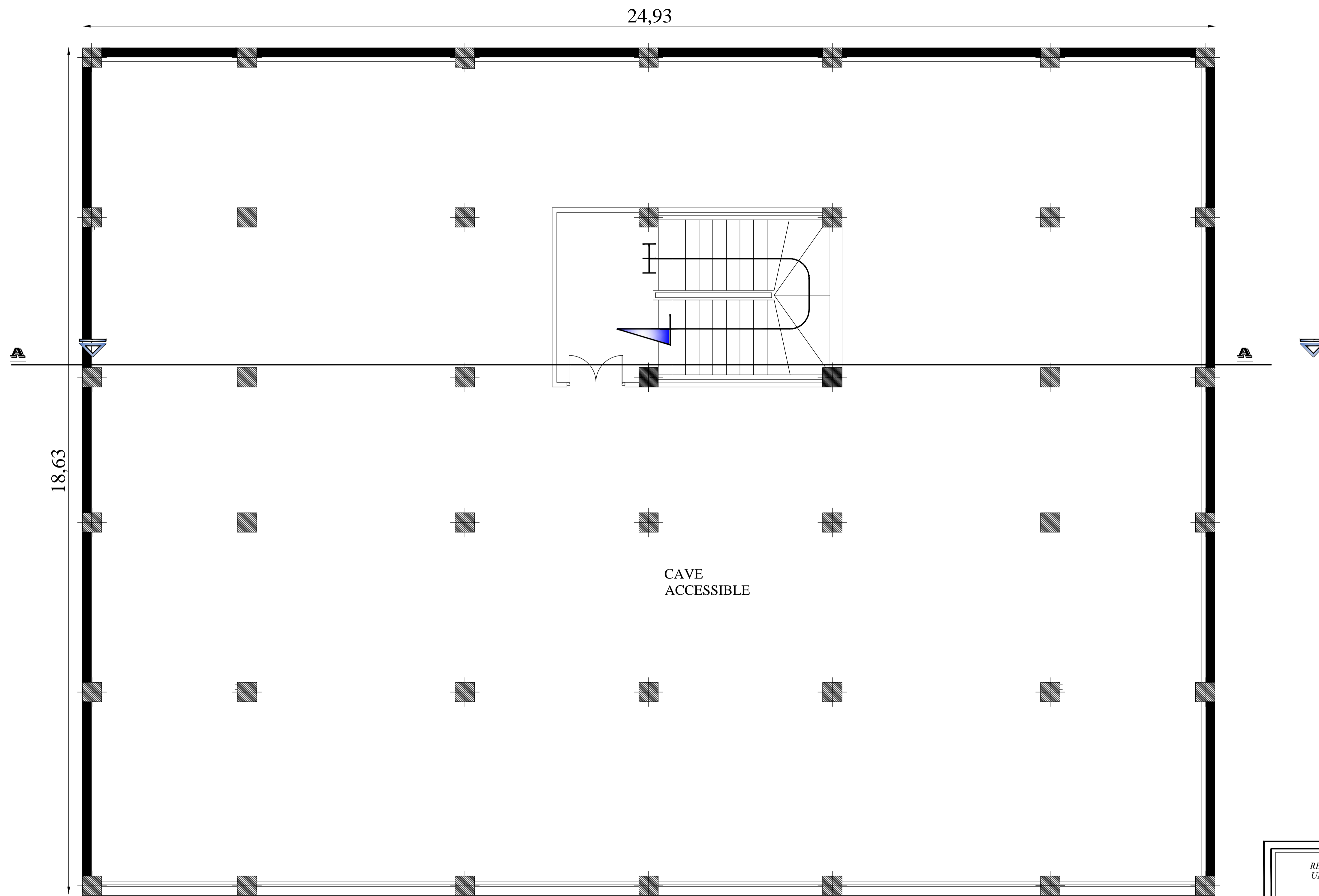
DATE Sep 2013

PLANCHE N° 02



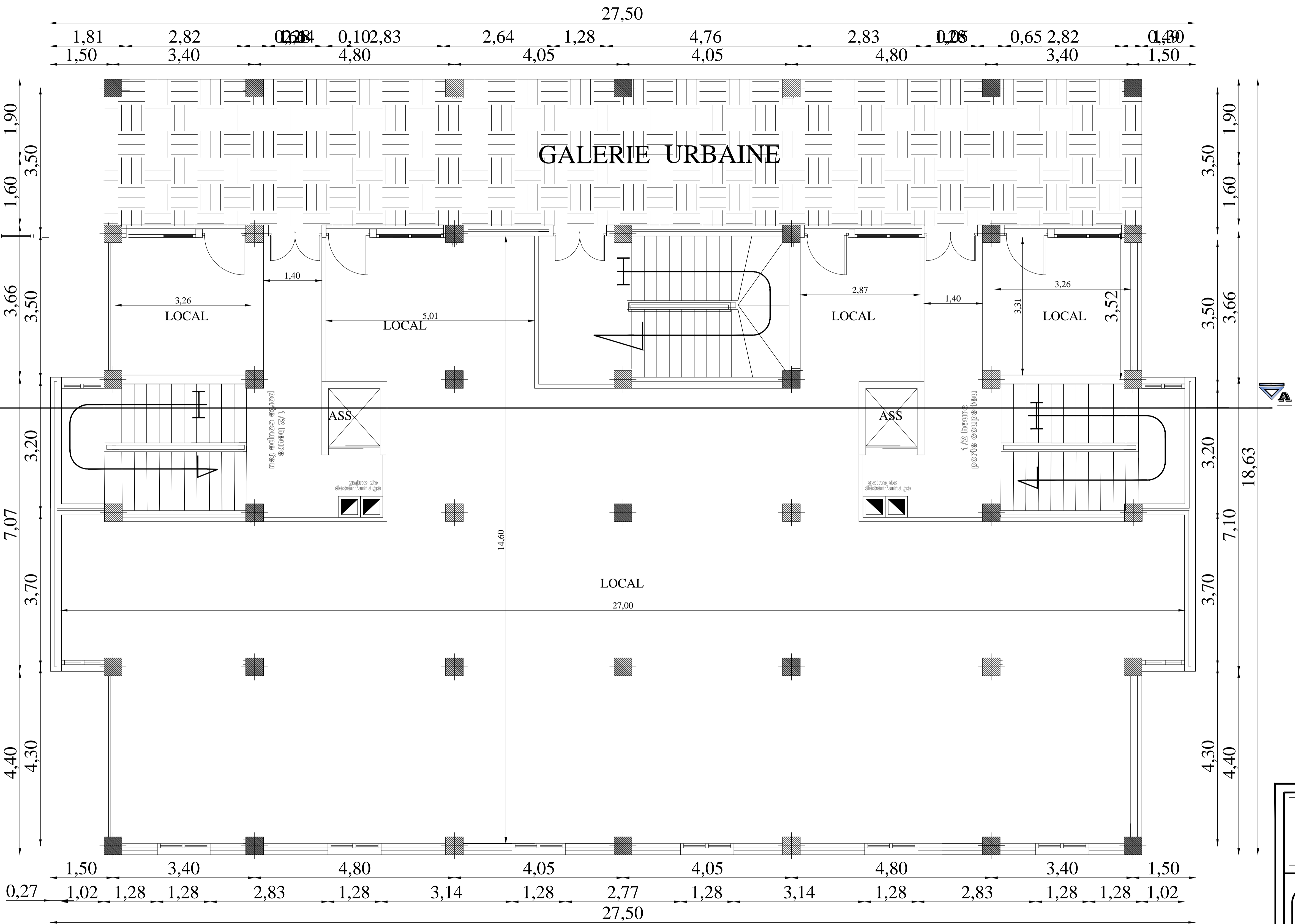
FACADE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Dirigé par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles Mr. MANSOURI. A
DESIGNATION: PLAN DE FACADE	ECHELLE 1/50 DATE Sep 2013 PLANCHE N° 01



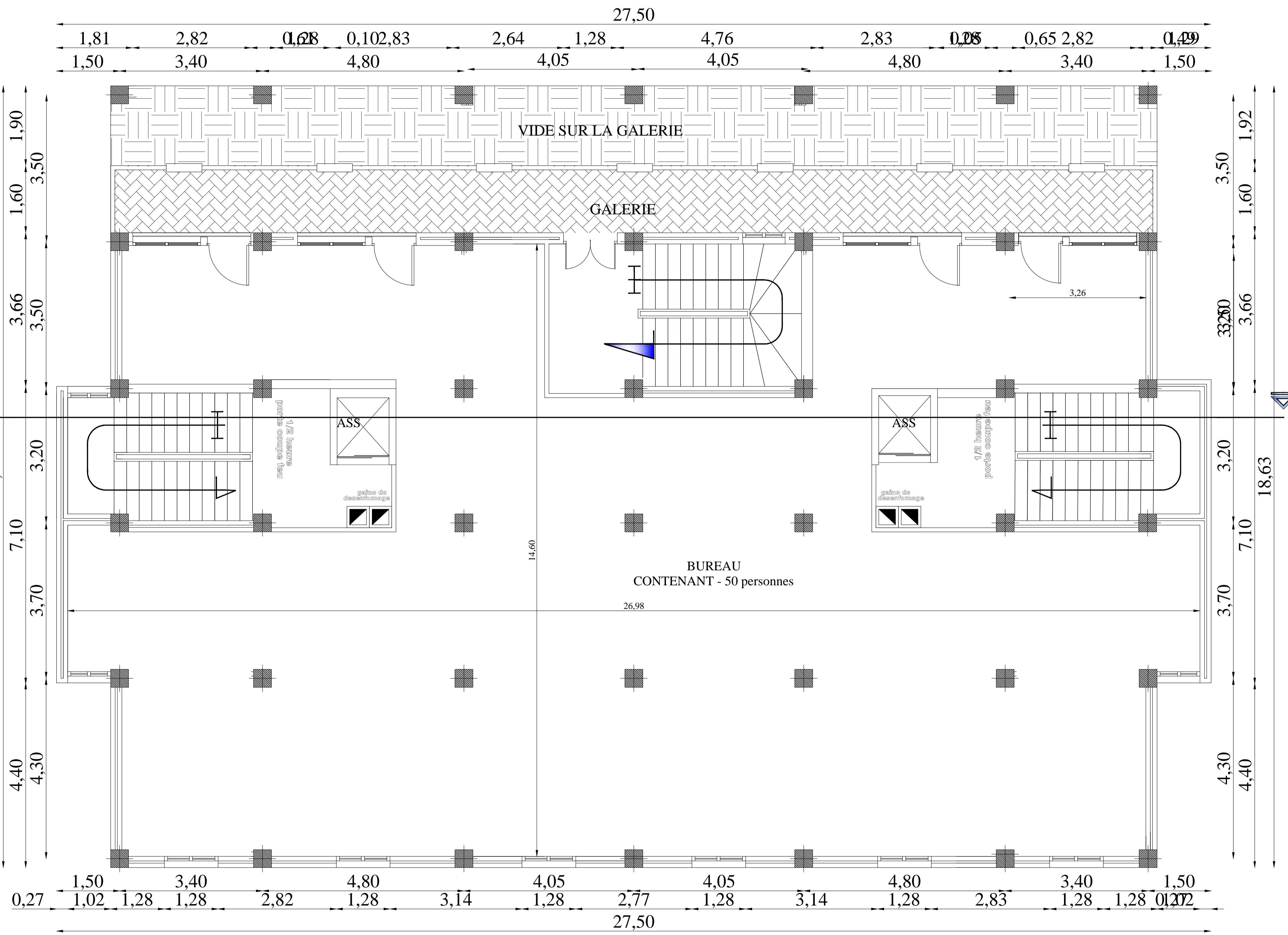
PLAN SOUS SOL

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
<i>Etudié par</i> Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles	<i>Dirigé par</i> Mr MANSOURI. A
<i>DESIGNATION:</i> PLAN D'ARCHITECTURE SOUS SOL	<i>ECHELLE</i> 1/50 <i>DATE</i> Sep 2013 <i>PLANCHE N°</i> 03



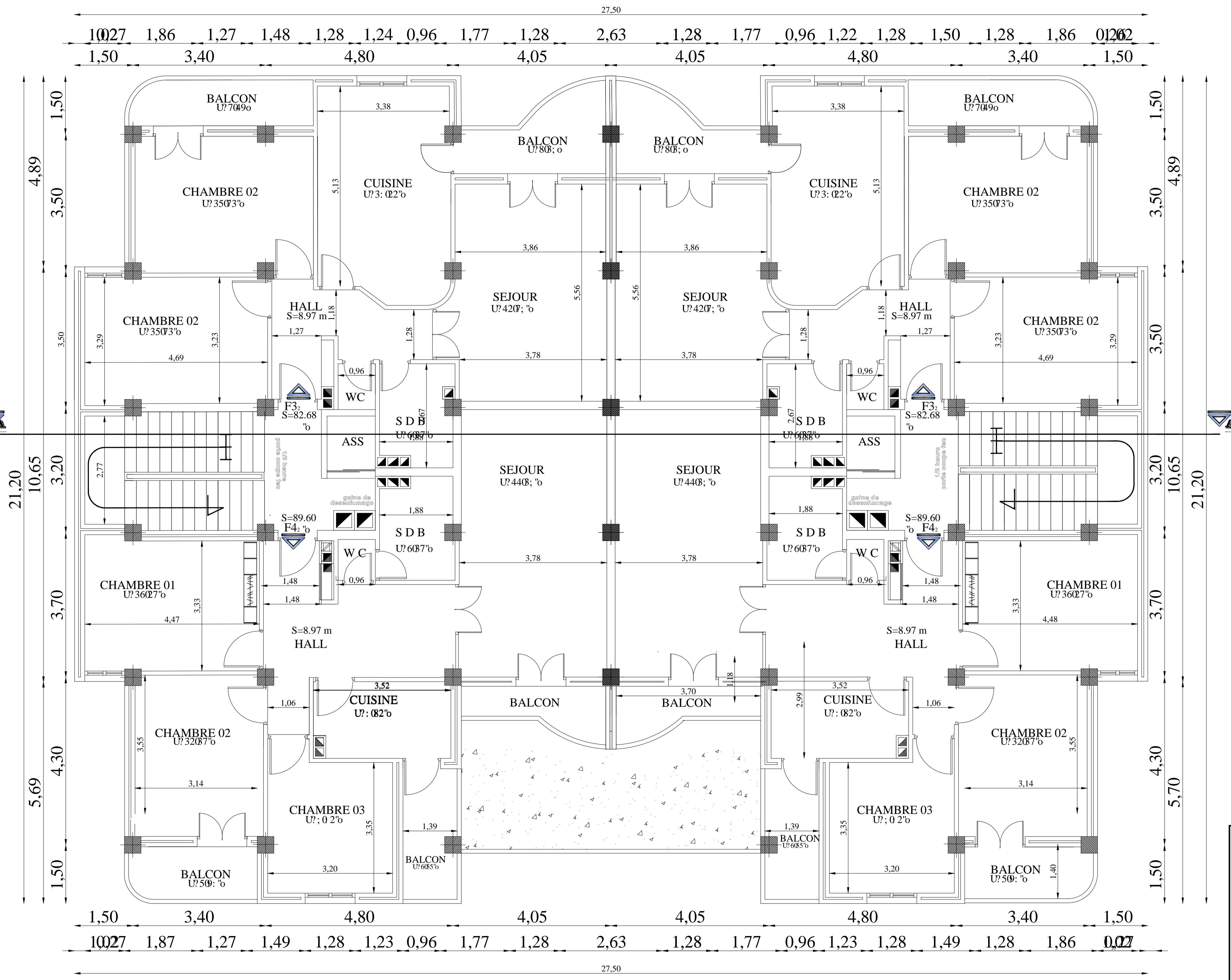
PLAN DU RDC

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles
Dirigé par	Mr. MANSOURI. A
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
PLAN D'ARCHITECTURE REZ DE CHAUSSEE	DATE Sep 2013
	PLANCHE N° 04



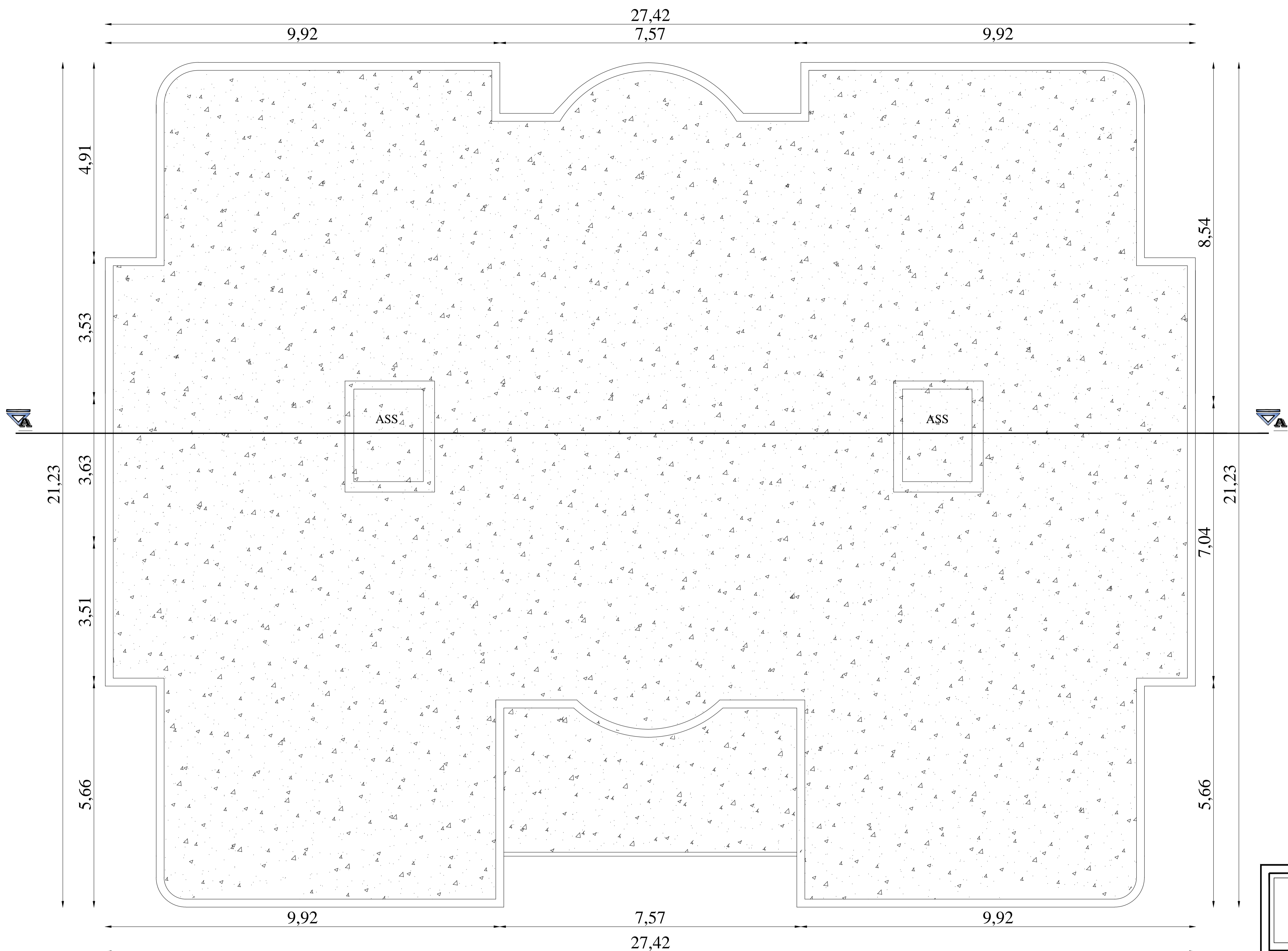
PLAN D'ETAGE SERVICE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Dirigé par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles Mr MANSOURI. A
DESIGNATION: PLAN D'ARCHITECTURE ETAGE DE SERVICE	ECHELLE 1/50 DATE Sep 2013 PLANCHE N° 05



PLAN DE L'ETAGE COURANT

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Dirigé par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles Mr MANSOURI. A
DESIGNATION: PLAN D'ARCHITECTURE ETAGE COURANT	ECHELLE 1/50 DATE Sep 2013 PLANCHE N° 06



PLANCHER TERRASSE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles
Dirigé par	Mr MANSOURI. A
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
	DATE Sep 2013
	PLANCHE N° 07
PLANCHER TERRASSE	

Introduction :

La qualité des constructions s'est accrue de façon notable au cours de la dernière décennie, sans que les conditions économiques aient été profondément modifiées.

Les progrès enregistrés sont dus, en grande partie, à l'apparition de composants industriels performants et plus particulièrement les nouvelles technologies qui sont régies par l'outil informatique, fruits des recherches de l'industrie du bâtiment et des divers centres techniques.

C'est précisément dans un cadre pédagogique, pour nous et pour rendre accessible au plus grand nombre de futures d'étudiants l'essentiel des méthodes de calcul d'un bâtiment et leurs modes opératoires et pour leur donner la possibilité de mieux appréhender cette discipline en général, que ce mémoire a été conçu et réalisé.

Notre étude est menée suivant les règles BAEL 91 modifié 99 et le RPA99 (version 2003) et les DTR algériens. Elle portera sur l'étude d'une tour (R+9+SS) à usage d'habitation et commercial avec un contreventement mixte. C'est l'occasion pour nous de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire.

CHAPITRE 1

Presentation de l'ouvrage

Présentation de l'ouvrage :

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial en (R+9+SS), ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles).

Ce projet sera implanté à la ville de TIZI OUZOU qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (**zone IIa**). Et classé, selon sa destination, dans la catégorie des ouvrages courants ou d'importance moyenne (**groupe 2**).

1.1 Description :

Ce projet qui nous a été proposé par (B.E.T MAAMAR) de TIZI-OUZOU composés de:

- (01) Sous sol à usage commercial (dépôt),
- (01) RDC à usage commercial,
- 1^{er} étages à usage de bureaux,
- (08) étages courants à usage d'habitation,
- (03) Cages d'escaliers,
- (02) Cage d'ascenseur.

1.2 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes:

- Hauteur totale du bâtiment.....31,62m.

Sous Sol :

- Hauteur du (S.S).....3,00m.
- Longueur totale du (S.S).....24,93m.
- Largeur totale du (S.S).....18,63m.

Rez de chaussé :

- Hauteur du RDC.....4,08m.
- Longueur totale du R.D.C.....27,50m.
- Largeur totale du R.D.C.....18,63m.

Etages de service:

- Hauteur de l'étage service 3,06 m.
- Longueur totale de l'étage service.27,50 m.
- Largeur totale de l'étage service.....18,63 m.

Etages courants :

- Hauteur de l'étage courant 3,06 m.
- Longueur totale de l'étage courant27,50 m.
- Largeur totale de l'étage courant21,20 m.

1.3 Éléments de l'ouvrage :**1.3.1 Ossatures du bâtiment :**

L'ossature du bâtiment est mixte, constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé.

1.3.2 Plancher :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils assurent deux fonctions principales que sont :

La résistance mécanique : ils supportent leurs poids propre et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

a) **Plancher en corps creux :** constitué de dalle de compression et de poutrelles coulées sur place à l'exception de la salle machine qui sera réalisée en dalle pleine. (Une de béton armé de forme rectangulaire).

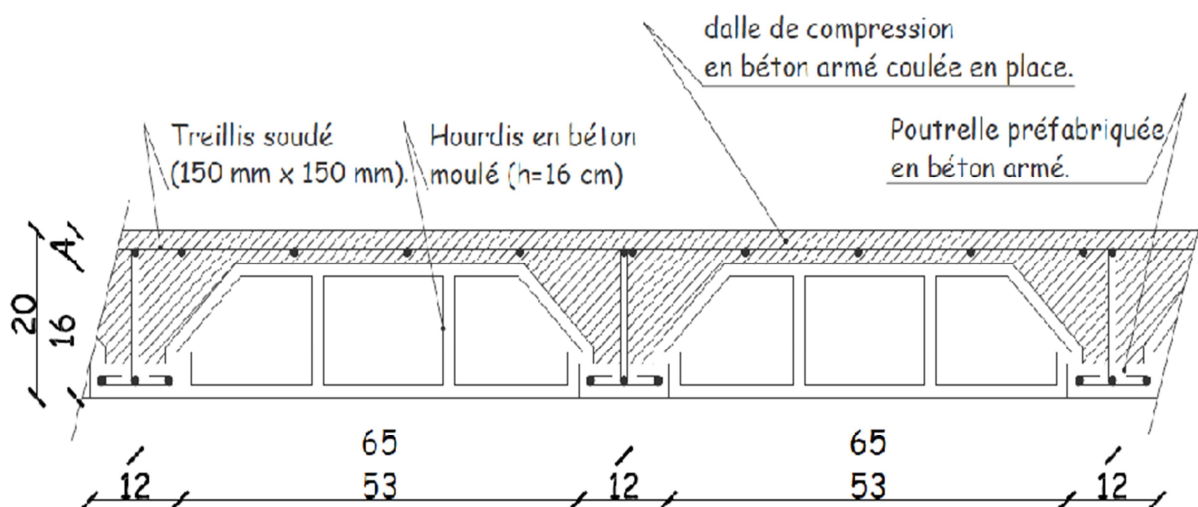


Fig 1.1 : coupe d'un plancher en corps

Le plancher terrasse est équipé d'une isolation thermique et d'une pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales, ainsi que d'une étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé.

b) **Dalle pleine en béton armé** : Des dalles pleines sont prévues dans les balcons, et dans les paliers de repos des escaliers, et pour la salle des machines de l'ascenseur.

1.3.3 Maçonnerie :

Mur extérieurs : Ils seront réalisés avec de brique creuse en double cloisons de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.

Murs intérieurs: Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

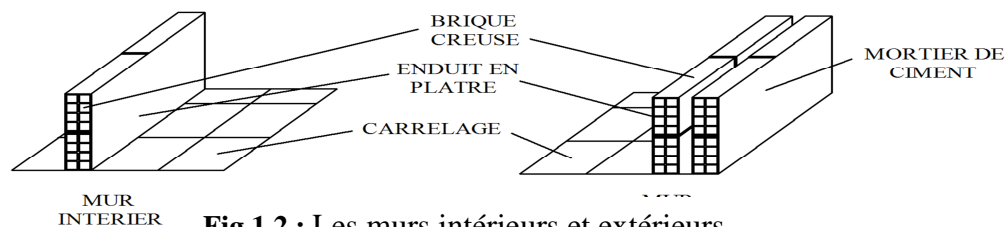


Fig 1.2 : Les murs intérieurs et extérieurs.

1.3.4 Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

1.3.5 Les revêtements :

- Mortier de ciment pour les façades extérieures et cages d'escaliers.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Revêtements en céramique pour les murs de cuisine et les salles d'eau.

1.3.6 Les escaliers :

- Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier qui relie le sous sol au premier niveau et de deux autres qui relient les étages courants
- tout les escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasse coulés sur place en béton armé.

1.3.7 Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte deux ascenseurs, leurs cages seront réalisées en voile.

1.4 Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.4.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment de granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL91 (modifié 99) et du RPA99 (version 2003), dont les dosages sont :

- Ciment —————→ 350kg/m³ en CPJ 325
- Gravier —————→ 800L D_g ≤ 25mm
- Sable propre —————→ 400L D_g ≤ 5mm
- Eau —————→ 175L

(Art A-2-1)

a) Résistance caractéristique à la compression du béton :

Dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) noté f_{c28} .

Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite :

Selon le BAEL91 (modifié99)

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,40+0,95j} \cdot f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{aligned} \right\} \text{(Art A-2.1.11)}$$

Pour notre projet on prendra : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance de béton à traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

Selon le BAEL91 (modifié99)

$$\left. \begin{aligned} f_{tj} &= 0,6+0,06 f_{cj} && \text{pour } 40\text{MPa} \leq f_{cj} < 60\text{MPa} \\ f_{tj} &= 0,275 (f_{cj})^{2/3} && \text{pour } f_{cj} \geq 60\text{MPa} \end{aligned} \right\} \text{(Art A-2.1.12)}$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

c) Modules de déformations longitudinales du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art A-2.1.22)}$$

Pour : j = 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$.

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = \frac{1}{3} E_{ij} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art A-2.1.22)}$$

Pour j = 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa}$.

d) Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art A-2.1, 3)}$$

e) Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

Il est pris égale à: $\nu = 0$ pour des justifications à ELU (béton fissuré) } **(Art A-2.1, 3)**
 $\nu = 0,2$ pour des justifications à ELS (béton non fissuré)

f) Contraintes limites :**▪ Contrainte limite à la compression :**

Elle est donnée par la formule suivante : $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ en MPa \longrightarrow **(BAEL91/Art A-4.3.41)**

Avec γ_b : Coefficient de sécurité partiel

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa ;}$$

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

θ : Coefficient d'application des actions considérées

$$\theta = 1 \text{ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h}$$

$$\theta = 0,9 \text{ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h}$$

$$\theta = 0,85 \text{ si la durée d'application des actions est inférieure à 24h}$$

▪ **Etat limite ultime (ELU) :**

C'est la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à la limite :

- De la résistance des matériaux : concerne le non rupture des différents éléments de l'ouvrage.
- De la limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures.
- De la stabilité de forme.

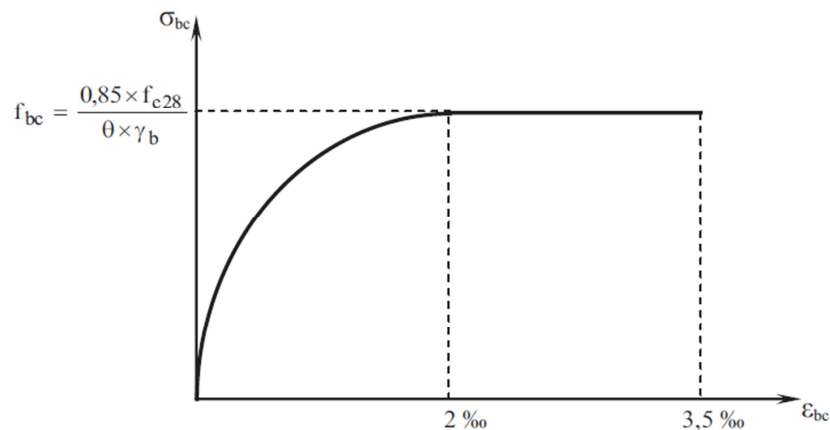


Fig 1.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton

Avec σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

Pour $\epsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

E_b : Module de Young.

▪ **Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art A-5.1.21)}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ MPa}$ pour la fissuration peu nuisible ;

$\bar{\tau}_u = \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ MPa}$ pour la fissuration préjudiciable.

▪ **Etat limite de service (ELS) :**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont pas vérifiées, il correspond à :

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etats limites d'ouvertures des fissures.
- Etats limites de service de déformation

▪ **La contrainte limite de service à la compression :**

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$. $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

(BAEL91/Art A - 4.5.2)

1.4.2 Les 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 à besoin de deux 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

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

Quelle que soit le type d'acier on admet généralement

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa (BAEL91/Art A-2.2.1)}$$

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

b) contrainte limite dans les aciers : (BAEL 91/Art A-4.3.1)

▪ **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 (σ_s) sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ϵ_s) de l'acier définie par le diagramme suivant .

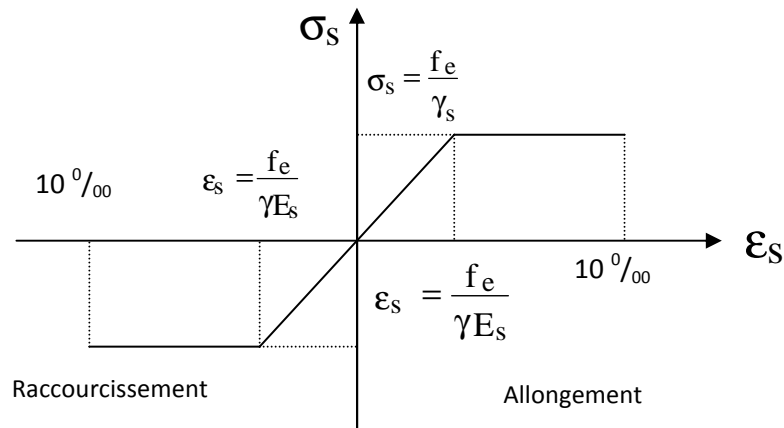


Fig 1.4 : Diagramme contraintes déformations des Aciers

▪ **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.

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

(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 :

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

c) Protection des armatures :(BAEL91/Art A-7.24)

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 2

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux nous procédons au pré-dimensionnement des éléments ou on tient compte des prescriptions réglementaires données par le RPA 2003, le CBA 93 et le BAEL 91.

Le Pré-dimensionnement des éléments nous permet d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur des éléments afin d'avoir une référence sur la qualité de ces derniers pour les différents calculs et étude de la structure

2.1 Pré-dimensionnement :**2.1.1 Planchers:**

Dans notre projet ; les plancher sont constitués de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées .Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec :

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

h_t : hauteur totale du plancher

Dans notre cas : $L_{max} = 430 - 25 = 405 \implies h_t \geq \frac{405}{22.5} = 18$

Remarque :

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (RPA 99 version 2003) pour un poteau en Zone **II_a** qui est de (25x 25) cm²

On opte pour un plancher de $h_t = 20\text{cm}$ (16+4)

Avec :

Epaisseur du corps creux : 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression : 4 cm.

2.1.2 Dalles Pleines (loggias) :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion $ep \geq \frac{L}{10}$.

Dans le présent projet, la dalle est considérée comme une console encastree.

$ep \geq \frac{L}{10}$ avec L : est la largeur de la console.

Pour $L = 137,5\text{cm}$, on aura $ep \geq \frac{L}{10} = 13,75\text{ cm}$.

Donc on prend : **ep = 15 cm.**

2.1.3 Les Poutres :

Les poutres sont généralement des éléments en béton armé coulés sur place, elles se raccordent aux poteaux, à d'autres poutres ou à des murs refends auxquels elles transmettent les charges et surcharges qu'elles reçoivent des planchers.

D'après les prescriptions préconisées par le RPA99 version 2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - b \geq 20\text{cm} \\ - h \geq 30\text{cm} \\ - h/b \leq 4.0 \\ - b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{array} \right\} \quad \boxed{\text{(Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003).}}$$

(h) peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles

a) Poutres Principales :

C'est des poutres porteuses, la hauteur des poutres principales est donnée par

$$\ell/15 \leq h_t \leq \ell/10 \implies \boxed{\text{(BAEL 91/Art A-4.14)}}$$

Avec : ℓ : Portée libre dans le sens considéré.

h_t : Hauteur de la poutre principale.

$$455/15 \leq h_t \leq 455/10 \implies 30.33\text{cm} \leq h_t \leq 45.5\text{cm} \implies \boxed{\text{On opte pour : } h_t = 40\text{cm.}}$$

La largeur des poutres est déterminée par :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \implies 0,4 \times 40\text{cm} \leq b \leq 0,7 \times 40\text{cm} \implies 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

$$\implies \boxed{\text{On opte pour : } b = 30\text{cm.}}$$

La section des poutres principales est : (30 x 40) cm².

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « $b = 30\text{ cm}$ », supérieur un peu à sa fourchette. Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

• **Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)**

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

$$h_t = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ Condition vérifiée}$$

$$h_t/b = 40/30 = 1,33 < 4 \text{ Condition vérifiée}$$

b) Poutres Secondaires :

Elles sont perpendiculaires aux poutres principales, leur hauteur est donnée par :

$$\ell/15 \leq h_t \leq \ell/10 \quad \text{avec : } \ell = 4,30 - 0,25 = 4,05\text{m}$$

$$405/15 \leq h_t \leq 405/10 \Rightarrow 27\text{cm} \leq h_t \leq 40,5\text{cm} ;$$

On opte pour : $h_t = 35\text{cm}$.

La largeur des poutres secondaires est donnée par :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm} ;$$

On opte pour : $b = 30\text{cm}$.

La section des poutres secondaires est : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « $b = 30 \text{ cm}$ », supérieur un peu à sa fourchette. Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

• Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

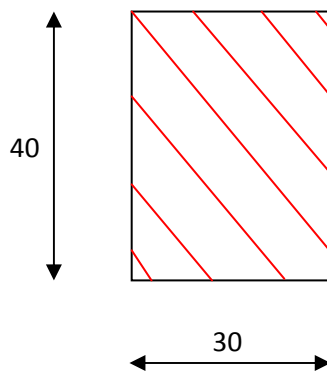
$$h_t/b = 35/30 = 1,16\text{cm} < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

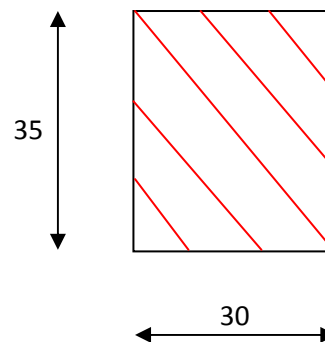
On adoptera des poutres dont les dimensions sont les suivantes :

Poutres principales : $h_t = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$,

Poutres secondaires : $h_t = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$,



Poutre principale



Poutre secondaire

2.1.4 Les Poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'état limite de service en compression simple. Pour cela nous supposons que seul le béton reprend l'effort normal « N_s ».

- La combinaison des charges et des surcharges à utiliser est : $N_s = G + Q$.
- la section de poteau est obtenue par la formule suivante : $B \geq N_s / \sigma_{bc}$.

B : la section du poteau.

N_s : effort normal.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Remarque :

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge. Donc on aura à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

Localisation du poteau le plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau **(D-4)** est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

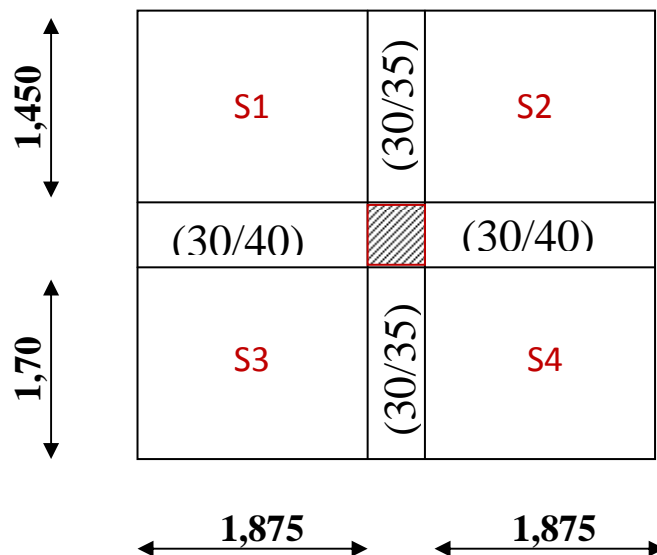


Fig 2.1 : Position du poteau le plus sollicité

2.2 Descente de Charges :

La surface revenant aux poteaux :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (1,875 \times 1,450) + (1,875 \times 1,450) + (1,875 \times 1,70) + (1,875 \times 1,70) = 11,81 \text{ cm}^2$$

2.2.1 Détermination des charges et surcharges :

Afin de pré-dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux) on doit d'abord déterminer le chargement à la réglementation.

a) Charges permanentes :

On commence par déterminer les charges permanentes, en effet, on calculera les charges correspondantes aux planchers (terrasse et étages courants) aux murs (extérieurs et intérieurs) et à l'acrotère. Tous ces résultats sont consignés dans les tableaux suivant (tableau 1, 2,3 et 4) suivis des schémas explicatifs respectivement.

➤ Planchers :

Tableau 2.1 : Charges permanentes du plancher terrasse.

N°	Désignation	Epaisseur [m]	Pds volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Couche de gravillon	0,05	17,00	0,85
2	Etanchéité	0,02	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22,00	1,54
4	Feuille de polyane	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4,00	0,16
6	Dalle en corps creux	0,20	14,00	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2
				G_{pt}=5,68

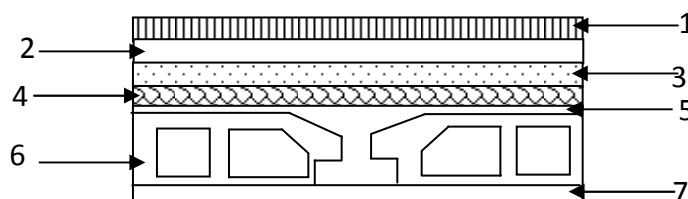
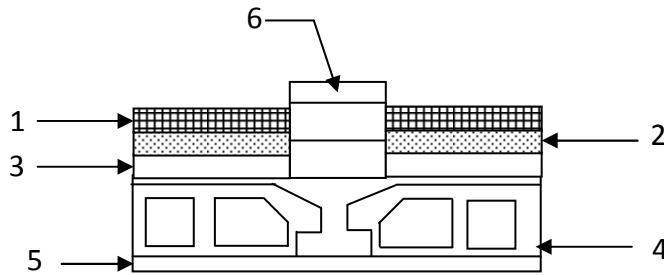


Fig 2.2 : Eléments constituant le plancher terrasse

Tableau 2.2 : Charges permanentes du plancher d'étage courant et RDC.

N°	Désignation	Epaisseur [m]	Pds volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle en corps creux	0,20	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison de Séparation Avec 25% d'ouverture	0,10	90	0,90
				G_{pc}=5,24

**Fig 2.3** : Eléments constituant le plancher d'étage courant➤ **Les murs :**

On fait le même travail concernant les murs et l'acrotère.

Tableau 2.3 : charge permanente due aux murs extérieurs (en brique creuse).

N°	Désignation	Epaisseur [m]	Pds volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	Mortier de ciment	0,02	20	0,40
2	Briques creuses	0,10	9	1,80
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
4	L'âme d'air	0,05	/	/
				G_{Mext}=2,40

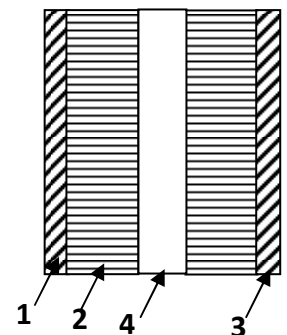
**Fig 2.4** : Coupe verticale du mur double cloison.

Tableau 2.4 : charges permanentes dues aux murs intérieurs en brique de 10cm et enduit sur les deux faces.

N°	Désignation	Epaisseur [m]	Pds volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Briques creuses	0,1	9,00	0,90
2	Enduit de plâtre	0,02	10	0,40
				G_{Mint}=1,30

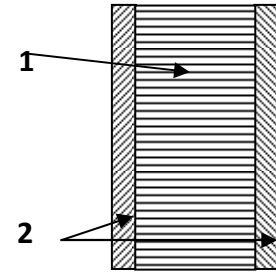


Fig 2.5 : coupe verticale du mur intérieur

➤ Dalles pleines :

Tableau 2.5 : charges permanentes de la dalle pleine.

N°	désignation	Epaisseur [m]	Pds volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier	0,02	20	0,40
				G_b= 5,31

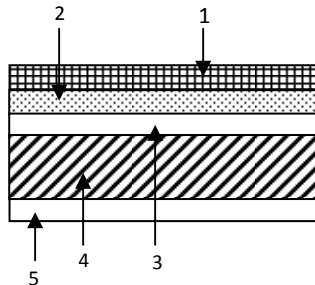


Fig 2.6 : coupe verticale de la dalle pleine

➤ L'acrotère :

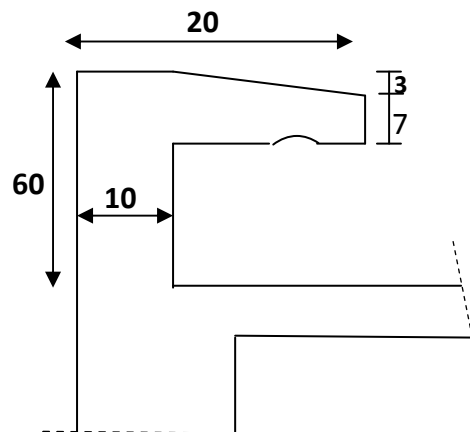


Fig 2.7 : Coupe verticale de l'acrotère.

On se basant sur les dimensions de l'acrotère illustré dans le schéma, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondante.

$$G_{acr} = \rho_{beton} \times S_{acr} \cdot$$

$$G_{acr} = 25 \left[(0,5 \times 0,1) + (0,1 \times 0,2) - \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right]$$

$$G_{acr} = 1,713 \text{ KN/ml.}$$

b) Surcharge d'exploitations:

- Plancher terrasse 1 Kn/m²
- Plancher étages courants a usage d'habitation 1.5 Kn/m²
- Plancher RDC a usage bureautique 2.5 Kn/m²
- Plancher sous sol a usage commercial 5 Kn/m²
- Escalier 2.5 Kn/m²
- Balcon..... 3.5 Kn/m²

2.2.2 Calcul du poids propre des éléments :

a- Poids propre des poutres :

▪ **Poutres principales :**

$$G_{pp} = (0,3 \times 0,4 \times 3,75) \times 25 = 11,250 \text{ KN.}$$

▪ **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = (0,3 \times 0,35 \times 3,15) \times 25 = 8,269 \text{ KN.}$$

Le poids propre de la poutre est de : $G_p = G_{pp} + G_{ps} = 11,250 + 8,269 = 19,519 \text{ KN.}$

Donc : $G_p = 19,52 \text{ KN.}$

b- Poids propre des planchers :

▪ **plancher terrasse :**

$$G_{pt} = 11,81 \times 5,68 = 67,08 \text{ KN.}$$

▪ **planchers étages courants :**

$$G_{pc} = 11,81 \times 5,24 = 61,88 \text{ KN.}$$

c- poids revenant aux poteaux :

$$\text{RDC: } G_{\text{pot}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08 = 6,375 \text{ KN}$$

$$\text{S-SOL: } G_{\text{pot}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,00 = 4,688 \text{ KN}$$

$$\text{Etages (1 à 9) : } G_{\text{pot}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = 4,781 \text{ KN}$$

d- Charges d'exploitation :

$$S = 3,75 \times 3,15 = 11,81 \text{ m}^2.$$

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } 1,00 \times 11,81 = 11,81 \text{ KN.}$$

$$\text{Plancher étage courant (habitation) : } 1,5 \times 11,81 = 17,72 \text{ KN.}$$

$$\text{Plancher RDC (bureautique) : } 2,5 \times 11,81 = 29,53 \text{ KN.}$$

$$\text{Plancher sous sol (commercial) : } 5 \times 11,81 = 59,05 \text{ KN.}$$

2.2.3 Loi de dégression des charges :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., numérotés à partir du sommet du bâtiment. La loi de dégression des charges est la suivantes :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=0}^n Q_i \quad \text{avec : } \frac{3+n}{2n} \text{ étant valable pour } n \geq 5$$

$$S_0 = Q_0 = 11,81 \text{ KN}$$

$$S_1 = Q_0 + Q_1 = 29,53 \text{ KN}$$

$$S_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 45,48 \text{ KN}$$

$$S_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 59,65 \text{ KN}$$

$$S_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 72,06 \text{ KN}$$

$$S_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 82,69 \text{ KN}$$

$$S_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 91,55 \text{ KN}$$

$$S_7 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 100,38 \text{ KN}$$

$$S_8 = Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 109,20 \text{ KN}$$

$$S_9 = Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 125,89 \text{ KN}$$

$$S_{10} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 161,53 \text{ KN}$$

▪ Descente de charge :

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u>	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}	<u>N=G+Q [KN]</u>	Section trouvée	Section adoptée
9	67,08	19,52	4,781	91,381	91,381	11,81	11,81	103,191	68,79	<u>30x30</u>
8	61,88	19,52	4,781	86,181	177,562	17,72	29,53	207,092	138,06	<u>30x30</u>
7	61,88	19,52	4,781	86,181	263,743	17,72	47,25	310,993	207,33	<u>30x30</u>
6	61,88	19,52	4,781	86,181	349,924	17,72	64,97	414,894	276,60	<u>35x35</u>
5	61,88	19,52	4,781	86,181	436,105	17,72	82,69	518,795	345,86	<u>35x35</u>
4	61,88	19,52	4,781	86,181	522,286	17,72	100,41	622,696	415,13	<u>35x35</u>
3	61,88	19,52	4,781	86,181	608,467	17,72	118,13	726,597	484,40	<u>35x35</u>
2	61,88	19,52	4,781	86,181	694,648	17,72	135,85	830,498	553,67	<u>40x40</u>
1	61,88	19,52	4,781	86,181	780,829	17,72	153,57	934,399	622,93	<u>40x40</u>
RDC	61,88	19,52	6,375	87,775	868,604	29,53	183,1	1051,704	701,14	<u>40x40</u>
Sous sol	61,88	19,52	4,688	86,088	954,692	59,05	242,15	1196,842	797,90	<u>40x40</u>

Remarque

On a adopté pour les poteaux des sections supérieurs a celle trouvé dans les calculs pour des raisons :

- Une bonne répartition des aciers.
- Eviter la rotule plastique dans les poteaux.

2.2.4 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA (art 7.4.1):

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min } (b, h) \geq 25\text{cm en zone I et IIa} \\ - \text{Min } (b, h) \geq 30 \text{ cm en zone IIb et III.} \\ - \text{Min } (b, h) \geq h_e/20 \\ - 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right.$$

Sous sol :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots$ Vérifiée
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{260}{20} = 13\dots\dots$ Vérifiée
- $1/4 < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots\dots$ Vérifiée

RDC :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots$ Vérifiée
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 18,4\dots\dots$ Vérifiée
- $1/4 < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots\dots$ Vérifiée

1^{er}, 2^{eme} :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots$ Vérifiée
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3 \dots\dots$ Vérifiée
- $1/4 < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots\dots$ Vérifiée

3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(35\text{cm}, 35\text{cm}) = 35\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots$ Vérifiée
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 35\text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3 \dots\dots$ Vérifiée
- $1/4 < \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 < 4 \dots\dots$ Vérifiée

7^{eme}, 8^{eme}, 9^{eme} :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots$ Vérifiée
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3\dots\dots$ Vérifiée
- $1/4 < \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots$ Vérifiée

Conclusion:

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

2.2.5 Vérification des poteaux au flambement:

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

A fin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élancement λ des poteaux selon la formule suivante :

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

$\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)

l_0 : Hauteur libre du poteau.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe (x-x) ou (y-y)

S_{pot} : Section du poteau.

Poteaux (40 x 40):

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}} \quad \text{telque : } i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$$

I_{min} : Est minimum dans les deux sens

$$I_{min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333,33 \text{ cm}^4$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{213333,33}{40 \times 40}} = 11,55 \text{ cm}$$

$$L_0 = h_e - h_{poutr} = 408 - 40 = 368 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{min}} = \frac{0.707 \times 368}{11,55} = 22,53$$

Pour : $L=3,06\text{m}$

$$L_0 = h_e - h_{poutr} = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{min}} = \frac{0.707 \times 266}{11,55} = 16,28$$

Poteaux (35 x 35):

$$I_{min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052,08 \text{ cm}^4$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{125052,08}{35 \times 35}} = 10,10 \text{ cm}$$

$$L_0 = h_e - h_{\text{poutre}} = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 266}{10,10} = 18,62$$

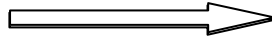
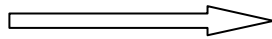
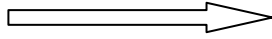
Poteaux (30 x 30):

$$I_{\min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{67500}{30 \times 30}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$L_0 = h_e - h_{\text{poutre}} = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 266}{8,66} = 21,71$$

Poteaux (40x40)		$\lambda = 16,28 \leq 50 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée
Poteaux (35x35)		$\lambda = 18,62 \leq 50 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée
Poteaux (30x30)		$\lambda = 21,71 \leq 50 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Conclusion

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les démentions adoptées pour les poteaux sont convenables.

2.2.6 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le **(RPA 99 version 2003/ Art 7.7.1)** ; on considère comme voiles les éléments satisfaisants la condition suivante:

$$L_{\min} \geq 4a$$

avec : L_{\min} : portée minimale des voiles. a : épaisseur des voiles.

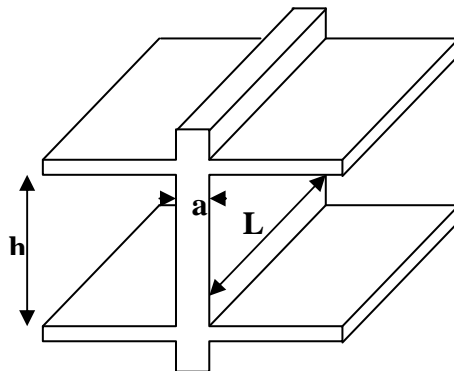


Fig 2.8 : Coupe de voile en élévation

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm. ($a \geq a_{\min}=15\text{cm}$).

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = h_e^{\max} = \text{hauteur du RDC} = 4,08 - 0,20 = 3,88 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,40\text{cm} \Rightarrow a \geq 19,40 \text{ cm} \quad \text{on prend : } a = 20 \text{ cm.}$$

$$L_{\min} \geq 4 \times a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

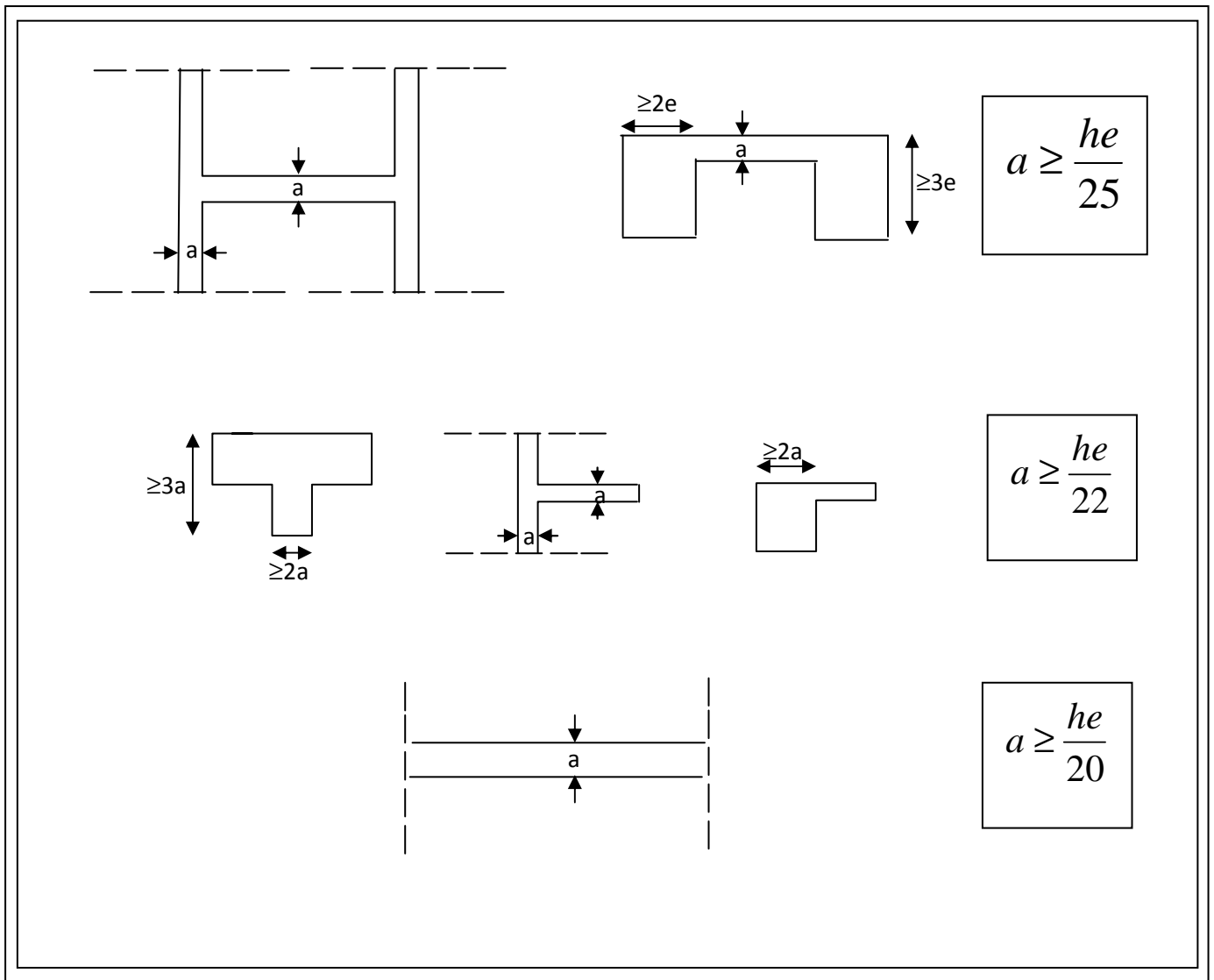


Fig 2.9 : Coupe de voile en plan

CHAPITRE 3

Calcul des Eléments

Introduction :

Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère, qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G de son poids propre, et à un effort latéral Q de la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. (Section dangereuse).

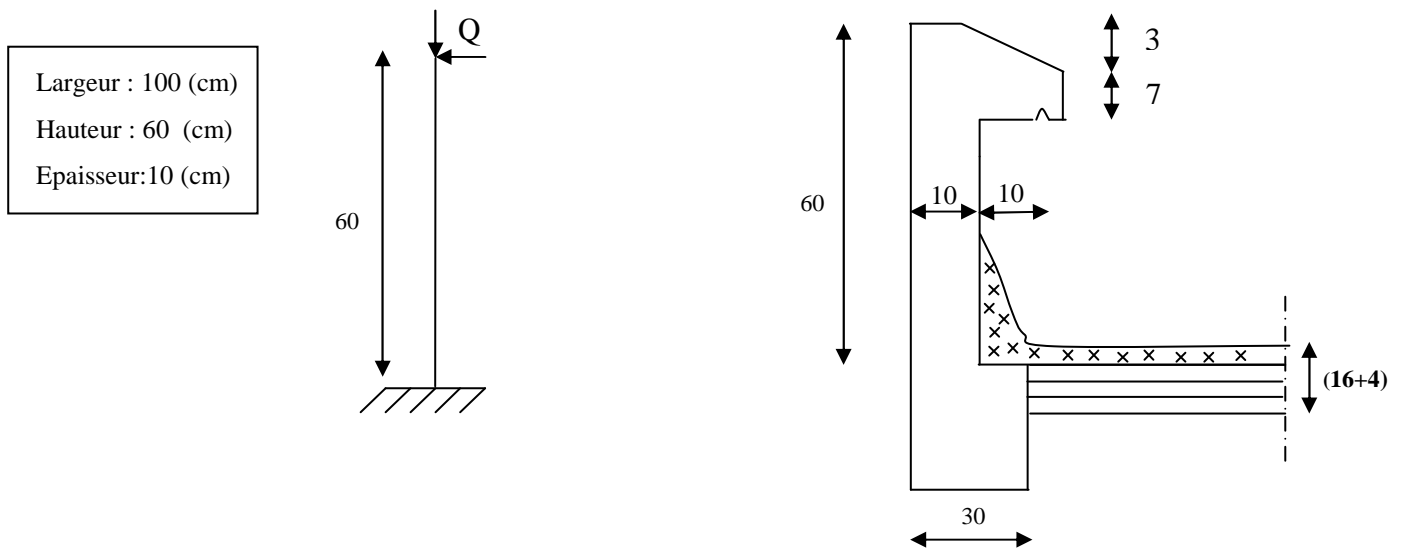
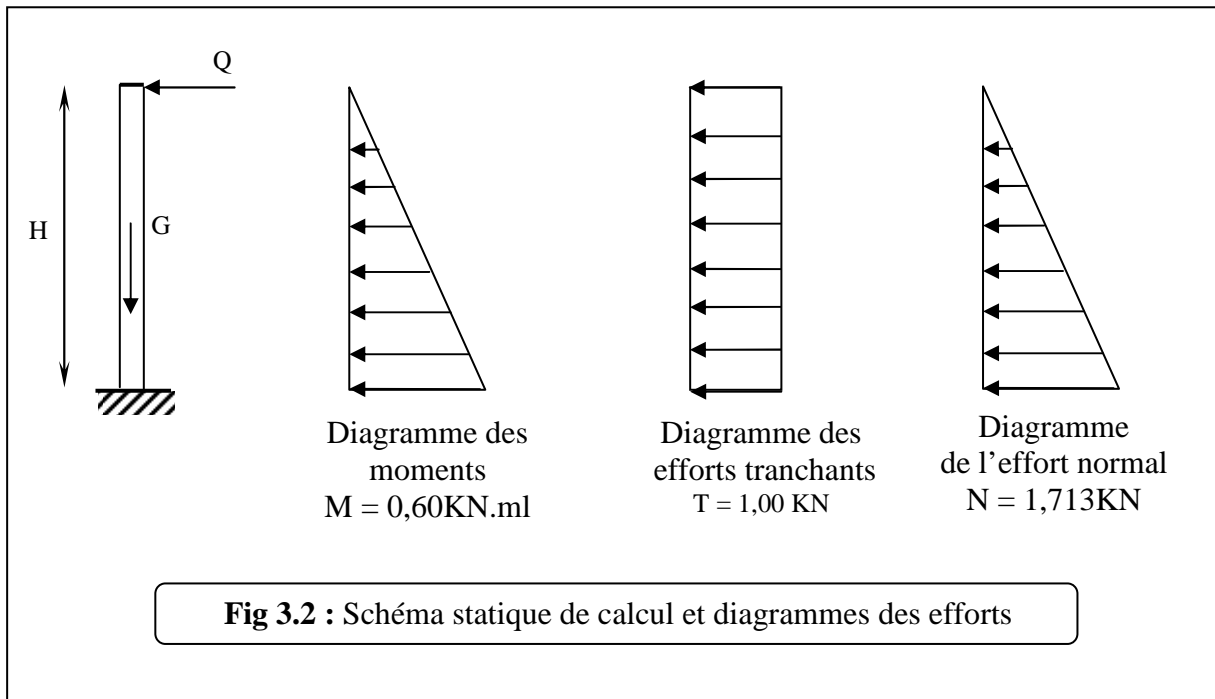


Fig 3.1 : Coupe transversale de l'acrotère

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

3.1 Détermination des sollicitations :

- poids propre de l'acrotère : $G = 1.713 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.713 \times 1 = 1.713 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :
- $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,60 \times 1 = 0,60 \text{ KN.ml}$



3.2 Combinaison des charges :

ELU : La combinaison de charge à considérer est : **$1.35G + 1.5Q$**

Effort normal de compression : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,713 = 2.312 \text{ KN}$

Moment de flexion : $M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m.}$

ELS : La combinaison de charge à considérer est : **$G + Q$**

Effort normal de compression : $N_s = G = 1,713 \text{ KN.}$

Moment de flexion : $M_s = M = 0,6 \text{ KN.m.}$

3.3 Ferraillage de l'acrotère :

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

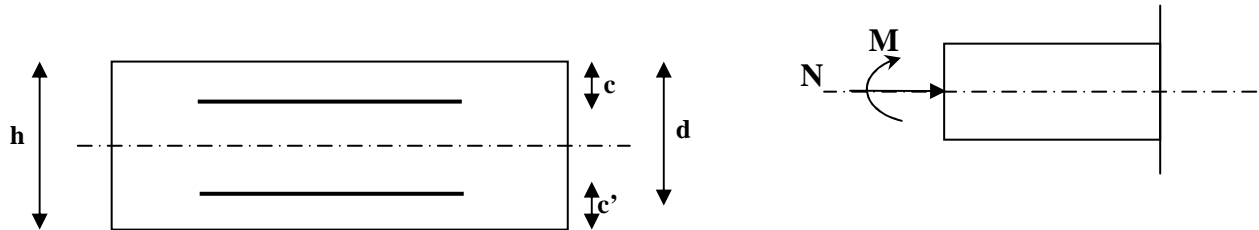


Fig 3.3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.

3.3.1 Etat limite ultime :

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2.312} \approx 0,39\text{m} \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,03\text{m}$$

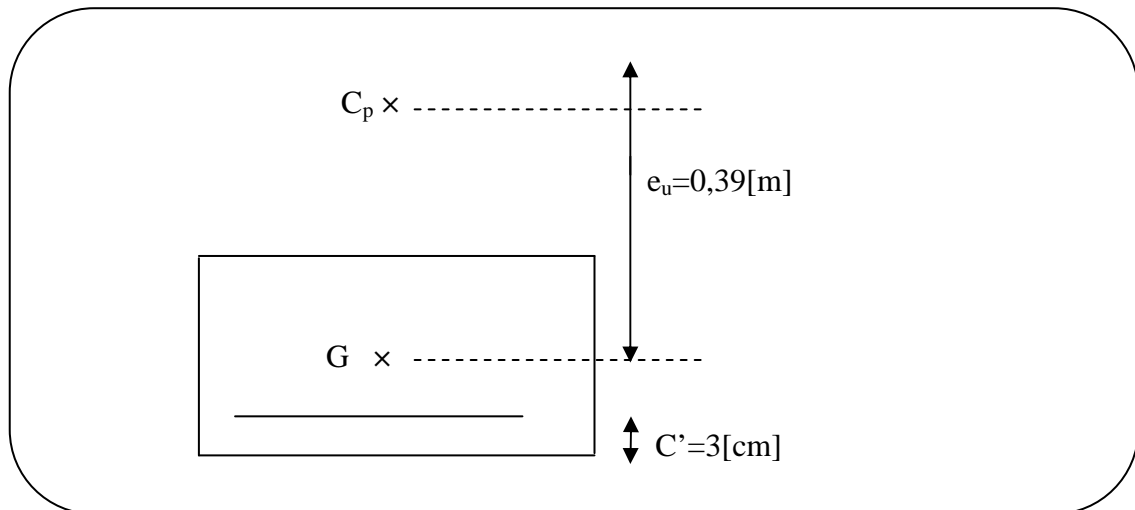


Fig 3.4 : Schéma statique des distances.

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée.**

le calcul des armatures se fera en deux étapes.

Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2.312 \times (0,39 + 0,05 - 0,03) = 0,948 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,948 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0136 < \mu_r = 0,392 \implies$$

la section est simplement armée, donc les armatures Comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,0136 \implies \beta = 0,993$$

- **Armatures fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,948 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,392 \text{ cm}^2$$

- **Calcul en flexion composée**

La section réelle des armatures :

$$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,392 - \frac{2,312}{34,8} = 0,325 \text{ cm}^2$$

3.3.2 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} x \left[\frac{e_s - 0,455.(d)}{e_s - 0,185.(d)} \right] = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} x \left[\frac{35 - 0,455(7)}{35 - 0,185(7)} \right] = 0,798 \text{ cm}^2$$

avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2.312} = 0,39 \text{ m}$$

$A_{str} \leq A_{min}$ Condition non vérifiée.

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : **$A_S = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$** avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

$S \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm})$

$\text{Min}(3h \times 10; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ $25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,50\text{cm}^2$$

Soit : Ar = 4 HA8 = 2.01cm² /ml Avec un espacement :

St ≤ min (4h ; 45cm)= 40cm

Min (4x10 ; 45 cm) = 40 cm soit: St =15cm

➤ **Vérification au cisaillement :** (Art A.5.1 ;1..BAEL91)

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

avec :

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ Mpa}$$

- Vu : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU ;
- b : largeur de la bonde considérée = 100 cm ;
- d : hauteur utile de la section, d = h-c .
- Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \\ \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = \boxed{2,5 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ la condition est vérifiée \implies pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres :** (Art A 6.1,3..BAEL)

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

- Ψ_s : Coefficient de scellement.

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

- $\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres
- $\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$

n: Nombre de barres

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,048} = 0,23 \text{ Mpa} < 3,15 \text{ Mpa}$$

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

➤ **Ancrage des barres :** (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 3,15} \rightarrow l_s = 25,39 \text{ cm.}$$

On adoptera $l_s = 30\text{cm}$.

3.3.3 Vérification à l'ELS :

Les aciers sont en FeE400 et de diamètre 8mm $\Rightarrow \eta = 1,6$

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier :** (BAEL91/A.4.5,33)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot x_d \cdot x A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \rightarrow \beta_1 = 0,916 \rightarrow \kappa_1 = 44,52$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,912 \times 7 \times 2,51} = 37,44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 37,44 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44,52} \times 37,44 = 0,841 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,841 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme :**

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)
(RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1). → **A = 0,15**

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.
L'acrotère est un élément en console → **C_p = 0.8**

W_p : Poids de l'élément considéré (acrotère) → **W_p = 1.713 KN/ml.**

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1.713 = 0.822 \text{ KN/ml.}$$

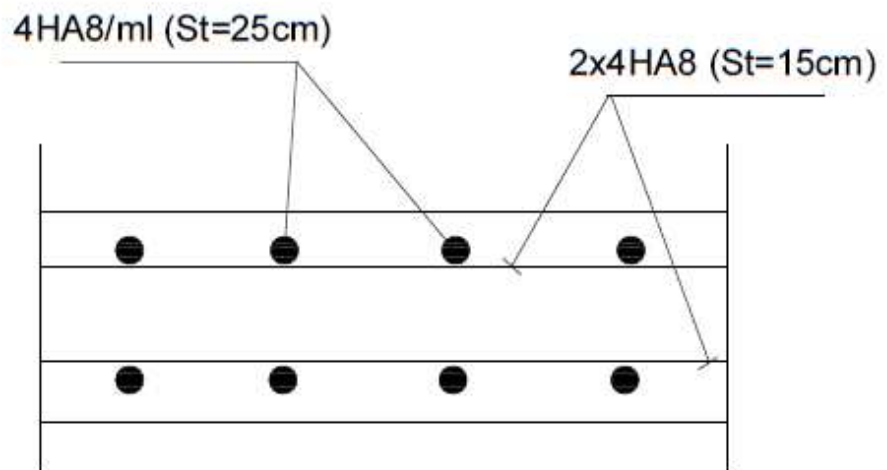
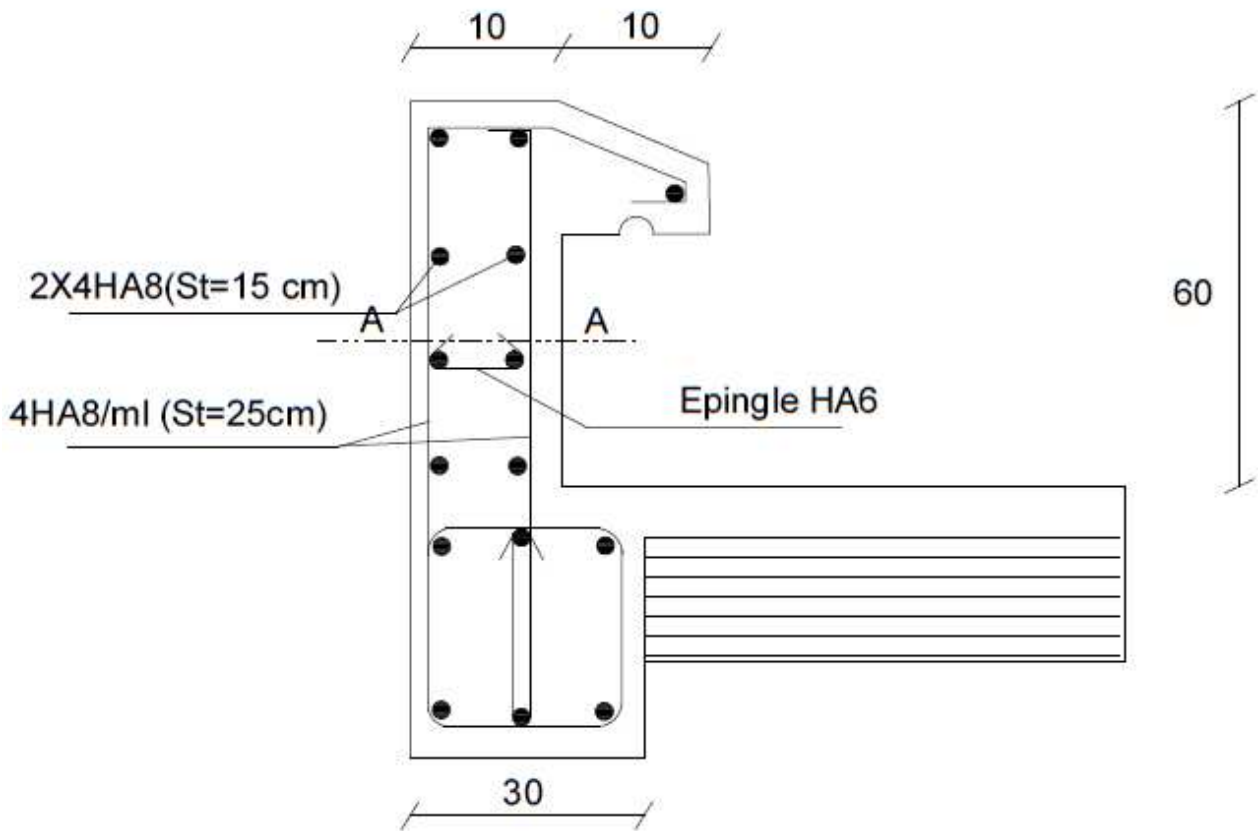
F_p = 0,822 KN/ml < Q = 1 KN/ml..... Condition vérifiée

Conclusion

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

Armatures principales : **4HA8/ml** , avec e = 25cm.

Armatures de répartition : **4 HA8** , avec e = 15cm.



Coupe A-A

Fig 3.5 : Ferrailage de l'acrotère.

Introduction :

Ils sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

3.1 Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520**) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (**BAEL 91/B.6.8,423**).....[2]

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Armatures ⊥ aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

A_{\perp} : cm² par mètre linéaire.

L : Entre axes des poutrelles en (cm)

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

- A.N

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

On adoptera **6HA6 /ml** , **A = 1.7 cm** / Avec un espacement **St = 15 cm**.

b) Armatures // aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

- A.N

$$A_{\parallel} = \frac{0.63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2$$

On adoptera 5T4 / ml = 0,63 cm²/ ml. Avec un espacement **S_t = 20 cm**.

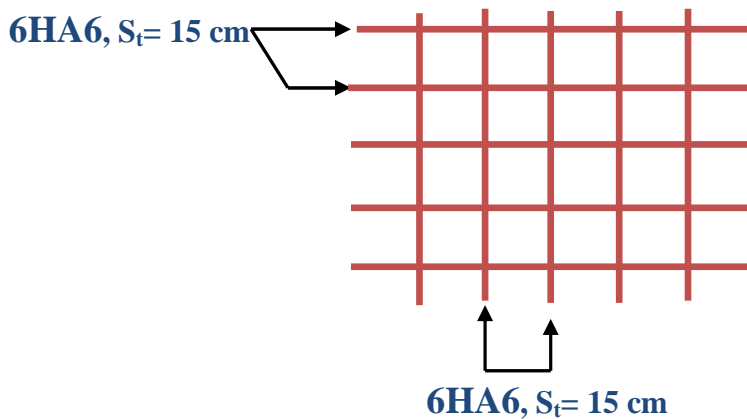


Fig 3.1 : Ferrailage de la dalle de compression

3.2 Poutrelles :

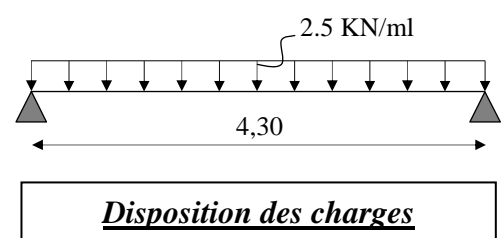
a) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25.....0,12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0,65 x 0,95.....0,62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier :1,00 KN/ml.

Charge permanente : G = 0,74 KN/ML

Charge d'exploitation : Q = 1 KN/ML



▪ **Charge à L'ELU :**

La combinaison de charge à considérer est : $q_u = 1,35 G + 1,5Q$

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

- Le moment en travée :

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,30)^2}{8} = 5,78 \text{ KN. ml}$$

- L'effort tranchant:

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 4,30}{2} = 5,38 \text{ KN. ml}$$

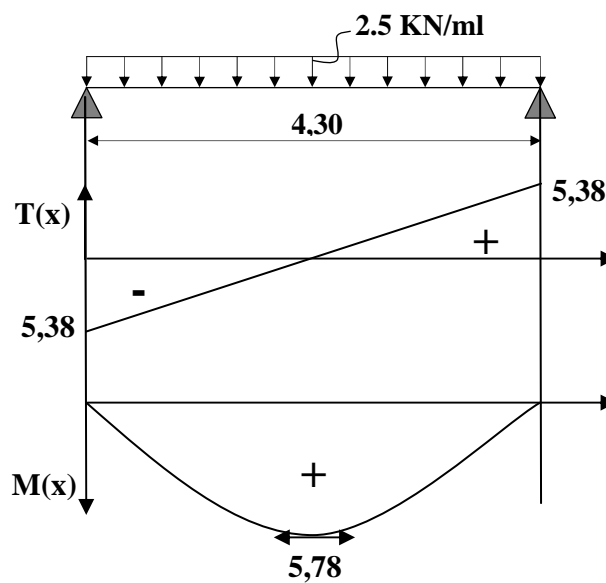


Fig 3.2 : Efforts internes de la poutrelle

▪ **Calcul des armatures :**

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

Hauteur utile : $d = h - c \implies d = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,78 \times 10^6}{120 \times (20)^2 \times 14,2} = 8,48 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = 8,48 > \mu_1 = 0,392 \implies \text{SDA.}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

b) Calcul après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

➤ **Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)..... [2]**

La largeur b_1 d'hourdis qu'il y a lieu d'admettre d'un cote d'une nervure de poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

- $b_1 \leq \frac{L}{2}$ (1)
- $b_1 \leq \frac{L_1}{10}$ (2)
- $b_1 \leq \frac{2}{3} X$ (3)

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles ($L = 65$ cm).

L_1 : portée libre de la poutrelle ($L_1 = 430 - 30 = 300$ cm).

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche ($X = 430$ cm).

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm)

Donc :

(1) $b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5$ cm

(2) $b_1 \leq (430 - 30) / 10 = 40$ cm

(3) $b_1 \leq 2 / 3 (430/2) = 143,3$ cm

D'ou : $b = 2 b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65$ cm

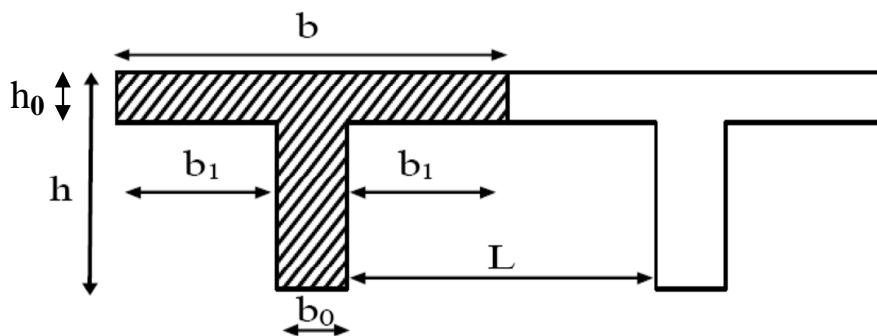


Fig 3.3 : Dimensions de la poutrelle.

3.3 Plancher à usage de service :

➤ Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des 3 moments.
- Méthode de Caquot.

➤ Méthode forfaitaire :

3.3.1 Les conditions d'application : (Art B.6.2, 210 BAEL91)

- la valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m².

Charges d'exploitations $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes $G = 5,24 \text{ KN/m}^2$

G : charge permanente d'étage courant.

$$\left. \begin{array}{l} Q < 2G \\ Q \leq 5KN \end{array} \right\} \text{ on a } \left. \begin{array}{l} Q=2,5\text{KN/m}^2 < 2G=10,48\text{KN/m}^2 \\ Q=2,5\text{KN/m}^2 \leq 5\text{KN/m}^2. \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. \Longrightarrow **Condition vérifiée.**
- la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \Longrightarrow **Condition vérifiée.**
- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
 $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$

$$\left. \begin{array}{l} L_1/L_2 = 3,50/3,50 = 1 \\ L_2/L_3 = 3,50/3,20 = 1,09 \\ L_3/L_4 = 3,20/3,70 = 0,86 \\ L_4/L_5 = 3,70/4,30 = 0,86 \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

3.3.2 Principe de la méthode forfaitaire :

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

➤ Exposé de la méthode :

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et

d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

dont L longueur entre nus des appuis.

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max\{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de $(0,3 M_0)$.

3.3.3 Application de la méthode :

- A l'ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 5,24) + (1,5 \times 2,5)] \times 0,65 = 7,04 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \boxed{q_u = 7,04 \text{ KN/ml}}$$

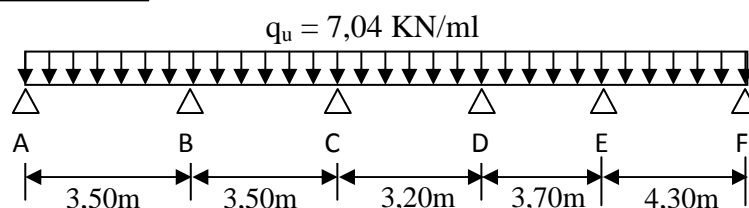


Fig 3.4 : Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul du rapport de charge α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,625}{1,625+3,406} = 0,323 \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$1 + 0,3\alpha = 1,097$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,648$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,548$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

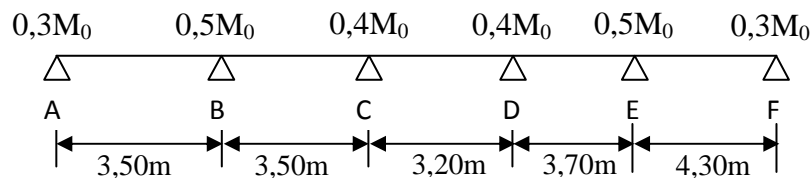


Fig 3.4 : Moments aux appuis de la poutrelle.

$$M_{0AB} = \frac{qu}{8} l^2 = \frac{7,04 \times 3,50^2}{8} = 10,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{qu}{8} l^2 = \frac{7,04 \times 3,50^2}{8} = 10,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{qu}{8} l^2 = \frac{7,04 \times 3,20^2}{8} = 9,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{qu}{8} l^2 = \frac{7,04 \times 3,70^2}{8} = 12,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{qu}{8} l^2 = \frac{7,04 \times 4,30^2}{8} = 16,27 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{0AB} = 0,3 \times 14,50 = 3,23 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 M_{0AB} = 0,5 \times 14,50 = 5,39 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 M_{0BC} = 0,4 \times 14,50 = 4,31 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 M_{0DE} = 0,4 \times 16,20 = 4,82 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 M_{0EF} = 0,5 \times 21,89 = 8,14 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 M_{0EF} = 0,3 \times 21,89 = 4,88 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

Travée de rive :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_0 \text{ avec : } (1 + 0,3 \alpha) M_0 \geq 1,05 M_0$$

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

Travée intermédiaire :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_0 \text{ avec : } (1 + 0,3 \alpha) M_0 \geq 1,05 M_0.$$

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

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ avec : } M_{i+1} \text{ et } M_i \text{ en valeurs algébriques.}$$

$T(x)$: effort tranchant dans la section d'abscisse x .

$$\theta(x) = \frac{q_u L_i}{2} : \text{Effort tranchant isostatique.}$$

$$\text{Pour : } X = i \quad T_i = \frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Pour : } X = i+1 \quad T_{i+1} = -\frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau : **Tableau 3.1**

Travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _c (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _c (KN)
A-B	10.78	3.23	5.39	7.51	13.40	-11.24
B-C	10.78	5.39	4.31	6.97	11.78	-12.86
C-D	9.01	4.31	4.82	5.32	11.52	-11.01
D-E	12.05	4.82	8.14	6.74	14.68	-11.37
E-F	16.27	8.14	4.88	11.34	13.51	-16.76

Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

- **Moments fléchissant :**

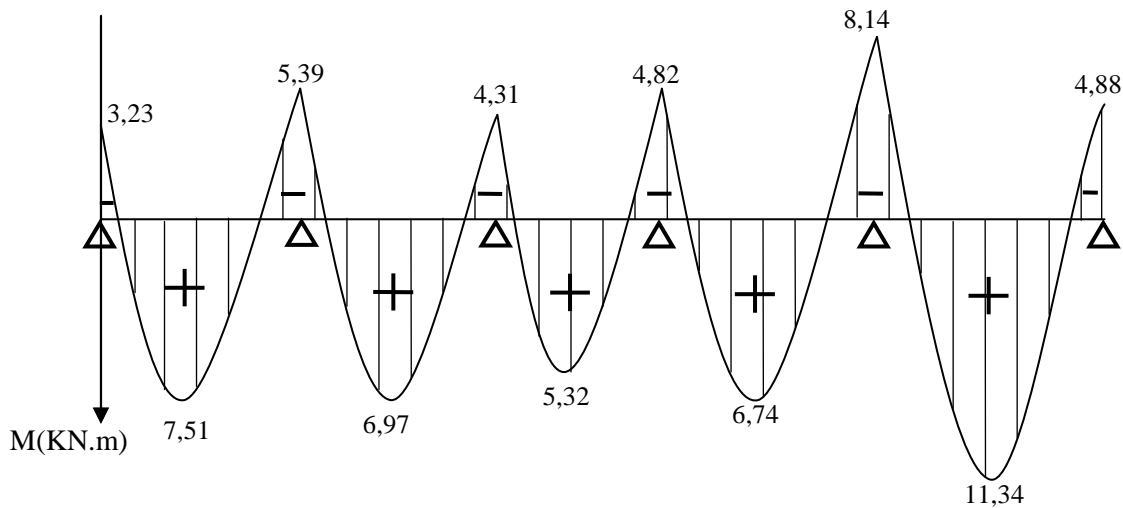


Fig 3.5 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU.

- **Efforts tranchant :**

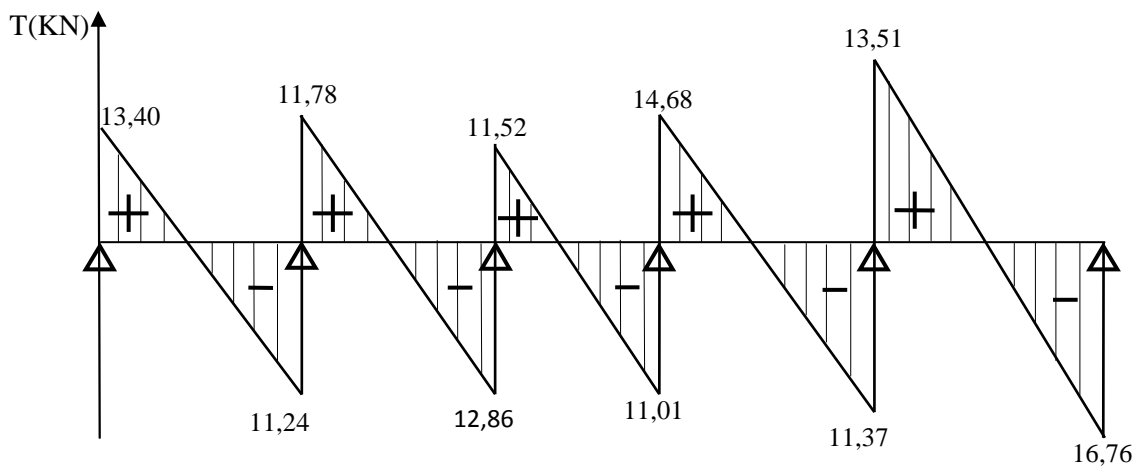


Fig 3.6 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU.

3.3.4 Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- En travée : $M_t^{max} = 11,34 \text{ KN.m}$
- Sur appuis : $M_a^{max} = 8,14 \text{ KN.m}$

a) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

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

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

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

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

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

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

En travée : ($M_t^{max} = 11,34 \text{ KN.m}$)

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 11,34 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \implies \text{L'axe neutre se trouve dans la table}$$

de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b=65 \text{ cm}$, $h= 20 \text{ cm}$).

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,34 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,038 \implies \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{11,34 \times 10^5}{0.981 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,85 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Sur appuis : ($M_a^{max} = 8,14 \text{ KN.m}$)

Aux appuis, la table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 = 12 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,14 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,147$$

$$\mu = 0,147 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,147 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,920$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{8,14 \times 10^5}{0,920 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_a = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1,91 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,4 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

ϕ_l^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,0cm.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 8$ avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22) :

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

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$

$$\frac{1,00 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 > 0,4 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

3.3.5 Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL 91/Art A.4.2,1).

En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,413 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

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

$$A_a = 1,91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91/Art A.5.1,211).

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Avec : } T_u : \text{effort tranchant maximal} \quad T_u = 16,76 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{16,76 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,77 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91/ A.6.1,3)

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{16,76 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 69,08} = 1,50 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } T_u : \text{effort tranchant maximal} \quad T_u = 16,76 \text{ KN.}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 1 \times 3,14 \times 10 + 1 \times 3,14 \times 12 = 69,08 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \text{ avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\tau_{se} = 1,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Ancrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

avec : $\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $L_C = 0,4 L_s$

$$L_C = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 = 129,6 \text{ KN.}$$

On a : $T_u^{max} = 16,76 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \implies$ **condition vérifiée.**

- **Sur l'acier :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$

$$A_a = 1,91 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(16,76 \times 10^3 - \frac{8,14 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -96,27 \text{ mm}^2 = -0,96 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1,91 \text{ cm}^2 > -0,96 \text{ cm}^2 \implies$ **condition vérifiée.**

3.3.6 Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,24 + 2,5) \times 0,65 = 5,03 \text{ KN/ml.}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,03}{7,04} = 0,714$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau : **Tableau 3.2**

Travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _c (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B	7.70	2.31	3.85	5.36	9.57	-8.03
B-C	7.70	3.85	3.08	4.98	8.41	-9.18
C-D	6.43	3.08	3.44	3.80	8.22	-7.86
D-E	8.60	3.44	5.81	4.81	10.48	-8.12
E-F	11.62	5.81	3.49	8.10	9.65	-11.97

Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

- **Moments fléchissant :**

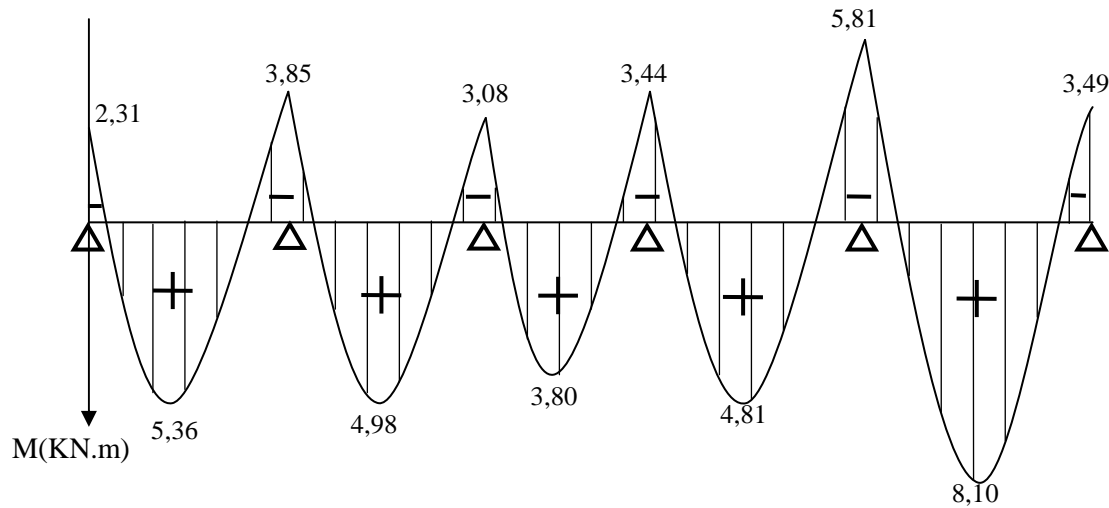


Fig 3.7 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS.

- **Efforts tranchant :**

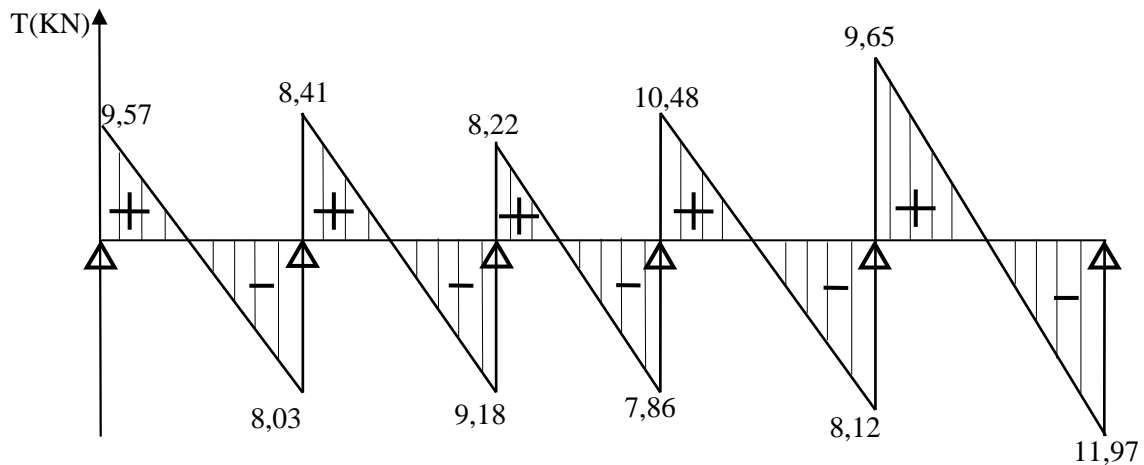


Fig 3.8 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU.

3.3.7 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 18} = 2,14 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,8193 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 12,67$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{8,10 \times 10^6}{0,8193 \times 180 \times 462} = 118,89 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{118,89}{12,67} = 9,38 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 9,38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 1,91 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,91}{12 \times 18} = 0,884 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,867 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 22,59$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,81 \times 10^6}{0,867 \times 180 \times 191} = 194,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{194,92}{22,59} = 8,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8, 424)

D'après le BAEL 91, lorsqu'on prévoit des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{22,5} \Longrightarrow \frac{20}{430} = 0,047 > 0,044 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \Longrightarrow \frac{20}{430} = 0,047 > 0,046 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5,03 \times 4,30^2}{8} = 11,62 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{8,10}{15 \times 11,62} = 0,046$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \iff \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \iff \text{Condition non vérifiée}$$

Avec :

h : hauteur totale du plancher.

L : portée libre de la poutrelle.

M_t : moment fléchissant max en travée.

M_0 : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b_0 : largeur de la poutrelle.

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A : section d'armatures tendues.

Puisque la deuxième et la troisième condition ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5, 2)

$$\text{Pour } L \leq 5\text{m} \iff \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour } L > 5\text{m} \iff \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec \bar{f} : La flèche admissible.

$$\text{On a : } L = 4,30\text{m} < 5\text{m}. \iff \bar{f} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm.}$$

On doit vérifier la formule suivante :

$$f_v = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

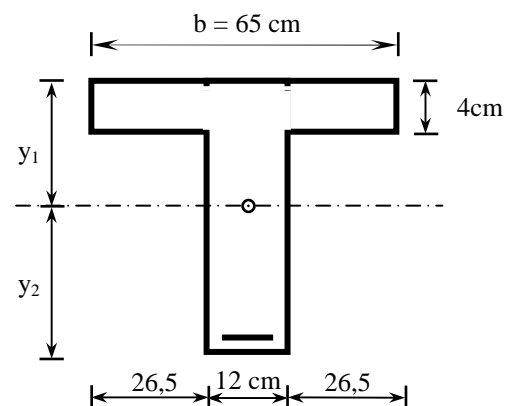
$$E_v: \text{Module de déformation différée} \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

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

L : Longueur de la poutre considérée. $L = 4,30\text{m.}$

M_t^S : Moment de service maximal en travée. $M_t^S = 8,10\text{MPa.}$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$



Avec I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

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

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

Calcul des paramètres :

$$\text{Position de l'axe neutre : } y_1 = \frac{S_{x\hat{x}}}{B_0}$$

Avec : $S_{x\hat{x}}$ est le moment statique de la section homogène.

B_0 Surface de la section homogénéisée.

$$S_{x\hat{x}} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{x\hat{x}} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 4,62 \times 18) = 4071,4 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{S_{x\hat{x}} = 4071,4 \text{ cm}^2}$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 4,62) = 521,3 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{B_0 = 521,3 \text{ cm}^2}$$

Donc :

$$y_1 = \frac{S_{x\hat{x}}}{B_0} = \frac{4071,4}{521,3} = 7,81 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{y_1 = 7,81 \text{ cm}}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,81 = 12,19 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{y_2 = 12,19 \text{ cm}}$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,81^3 + 12,19^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7,81 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 4,62 \times (12,19 - 2)^2$$

$$I_0 = 23785,86 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients λ_v et μ :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021 \quad \Longrightarrow \quad \rho = 0,021 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9745$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,021} = 0,78 \quad \Longrightarrow \quad \lambda_v = 0,78$$

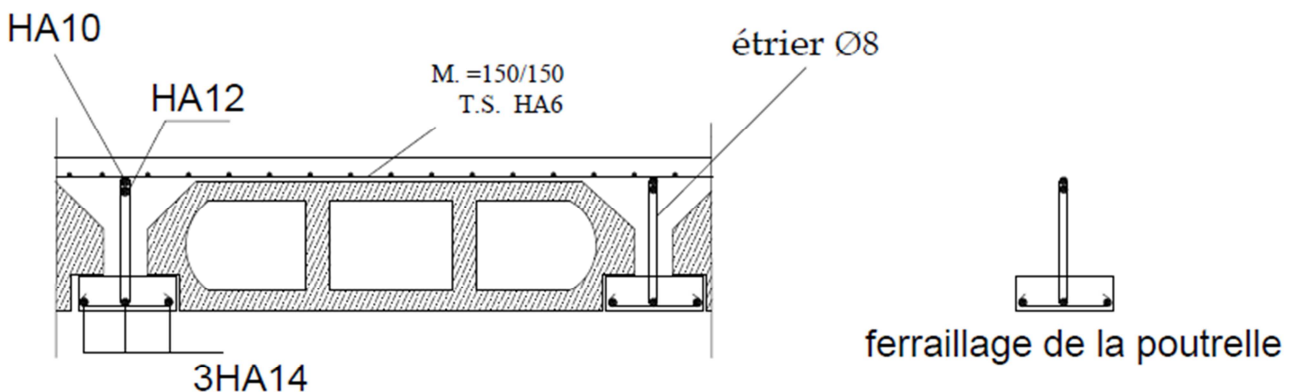
$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{8,10 \times 10^3}{0,9745 \times 18 \times 4,62} = 99,95 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,78 \times 99,95 + 2,1} ; 0\right) = 0,65$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 23785,86}{1 + 0,65 \times 0,78} = 17361,94 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{8,10 \times 10^6 \times (4300)^2}{10 \times 1081886 \times 17361,94 \times 10^4} = 7,97 \text{ mm}$$

$$f = 7,97 \text{ mm} < \bar{f} = 8,6 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$



Plancher E.Service

Fig 3.9 : Plan de ferrailage du plancher.

3.4 Plancher à usage d'habitation :

➤ Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des 3 moments.
- Méthode de Caquot.

▪ Méthode forfaitaire :

3.4.1 Les conditions d'application : (Art B.6.2, 210 BAEL91)

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

Charges d'exploitations $Q = 1,5\text{ KN/m}^2$

Charges permanentes $G = 5,24\text{ KN/m}^2$

G : charge permanente d'étage courant.

$$\left. \begin{array}{l} Q < 2G \\ Q \leq 5\text{KN} \end{array} \right\} \text{ on a } \left. \begin{array}{l} Q=1,5\text{KN/m}^2 < 2G=10,48\text{KN/m}^2 \\ Q=1,5\text{KN/m}^2 \leq 5\text{KN/m}^2. \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. \Longrightarrow **Condition vérifiée.**
- la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \Longrightarrow **Condition vérifiée.**
- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
 $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$

$$\left. \begin{array}{l} L_1/L_2 = 3,50/3,50 = 1 \\ L_2/L_3 = 3,50/3,20 = 1,09 \\ L_3/L_4 = 3,20/3,70 = 0,86 \\ L_4/L_5 = 3,70/4,30 = 0,86 \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

3.4.2 Application de la méthode :

- A l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 5,24) + (1,5 \times 1,5)] \times 0,65 = 6,06 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \boxed{q_u = 6,06 \text{ KN/ml}}$$

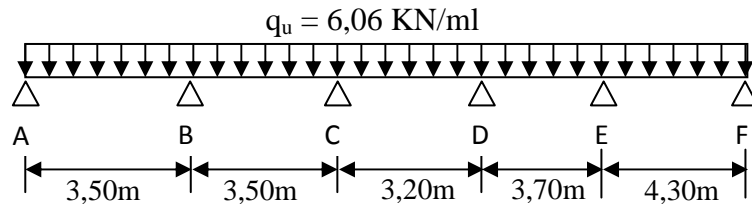


Fig 3.10 : Schéma statique de la poutrelle

- Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,975}{0,975+3,406} = 0,222 \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$1 + 0,3\alpha = 1,067$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,633$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,533$$

- Calcul des moments isostatiques :

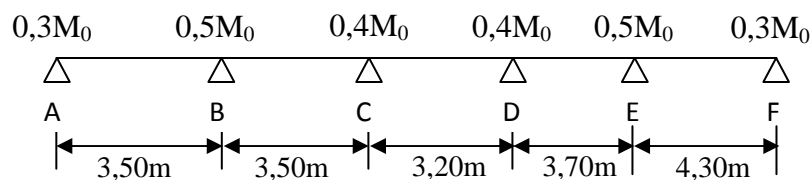


Fig 3.11 : Moments aux appuis de la poutrelle.

$$M_{0AB} = \frac{qu}{8} l^2 = \frac{6,06 \times 3,50^2}{8} = 9,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{qu}{8} l^2 = \frac{6,06 \times 3,50^2}{8} = 9,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{qu}{8} l^2 = \frac{6,06 \times 3,20^2}{8} = 7,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{qu}{8} l^2 = \frac{6,06 \times 3,70^2}{8} = 10,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{qu}{8} l^2 = \frac{6,06 \times 4,30^2}{8} = 14,01 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{0AB} = 0,3 \times 9,28 = 2,78 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 M_{0AB} = 0,5 \times 9,28 = 4,64 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 M_{0BC} = 0,4 \times 9,28 = 3,71 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 M_{0DE} = 0,4 \times 10,37 = 4,15 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 M_{0EF} = 0,5 \times 14,01 = 7,01 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 M_{0EF} = 0,3 \times 14,01 = 4,20 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

Travée de rive :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_0 \text{ avec : } (1 + 0,3 \alpha) M_0 \geq 1,05 M_0$$

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

Travée intermédiaire :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_0 \text{ avec : } (1 + 0,3 \alpha) M_0 \geq 1,05 M_0.$$

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

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{avec : } M_{i+1} \text{ et } M_i \text{ en valeurs algébriques.}$$

$T(x)$: effort tranchant dans la section d'abscisse x .

$$\theta(x) = \frac{q_u L_i}{2} : \text{Effort tranchant isostatique.}$$

$$\text{Pour : } X = i \quad T_i = \frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Pour : } X = i+1 \quad T_{i+1} = -\frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau : **Tableau 3.3**

Travée	$M_0(\text{KN.m})$	$M_w(\text{KN.m})$	$M_e(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$T_w(\text{KN})$	$T_e(\text{KN})$
A-B	9.28	2.78	4.64	6.47	11.54	-9.68
B-C	9.28	4.64	3.71	6.01	10.14	-11.07
C-D	7.76	3.71	4.15	4.58	9.92	-9.48
D-E	10.37	4.15	7.01	5.80	12.64	-9.78
E-F	14.01	7.01	4.20	9.76	11.62	-14.43

Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

- **Moments fléchissant :**

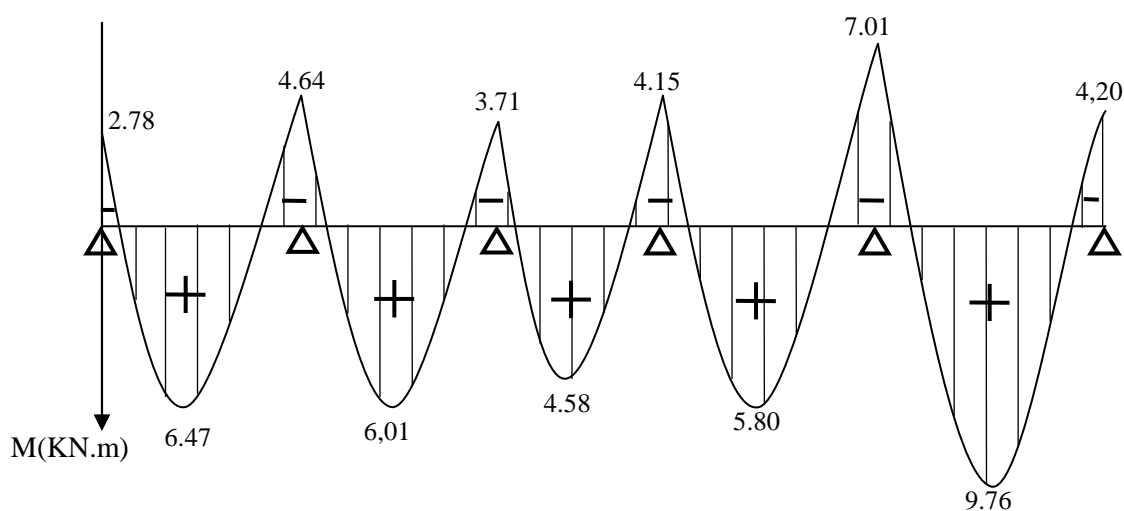


Fig 3.12 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU.

• **Efforts tranchant :**

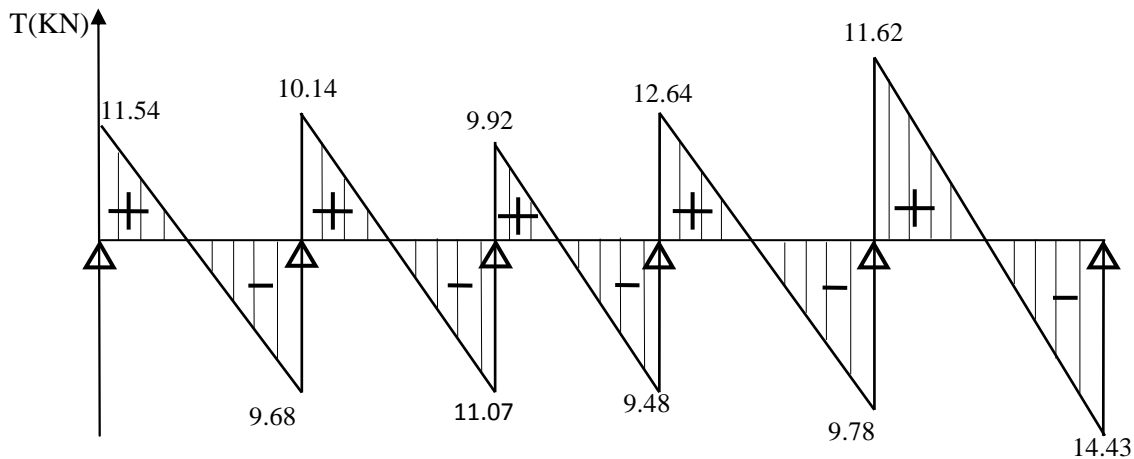


Fig 3.13 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU.

3.4.3 Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- En travée : $M_t^{max} = 9,76 \text{ KN.m}$
- Sur appuis : $M_a^{max} = 7,01 \text{ KN.m}$

a) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

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

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

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

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

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

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

En travée : ($M_t^{max} = 9,76 \text{ KN.m}$)

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 9,76 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \implies$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b=65 \text{ cm}$, $h= 20 \text{ cm}$).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,76 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,032 \implies \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{9,76 \times 10^5}{0,984 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,58 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_{st} = \mathbf{3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2}$

Sur appuis : ($M_a^{\max} = 7,01 \text{ KN.m}$)

Aux appuis, la table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 = 12 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,01 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0,127$$

$$\mu = 0,127 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,127 \implies \beta = 0,9315$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{7,01 \times 10^5}{0,9315 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_a = \mathbf{1HA10 + 1HA12 = 1,91 \text{ cm}^2}$

b) Armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

ϕ_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,0cm.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 8$ avec $A_t = \mathbf{2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2}$.

Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22) :

$$S_t \leq \min\{0.9 d, 40\text{cm}\} = \min\{16.2, 40\text{cm}\} = 16.2\text{cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$

$$\frac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 > 0.4 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

3.4.4 Vérifications à l'ELU :**a) Condition de non fragilité : (BAEL 91/Art A.4.2,1).**

En travée :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.413 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.413 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91/Art A.5.1,211).

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : T_u : effort tranchant maximal $T_u = 14.43 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{14.43 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91/A.6.1,3).**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{14,43 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 69,08} = 1,29 \text{ MPa.}$$

Avec : T_u : effort tranchant maximal $T_u = 14,43 \text{ KN.}$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 1 \times 3,14 \times 10 + 1 \times 3,14 \times 12 = 69,08 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\tau_{se} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) **Ancrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)**

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

$$\text{avec : } \tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $L_C = 0,4 L_s$

$$L_C = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

e) **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

• **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 = 129,6 \text{ KN.}$$

$$\text{On a : } T_u^{max} = 14,43 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Sur l'acier :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$

$$A_a = 1,91 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(14,43 \times 10^3 - \frac{7,01 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -82,92 \text{ mm}^2 = -0,83 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1,91 \text{ cm}^2 > -0,83 \text{ cm}^2 \implies$ **condition vérifiée.**

3.4.5 Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,24 + 1,5) \times 0,65 = 4,38 \text{ KN/ml.}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,38}{6,06} = 0,72$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau : **Tableau 3.4**

Travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B	6.68	2.00	3.34	4.66	8.31	-6.97
B-C	6.68	3.34	2.67	4.32	7.30	-7.97
C-D	5.59	2.67	2.99	3.30	7.14	-6.82
D-E	7.47	2.99	5.05	4.17	9.10	-7.04
E-F	10.09	5.05	3.02	7.03	8.37	-10.39

Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

- **Moments fléchissant :**

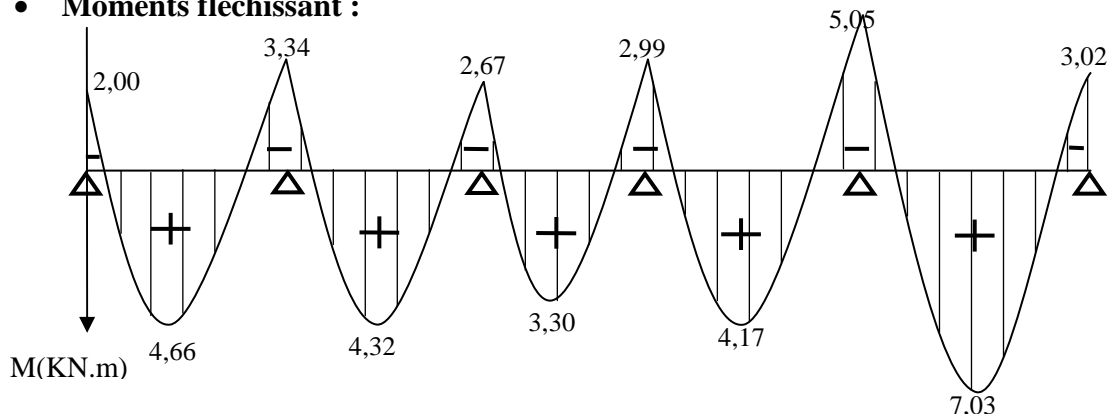


Fig 3.14 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS.

- **Efforts tranchant :**

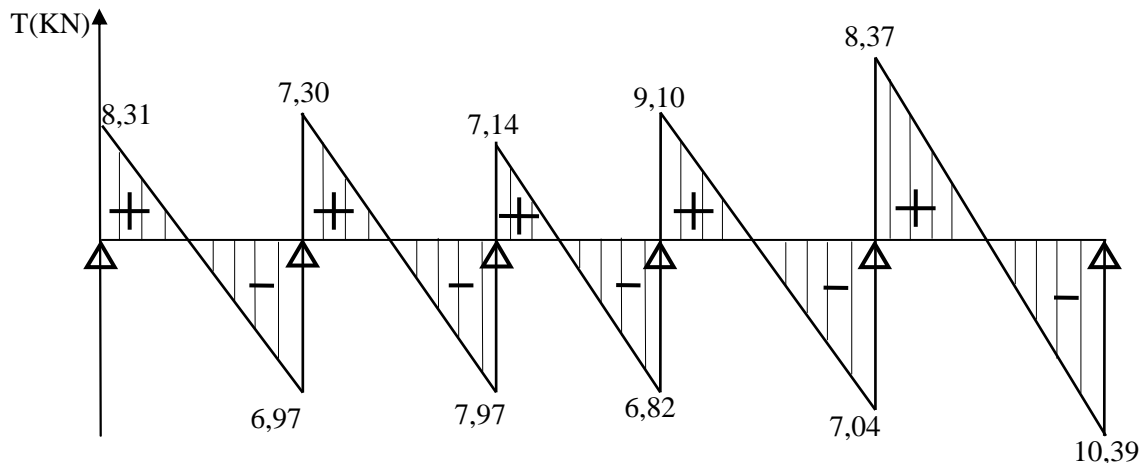


Fig 3.15 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU.

3.4.6 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,56 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,837 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 15,67$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{7,03 \times 10^6}{0,837 \times 180 \times 339} = 137,64 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{137,64}{15,67} = 8,78 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 8,78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 1,91 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,91}{12 \times 18} = 0,883 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,867 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 22,59$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,05 \times 10^6}{0,867 \times 180 \times 191} = 169,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{169,42}{22,59} = 7,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8, 424)

D'après le BAEL 91, lorsqu'on prévoit des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{22,5} \Longrightarrow \frac{20}{430} = 0,047 > 0,044 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \Longrightarrow \frac{20}{430} = 0,047 > 0,046 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,38 \times 4,30^2}{8} = 10,12 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{7,03}{15 \times 10,12} = 0,046$$

- $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \Longrightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \Longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$

Avec :

h : hauteur totale du plancher.

L : portée libre de la poutrelle.

M_t : moment fléchissant max en travée.

M_0 : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b_0 : largeur de la poutrelle.

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A : section d'armatures tendues.

Puisque la deuxième et la troisième condition ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5, 2)

$$\text{Pour } L \leq 5\text{m} \quad \Longrightarrow \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour } L > 5\text{m} \quad \Longrightarrow \quad \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec \bar{f} : La flèche admissible.

$$\text{On a : } L = 4,30\text{m} < 5\text{m}. \quad \Longrightarrow \quad \bar{f} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm.}$$

On doit vérifier la formule suivante :

$$f_v = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$E_v: \text{Module de déformation différée} \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

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

L : Longueur de la poutre considérée. $L = 4,30\text{m.}$

M_t^S : Moment de service maximal en travée. $M_t^S = 7,03\text{MPa.}$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

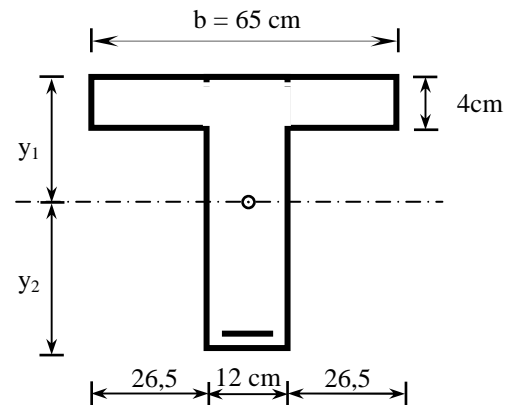
Avec I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

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

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.



Calcul des paramètres :

$$\text{Position de l'axe neutre : } y_1 = \frac{S_{x\hat{x}}}{B_0}$$

Avec : $S_{x\hat{x}}$ est le moment statique de la section homogène.

B_0 Surface de la section homogénéisée.

$$S_{x\hat{x}} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{x\hat{x}} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3,39 \times 18) = 3739,3 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{S_{x\hat{x}} = 3739,3 \text{ cm}^2}$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3,39) = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{B_0 = 502,85 \text{ cm}^2}$$

Donc :

$$y_1 = \frac{S_{x\hat{x}}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,44 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{y_1 = 7,44 \text{ cm}}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{y_2 = 12,56 \text{ cm}}$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,44^3 + 12,56^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7,44 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3,39 \times (12,56 - 2)^2$$

$$\mathbf{I_0 = 21799,84 \text{ cm}^4}$$

Calcul des coefficients λ_v et μ :

$$\rho = \frac{A_{s_t}}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016 \quad \Longrightarrow \quad \rho = 0,016 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,978$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,016} = 1,03 \quad \Longrightarrow \quad \lambda_v = 1,03$$

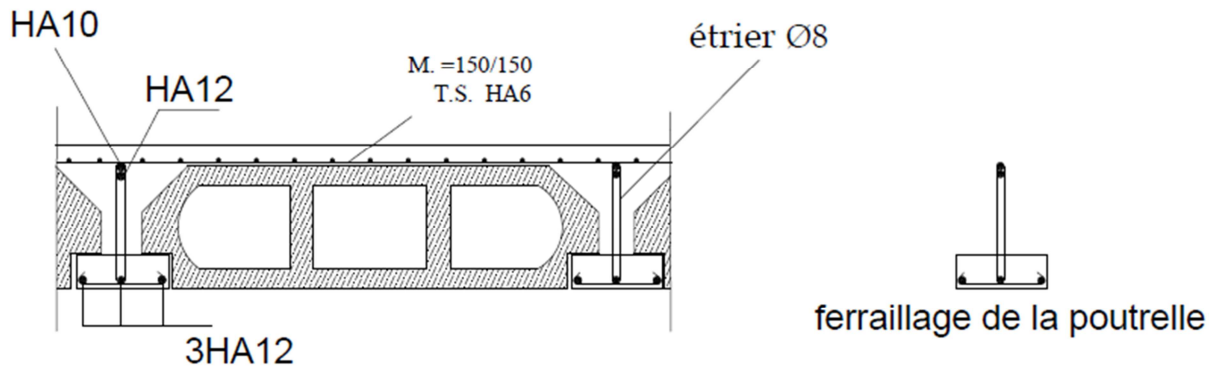
$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{7,03 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 3,39} = 117,8 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 117,8 + 2,1} ; 0\right) = 0,62$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 21799,84}{1 + 0,62 \times 1,03} = 14634,34 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7,03 \times 10^6 \times (4300)^2}{10 \times 10818,86 \times 14634,34 \times 10^4} = 8,20 \text{ mm}$$

$f = 8,2 \text{ mm} < \bar{f} = 8,6 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$



Plancher E.Courant

Fig 3.16 : Plan de ferrailage du plancher.

Introduction :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction. Notre bâtiment comporte 3 cages d'escaliers, l'un mène du S-Sol jusqu'au 1^{er} étage (étage de service) et qui est constitué de 2 volées, et les 2 autres escaliers va du RDC jusqu'au dernier étage.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

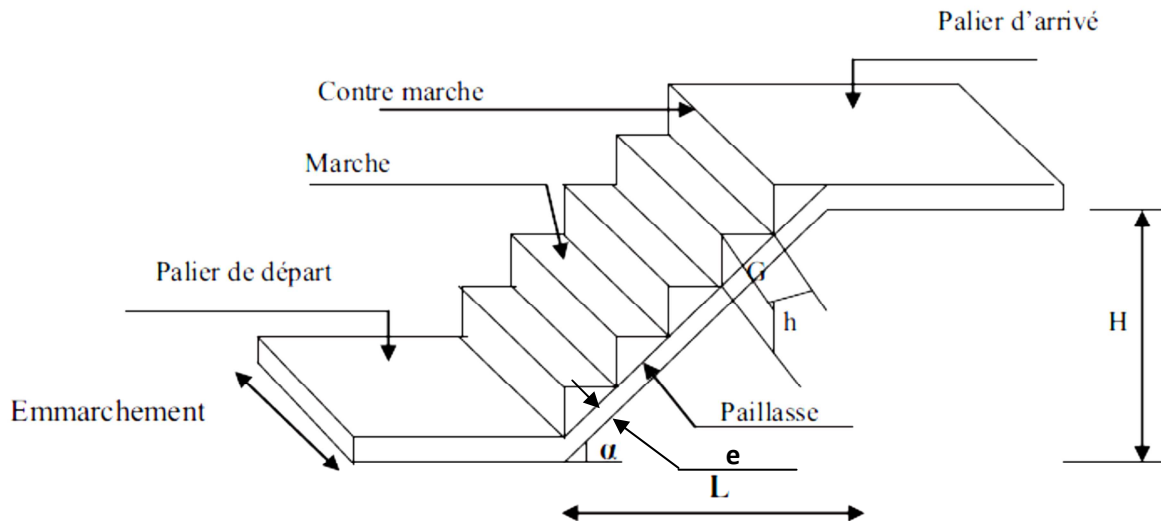


Fig 3.1 : schéma des escaliers

G : largeur de la marche (giron).

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur de la volée.

L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.

- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.

- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.

- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

3.1 Calcul de l'escalier :

3.1.1 Pré-dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g+2h \leq 66\text{cm} \\ 14 \leq h \leq 20\text{ cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{Ht}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$.

Application :

RDC (commercial) :

$$H_t = 408\text{cm}$$

$$\text{Soit : } h = 17\text{cm}$$

$$n = \frac{408}{17} = 24 \implies \text{On prend 12 contre marches par volée.}$$

$$m = 12 - 1 = 11$$

Relation de BLANDEL

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66$$

$$25 \leq g \leq 32$$

$$\text{Soit : } \boxed{g = 30\text{cm}}$$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$2h+g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

En habitation habituelle collective l'emmarchement doit être :

$$\text{Emmarchement} \geq 120\text{cm}$$

Longueur de palier :

$$L_p = \min (1,2 \times \text{emmarchement}) = (1,2 \times 1,2) = 1,44 \text{ m}$$

$$\boxed{L_p = 1,45 \text{ m}}$$

• **Pré-dimensionnement de la paillasse:**

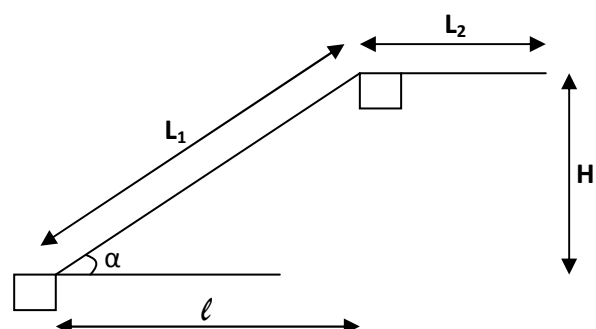
L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle de la paillasse : $L = L_1$

Calcul de L1 :

$$\text{On a : } \cos \alpha = \frac{l}{L_1} \implies L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$$

$$tg \alpha = \frac{H}{l} = \frac{204}{330} = 0,618 \implies \boxed{\alpha = 31,72}$$



$$\text{Donc: } L_1 = \frac{330}{\cos 31,72} = 387,95 \text{ cm}$$

$$L = 388 \text{ cm}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } \frac{388}{30} \leq ep \leq \frac{388}{20} \implies 12,93 \leq ep \leq 19,40$$

$$\text{Soit : } \boxed{ep = 15 \text{ cm}}$$

Etages courants :

$$H_t = 306 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h = 17 \text{ cm}$$

$$n = \frac{306}{17} = 18 \implies \text{On prend 9 contres marches par volée.}$$

$$m = 9 - 1 = 8$$

Relation de BLANDEL

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66$$

$$25 \leq g \leq 32$$

$$\text{Soit : } \boxed{g = 30 \text{ cm}}$$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

La paillasse:

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : } \frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$L : \text{longueur réelle du palier et de la paillasse : } L = L_1 + (x)$$

Calcul de L_1 :

$$\text{On a: } \cos \alpha = \frac{l}{L_1} \implies L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$$

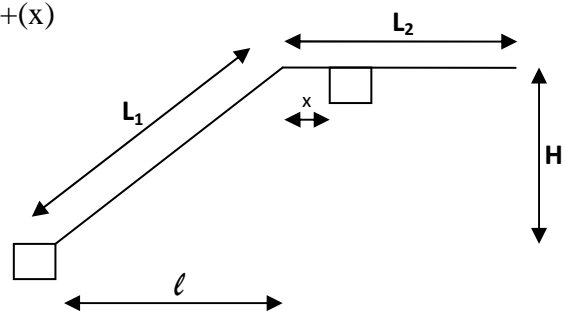
$$tg \alpha = \frac{H}{l} = \frac{153}{240} = 0,637 \implies \boxed{\alpha = 32,51}$$

$$\text{Donc: } L_1 = \frac{240}{\cos 32,51} = 284,59 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } L = 284,59 + 90 = 374,59 \text{ cm}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } \frac{374,59}{30} \leq ep \leq \frac{374,59}{20} \implies 12,49 \leq ep \leq 18,73$$

$$\text{Soit : } \boxed{ep = 15 \text{ cm}}$$



3.1.2 Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérons une partie simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes :

La paillasse:

$$\text{- Poids propre de la paillasse : } 25 \times 0,15 \times \frac{1}{\cos 31,72} = 4,409 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Poids de la marche : } 25 \times 1 \times \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Mortier de pose : } 20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Revêtement de carrelage (2 cm) : } 22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Lit de sable : } 0,02 \times 18 \times 1 = 0,36 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Poids du garde corps : } 0,2 \times 1 = 0,2 \text{ KN/ml}$$

$G_{\text{paill}} = 7,934 \text{ KN/ml}$
--

Palier :

$$\text{- Poids propre du palier : } 25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- Poids du revêtement : } 0,40 + 0,44 + 0,36 = 1,2 \text{ KN/ml}$$

$G_{\text{palier}} = 4,95 \text{ KN/ml}$
--

b) Charge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

c) Combinaison des charges et surcharges:

➤ **E.L.U : $1,35G + 1,5Q$**

• **Paillasse:** $1,35 \times 7,934 + 1,5 \times 2,5 = 14,461 \text{ KN/ml}$

• **Palier:** $1,35 \times 4,95 + 1,5 \times 2,5 = 10,433 \text{ KN/ml}$.

• **Charge concentrée:** $1,35 G \times (h - e_p)$

$$1,35 \times 2,36 \times (3,57 - 0,15) = 10,90 \text{ KN/ml}$$

➤ **E.L.S : G + Q**

• **Paillasse:** $7,934 + 2,5 = 10,434 \text{ KN/ml}$.

• **Palier:** $4,95 + 2,5 = 7,45 \text{ KN/ml}$.

• **Charge concentrée:** $G \times (h - ep)$

$2,36 \times (3,57 - 0,15) = 8,07 \text{ KN/ml}$

d) Calcul des efforts internes à l'ELU :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de la RDM.

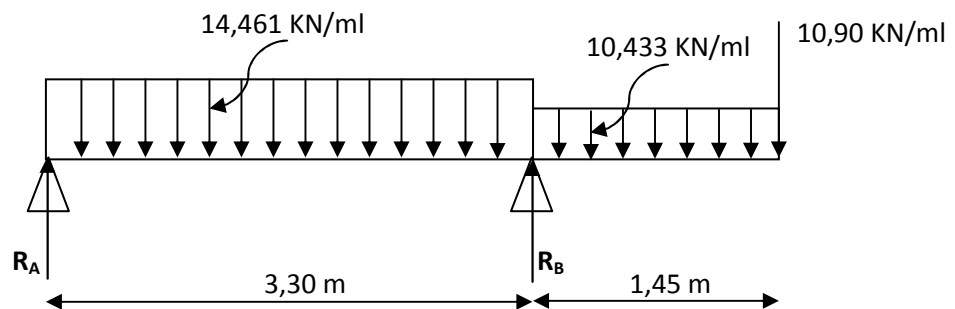


Fig 3.3 : diagramme des efforts à l'ELU.

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 14,461 \times 3,30 + 10,433 \times 1,45 + 10,90$$

$$R_A + R_B = 73,75 \text{ KN}$$

$$M/A=0 \Rightarrow$$

$$\left(14,461 \times 3,30 \times \frac{3,30}{2}\right) + \left(10,433 \times 1,45 \times \left(\frac{1,45}{2} + 3,30\right)\right) + 10,90 \times 4,75 - R_B \times 3,30 = 0$$

$R_B = 58 \text{ KN}$

$R_A = 15,75 \text{ KN}$

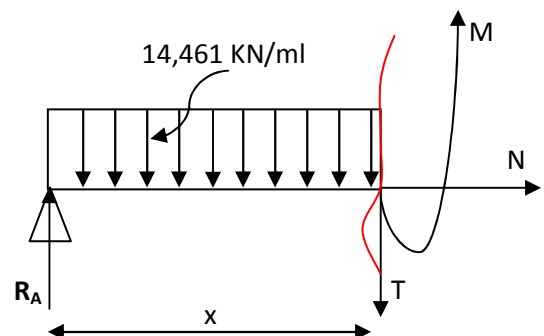
• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

➤ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3,30 \text{ m}$:**

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = -14,461 x + 15,75$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \text{ m} \implies T(0) = 15,75 \text{ KN} \\ x=3,30 \text{ m} \implies T(3,30) = -31,97 \text{ KN} \end{array} \right.$$



Moments fléchissants :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -7,231 x^2 + 15,75 x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=3,30 \text{ m} & \Rightarrow M(3,30) = -26,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\text{Max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,089 \text{ m}$$

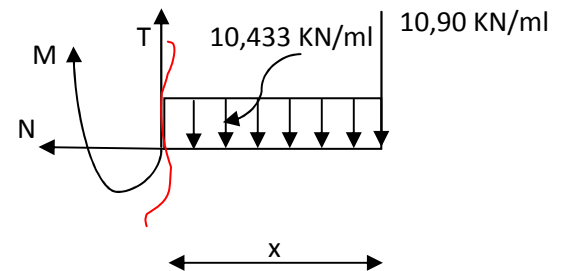
$$M_{\text{Max}} = M(1,089) = 8,58 \text{ KN.m}$$

➤ 2^{eme} tronçon : 0 ≤ x ≤ 1,45 m :

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 10,433 x + 10,90$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow T(0) = 10,90 \text{ KN} \\ x=1,45 \text{ m} & \Rightarrow T(1,45) = 26,03 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissants :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -5,22 x^2 - 10,90 x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,45 \text{ m} & \Rightarrow M(1,45) = -26,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\text{Max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = -1,045 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = M(-1,045) = 5,69 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.1 : Résumé des efforts internes à L'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
0 ≤ x ≤ 3,30	-14,461 x + 15,75	-7,231 x ² + 15,75 x	0	15,75	0
			3,30	-31,97	-26,78
0 ≤ x ≤ 1,45	10,433 x + 10,90	-5,22 x ² - 10,90 x	0	10,90	0
			1,45	26,03	-26,78

Remarque :

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \text{ max}} = (-0,3) \times 8,58 = -2,58 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \text{ max}} = (0,85) \times 8,58 = 7,29 \text{ KN.m}$$

e) **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :**

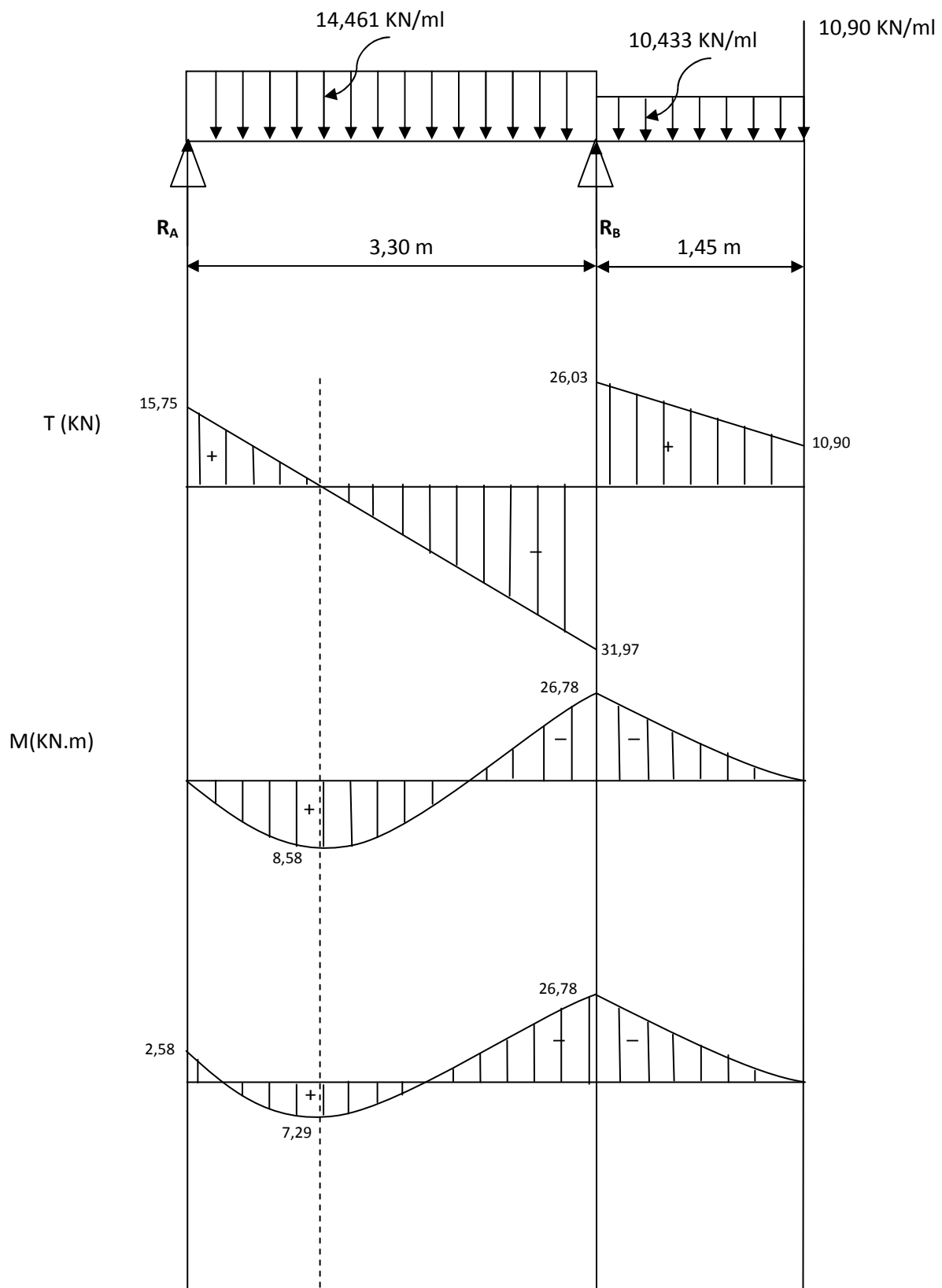


Fig 3.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

3.1.3 Calcul des armatures:

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

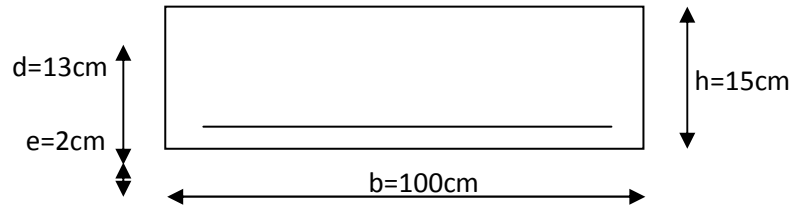


Fig 3.5 : Schéma statique de ferrailage d'escalier à l'ELU.

a) Sur appuis :

Appui (B) : $M_{u\ ap} = 26,78\text{ KN.m}$

• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,78 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,1116$$

$$\mu = 0,1116 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,1116 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,941$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{26,78 \times 10^3}{0,941 \times 13 \times 348} = 6,29\text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{sa} = 5\text{HA}14 = 7,69\text{ cm}^2$ avec : $S_t = 20\text{ cm}$.

• Armatures de répartition :

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{7,69}{4} = 1,92\text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{ra} = 4\text{HA}10 = 3,14\text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25\text{ cm}$.

b) En travée :

$M_t = 7,29\text{ KN.m}$.

• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,29 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0304$$

$$\mu = 0,0304 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0304 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9848$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times dx \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{7,29 \times 10^3}{0,9848 \times 13 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$ **avec :** $St = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{ra} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$. **avec :** $St = 25 \text{ cm}$.

3.1.4 Les vérifications à l'ELU :

a) Répartition des barres:

Armatures principales:

$$St < \min \{ 3h ; 33 \} \text{ [cm]}$$

$$St < \min \{ 45 ; 33 \} = 33 \text{ [cm]}$$

$$St = \{ 20 \} < 33 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition:

$$St < \min \{ 4h ; 45 \} \text{ [cm]}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1, BAEL91) :

En travée :

On a :

$$\boxed{\rho = 0,23 \times \frac{f_{ti}}{f_e}} \quad \text{et} \quad \boxed{\rho = \frac{A_s}{b \times d}}$$

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A-5-1-1/BAEL91})$$

$$T_u^{\max} = 31,97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{31,97 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,246 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,246 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les appuis : [Art A.5.1.313/BAEL 91]**➤ Influence sur le béton:**

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec : } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 31,97 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,13 \times 1 = 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur l'Acier :

$$\text{On doit vérifier : } A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,5}{400} \left(31,97 \times 10^3 + \frac{26,78 \times 10^6}{0,9 \times 130} \right) = 738,44 \text{ mm}^2$$

$$A_{sa} = 7,69 \text{ cm}^2 > 7,38 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

(BAEL 91/Art A.6.1, 3)

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} = \frac{31,97 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 219,8} = 1,24 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec:} \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

f) Encrage des barres aux appuis: (BAEL91/Art A.6.1.23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$Ls = \varphi \times \frac{f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec:} \quad \bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa} \quad ; \Psi_s = 1,5$$

$$Ls = 1,4 \times \frac{400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0,4 Ls** pour les aciers **HA**.

$$La = 0,4 Ls = 0,4 \times 35,27 = 19,75 \text{ cm.}$$

Soit : $La = 20 \text{ cm}$

3.1.5 Calcul des efforts internes a L'ELS:

Le calcul des réactions se fait avec les lois de la RDM.

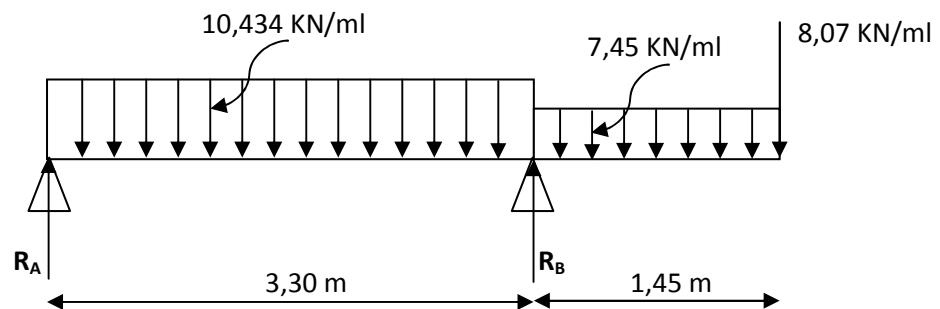


Fig 3.6 : diagramme des efforts à l'ELS.

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10,434 \times 3,30 + 7,45 \times 1,45 + 8,07$$

$$R_A + R_B = 53,30 \text{ KN}$$

$$M/A=0 \Rightarrow$$

$$\left(10,434 \times 3,30 \times \frac{3,30}{2}\right) + \left(7,45 \times 1,45 \times \left(\frac{1,45}{2} + 3,30\right)\right) + 8,07 \times 4,75 - R_B \times 3,30 = 0$$

$$R_A = 11,3 \text{ KN} \quad R_B = 42 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3,30$ m :****Efforts tranchants :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = -10,434 x + 11,3$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow T(0) = 11,3 \text{ KN} \\ x=3,30 \text{ m} & \Rightarrow T(3,30) = -23,13 \text{ KN} \end{cases}$$

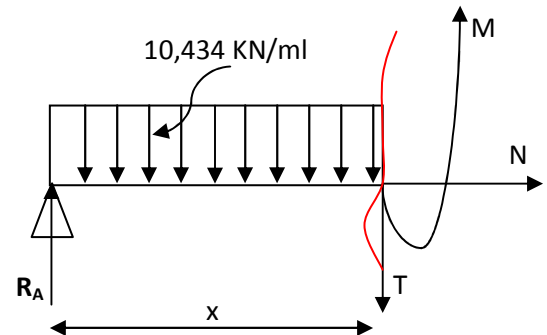
Moments fléchissants :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -5,217 x^2 + 11,3 x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=3,30 \text{ m} & \Rightarrow M(3,30) = -19,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\text{Max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,08 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = M(1,08) = 6,12 \text{ KN.m}$$

**➤ 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,45$ m :****Efforts tranchants :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 7,45x + 8,07$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow T(0) = 8,07 \text{ KN} \\ x=1,45 \text{ m} & \Rightarrow T(1,45) = 18,87 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissants :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -3,73 x^2 - 8,07 x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,45 \text{ m} & \Rightarrow M(1,45) = -19,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\text{Max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = -1,08 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = M(-1,08) = 4,36 \text{ KN.m}$$

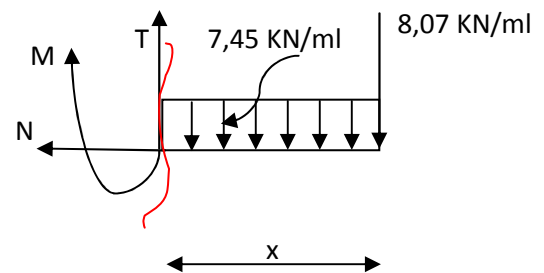


Tableau 3.2 : Résumé des efforts internes à L'ELS.

<i>Tronçon (m)</i>	<i>Effort tranchant</i>	<i>Moment fléchissant</i>	<i>X (m)</i>	<i>T (KN)</i>	<i>M (KN.m)</i>
$0 \leq x \leq 3,30$	$-10,434 x + 11,3$	$-5,217 x^2 + 11,3 x$	0	11,3	0
			3,30	-23,13	-19,54
$0 \leq x \leq 1,45$	$7,45x + 8,07$	$-3,73 x^2 - 8,07 x$	0	8,07	0
			1,45	18,87	-19,54

Remarque :

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

• Moment en appuis:

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \text{ max}} = (-0,3) \times 6,12 = -1,84 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée:

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \text{ max}} = (0,85) \times 6,12 = 5,20 \text{ KN.m}$$

c) **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :**

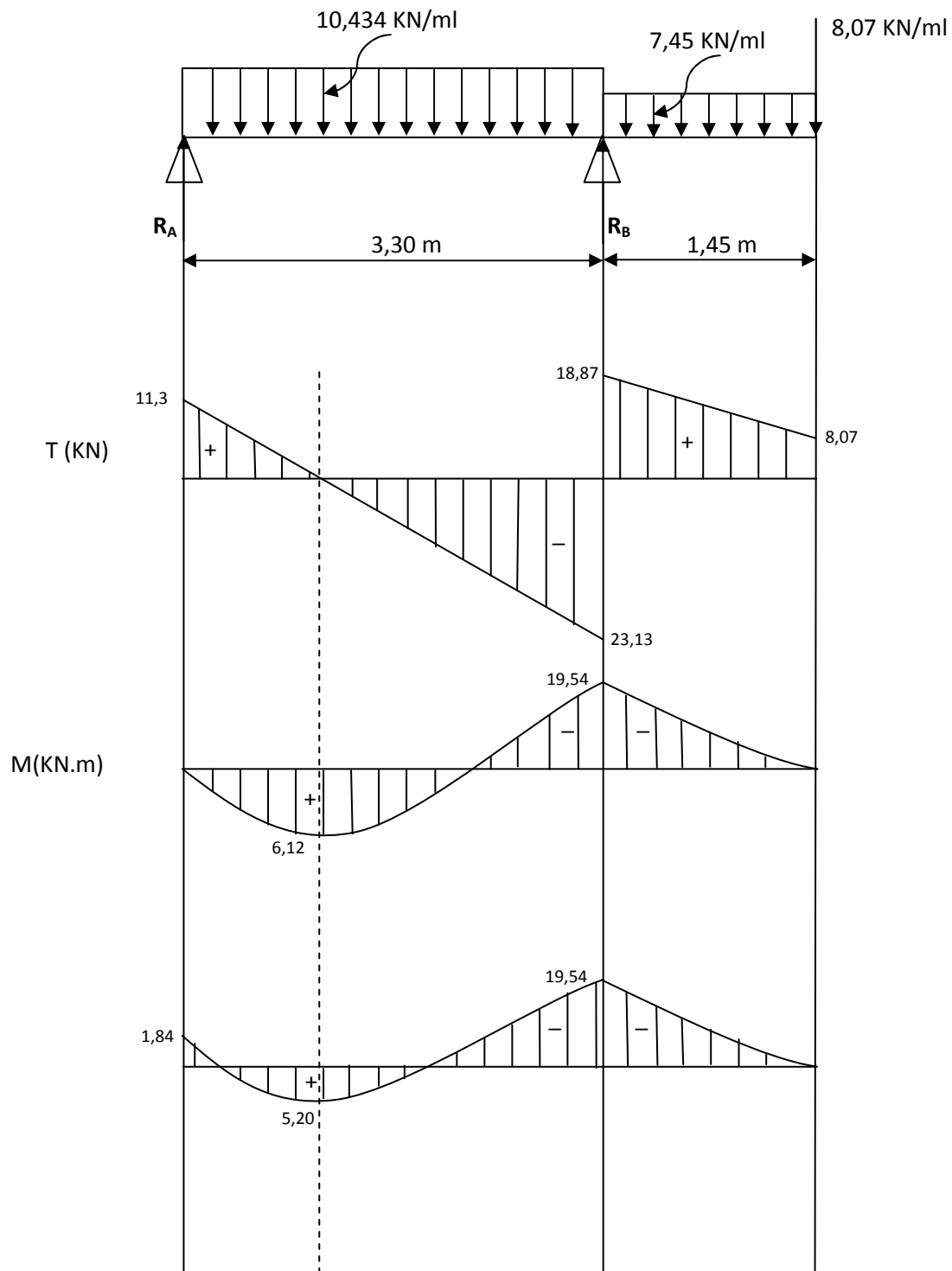


Fig 3.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

3.1.6 Vérification à L'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton : (A.4.5.2 BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec: } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_{st}}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,302 \quad \beta_1 = 0,9135 \quad \Longrightarrow K_1 = 42,80$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{5,25 \times 10^6}{0,9135 \times 130 \times 392} = 112,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{112,78}{42,80} = 2,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 13} = 0,592 \quad \beta_1 = 0,886 \quad \Longrightarrow K_1 = 28,86$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{19,36 \times 10^6}{0,886 \times 130 \times 769} = 218,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{218,58}{28,86} = 7,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche : (B.6.5.2 BAEL 91)

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10x M_0}$$

$$\frac{A}{bxd} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{300} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier la formule suivante :

$$f \leq \bar{f} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec : I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{bh + 15 \times A_t} = \frac{100 \times \frac{15^2}{2} + 15 \times 3.92 \times 13}{(100 \times 15) + (15 \times 3.92)} = 7,71 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad Y_1 = 7,71 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 15 - 7,71 = 7,29 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad Y_2 = 7,29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (7,71^3 + 7,29^3) + 15 \times 3.92 \times (7,29 - 2)^2$$

$$I = 83179,91 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{10,434 \times (3000)^4}{10818,87 \times 83179,91 \times 10^4} = 1,223 \text{ mm}$$

$$f = 0,1223 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,7 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

3.2 Calcul de l'escalier balancé:

3.2.1 Pré-dimensionnement:

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq g+2h \leq 66\text{cm} \\ 14 \leq h \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{Ht}{h}$

Le nombre de girons est pris alors : $m = n - 1$.

Application :

On prend le cas le plus défavorable : (RDC avec 4,08m de hauteur)

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches (**h=17cm**) et un giron (**g=30 cm**).

Calcul du nombre de contre marches et de marches

$H=4,08\text{m}$; $h=17\text{cm}$; $n = \frac{Ht}{h} = \frac{408}{17} = 24 \rightarrow n = 24$ contre marche.

Seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1** : n= 9 contre marches ; **Donc** : $m=n-1 = 8$ marches.
- **Volée 2** : n= 9 contre marches ; **Donc** : $m=n-1 = 8$ marches.
- 6 marches balancées.

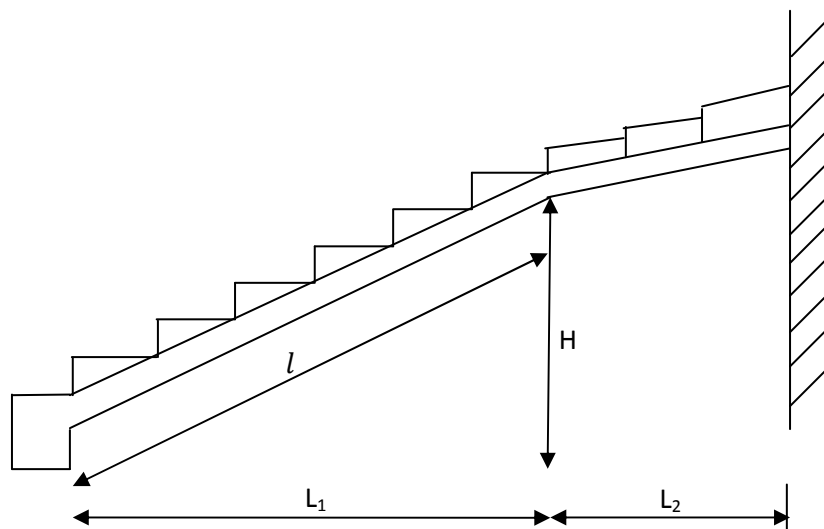


Fig 3.9 : Coupe verticale sur les escaliers

Nous allons étudier la paillasse comme représenté dans le schéma suivant :

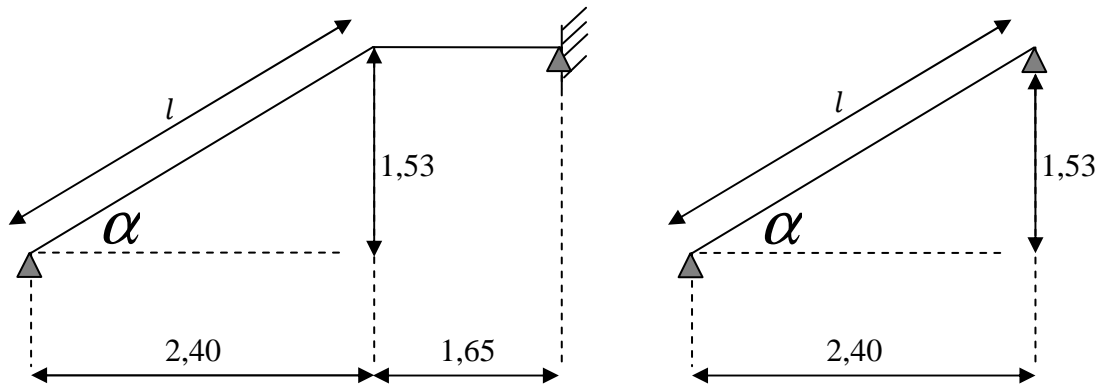


Fig 3.10 : Schéma statique d'escalier.

La paillasse:

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la paillasse : $L = l + 1,65$

Calcul de l :

$$\text{On a: } \cos \alpha = \frac{2,40}{l} \Rightarrow l = \frac{2,40}{\cos \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{2,40} = \frac{1,53}{2,40} = 0,638 \Rightarrow \alpha = 32,52$$

$$\text{Donc: } l = \frac{240}{\cos 32,52} = 284,63 \text{ cm}$$

$$L = 284,63 + 165 = 449,63 \text{ cm}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } \frac{449,63}{30} \leq ep \leq \frac{449,63}{20} \Rightarrow 14,99 \leq ep \leq 22,48$$

$$\text{Soit : } ep = 17 \text{ cm}$$

3.2.2 Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

La paillasse:

$$\text{- Poids propre de la paillasse : } 25 \times 0,17 \times \frac{1}{\cos 32,52} = 5,04 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- Poids de la marche : } 25 \times 1 \times \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- Mortier de pose : } 20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ KN/ml}$$

-Revêtement de carrelage (2 cm) : $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN/ml}$

-Lit de sable : $18 \times 0,02 \times 1 = 0,36 \text{ KN/ml}$

-Poids du garde corps : $0,2 \times 1 = 0,2 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{G_{paill} = 8,565 \text{ KN/ml}}$$

Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0,17 \times 1 = 4,25 \text{ KN/ml}$

-Poids de la marche : $25 \times 1 \times \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/ml}$

- Poids du revêtement : $0,40 + 0,44 + 0,36 = 1,2 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{G_{palier} = 7,575 \text{ KN/ml}}$$

b) Charge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

c) Combinaison des charges et surcharges:

➤ **E.L.U : $1,35G + 1,5Q$**

• **Paillasse:** $1,35 \times 8,565 + 1,5 \times 2,5 = 15,313 \text{ KN/ml}$

• **Palier:** $1,35 \times 7,575 + 1,5 \times 2,5 = 13,976 \text{ KN/ml}$.

• **Charge concentrée:** $1,35 G \times (h - e_p)$

$$1,35 \times 2,36 \times (3,57 - 0,17) = 10,832 \text{ KN/ml}$$

➤ **E.L.S : $G + Q$**

• **Paillasse:** $8,565 + 2,5 = 11,065 \text{ KN /ml}$.

• **Palier:** $7,575 + 2,5 = 10,075 \text{ KN/ml}$.

• **Charge concentrée:** $G \times (h - e_p)$

$$2,36 \times (3,57 - 0,17) = 8,024 \text{ KN/ml}$$

d) Calcul des efforts internes a L'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volées + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

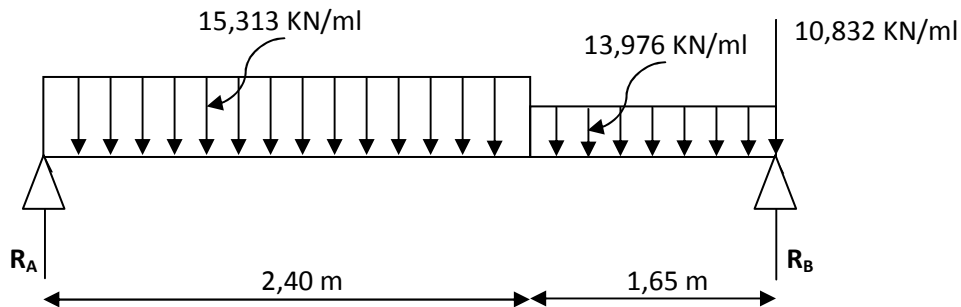


Fig 3.11 : diagramme des efforts à l'ELU.

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15,313 \times 2,40 + 13,976 \times 1,65 + 10,832$$

$$R_A + R_B = 70,64 \text{ KN}$$

$$M/A=0 \Rightarrow$$

$$\left(15,313 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2}\right) + \left(13,976 \times 1,65 \times \left(\frac{1,65}{2} + 2,40\right)\right) + 10,832 \times 4,05 - R_B \times 4,05 = 0$$

$R_B = 40,08 \text{ KN}$

$R_A = 30,56 \text{ KN}$

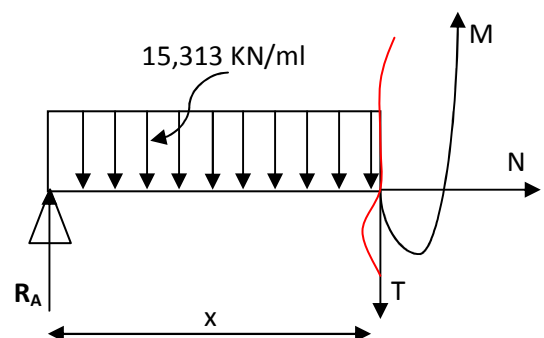
• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

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

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = -15,313 x + 30,56$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow T(0) = 30,56 \text{ KN} \\ x=2,40 \text{ m} & \Rightarrow T(2,40) = -6,19 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissants :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -7,657 x^2 + 30,56 x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,40 \text{ m} & \Rightarrow M(2,40) = 29,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\text{Max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,996 \text{ m}$$

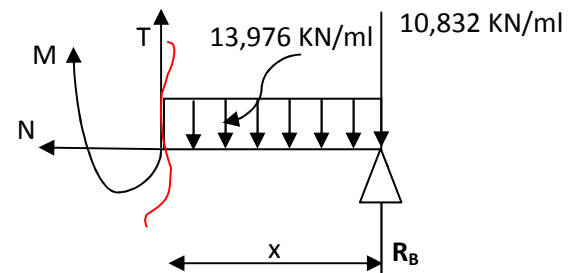
$$M_{\text{Max}} = M(1,996) = 30,49 \text{ KN.m}$$

➤ **2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,65 \text{ m}$:**

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 13,976 x - 29,248$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow T(0) = -29,248 \text{ KN} \\ x=1,65 \text{ m} & \Rightarrow T(1,65) = -6,19 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissants :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -6,988 x^2 + 29,248 x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,65 \text{ m} & \Rightarrow M(1,65) = 29,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\text{Max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2,093 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = M(2,093) = 30,60 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.3 : Résumé des efforts internes à L'ELU.

Trançon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,40$	$-15,313 x + 30,56$	$-7,657 x^2 + 30,56 x$	0	30,56	0
			2,40	-6,19	29,24
$0 \leq x \leq 1,65$	$13,976 x - 29,248$	$-6,988 x^2 + 29,248 x$	0	-29,248	0
			1,65	-6,19	29,24

Remarque :

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_u \text{ max} = (-0,3) \times 30,60 = -9,18 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_u \text{ max} = (0,85) \times 30,60 = 26,01 \text{ KN.m}$$

e) **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :**

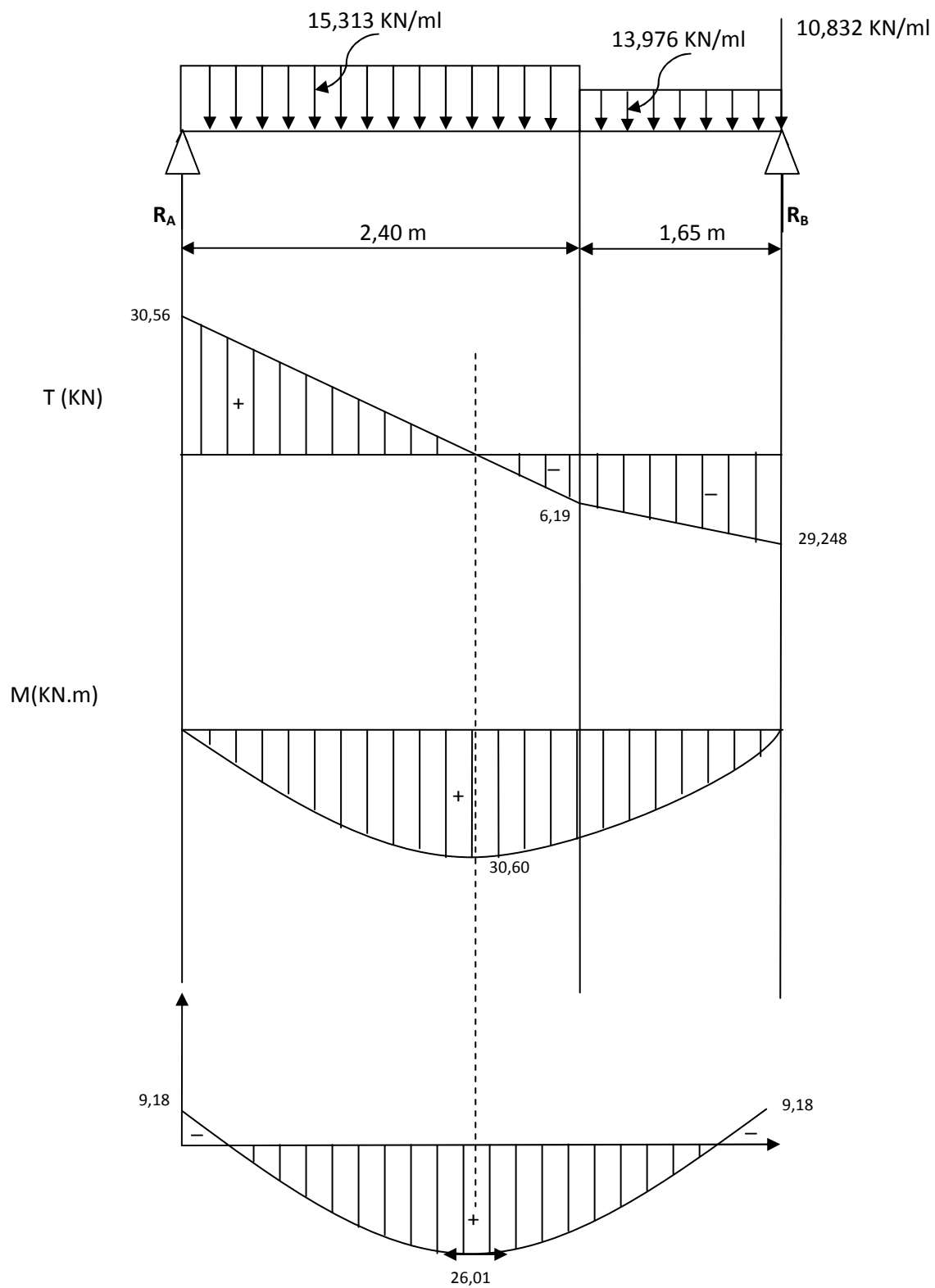


Fig 3.12 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

3.2.3 Calcul des armatures:

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

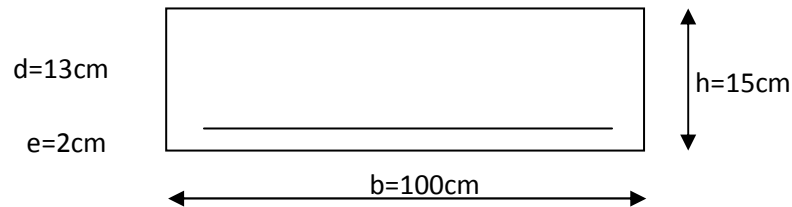


Fig 3.13 : Schéma statique de ferrailage d'escalier à l'ELU.

a) Sur appuis :

$$M_{u \text{ ap}} = 9,18 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9,18 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,0287$$

$$\mu = 0,0287 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0287 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9857$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{9,18 \times 10^3}{0,9857 \times 15 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{sa} = 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$ **avec :** $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{ra} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$. **avec :** $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) En travée :

$$M_t = 26,01 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26,01 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,0307$$

$$\mu = 0,0307 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0307 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9573$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times dx \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{21,01 \times 10^3}{0,9573 \times 15 \times 348} = 4,20 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec : $St = 20 \text{ cm}$.

a) Armatures de répartition :

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{ra} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$. avec : $St = 25 \text{ cm}$.

3.2.4 Les vérifications à l'ELU :

a) Répartition des barres:

Armatures principales:

$$St < \min \{ 3h ; 33 \} \text{ [cm]}$$

$$St < \min \{ 5l ; 33 \} = 33 \text{ [cm]}$$

$$St = \{ 20 \} < 33 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition:

$$St < \min \{ 4h ; 45 \} \text{ [cm]}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1, BAEL91)

En travée :

On a :

$$\rho = 0,23 \times \frac{f_{ti}}{f_e} \quad \text{et} \quad \rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

$$A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

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

$$A_{sa} = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A -5-1-1/BAEL91})$$

$$T_u^{\max} = 30,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{30,56 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,204 \text{ MPa}$$

-Pour les fissurations non préjudiciables :

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

$$\tau_u = 0,204 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les appuis : [Art A.5.1.313/BAEL 91]**➤ Influence sur le béton:**

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec : } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 30,56 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,15 \times 1 = 900 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur l'Acier :

$$\text{On doit vérifier : } A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{\max} + \frac{M_a}{0,9xd} \right) = \frac{1,5}{400} \left(30,56 \times 10^3 - \frac{9,18 \times 10^6}{0,9 \times 150} \right) = 140,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{sa} = 3,92 \text{ cm}^2 > 1,40 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

(BAEL 91/Art A.6.1, 3)

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} = \frac{30,56 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 157} = 1,44 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec:} \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = 1,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

f) Encrage des barres aux appuis: (BAEL91/Art A.6.1.23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \varphi \times \frac{f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec:} \quad \bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa} \quad ; \Psi_s = 1,5$$

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

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0,4 Ls** pour les aciers **HA**.

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

Soit : La = 15cm

3.2.5 Calcul des efforts internes a L'ELS:

Le calcul des réactions se fait avec les lois de la RDM.

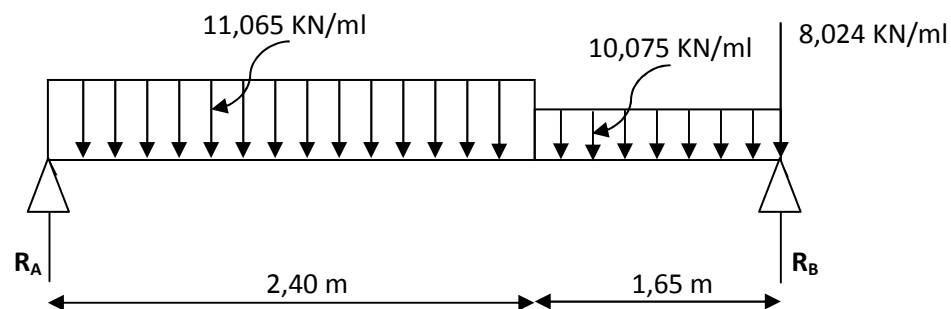


Fig 3.14 : diagramme des efforts à l'ELS.

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11,065 \times 2,40 + 10,075 \times 1,65 + 8,024$$

$$R_A + R_B = 51,20 \text{ KN}$$

$$M/A=0 \Rightarrow \left(11,065 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} \right) + \left(10,075 \times 1,65 \times \left(\frac{1,65}{2} + 2,40 \right) \right) + 8,024 \times 4,05 - R_B \times 4,05 = 0$$

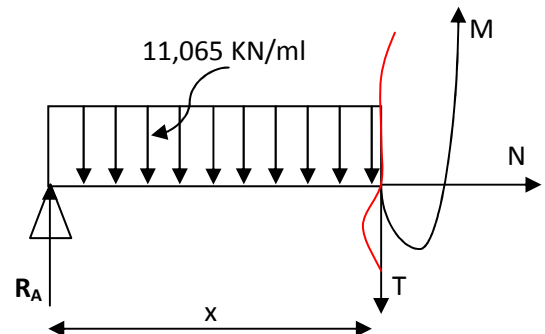
$$R_B = 29,13 \text{ KN}$$

$$R_A = 22,07 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40$ m :**Efforts tranchants :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = -11,065 x + 22,07$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow T(0) = 22,07 \text{ KN} \\ x=2,40 \text{ m} & \Rightarrow T(2,40) = -4,49 \text{ KN} \end{cases}$$

**Moments fléchissants :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -5,533 x^2 + 22,07 x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,40 \text{ m} & \Rightarrow M(2,40) = 21,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

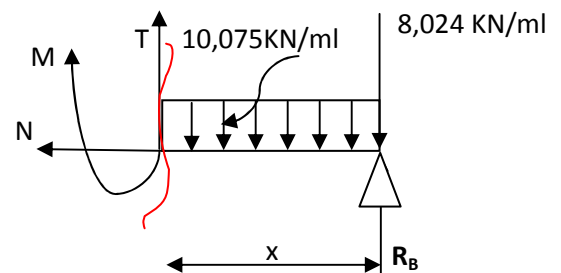
$$M_{\text{Max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,995 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = M(1,995) = 22,01 \text{ KN.m}$$

➤ 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,65$ m :**Efforts tranchants :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 10,075 x - 21,11$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow T(0) = -21,11 \text{ KN} \\ x=1,65 \text{ m} & \Rightarrow T(1,65) = -4,49 \text{ KN} \end{cases}$$

**Moments fléchissants :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -5,04 x^2 + 21,11 x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,65 \text{ m} & \Rightarrow M(1,65) = 21,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\text{Max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2,10 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = M(2,10) = 22,11 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.4 : Résumé des efforts internes à L'ELS.

<i>Trancon (m)</i>	<i>Effort tranchant</i>	<i>Moment fléchissant</i>	<i>X (m)</i>	<i>T (KN)</i>	<i>M (KN.m)</i>
$0 \leq x \leq 2,40$	$-11,065 x + 22,07$	$-5,533 x^2 + 22,07 x$	0	22,07	0
			2,40	-4,49	21,11
$0 \leq x \leq 1,65$	$10,075x - 21,11$	$-5,04 x^2 + 21,11 x$	0	-21,11	0
			1,65	-4,49	21,11

Remarque :

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

• Moment en appuis:

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \text{ max}} = (-0,3) \times 22,11 = -6,633 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée:

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \text{ max}} = (0,85) \times 22,11 = 18,79 \text{ KN.m}$$

c) **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :**

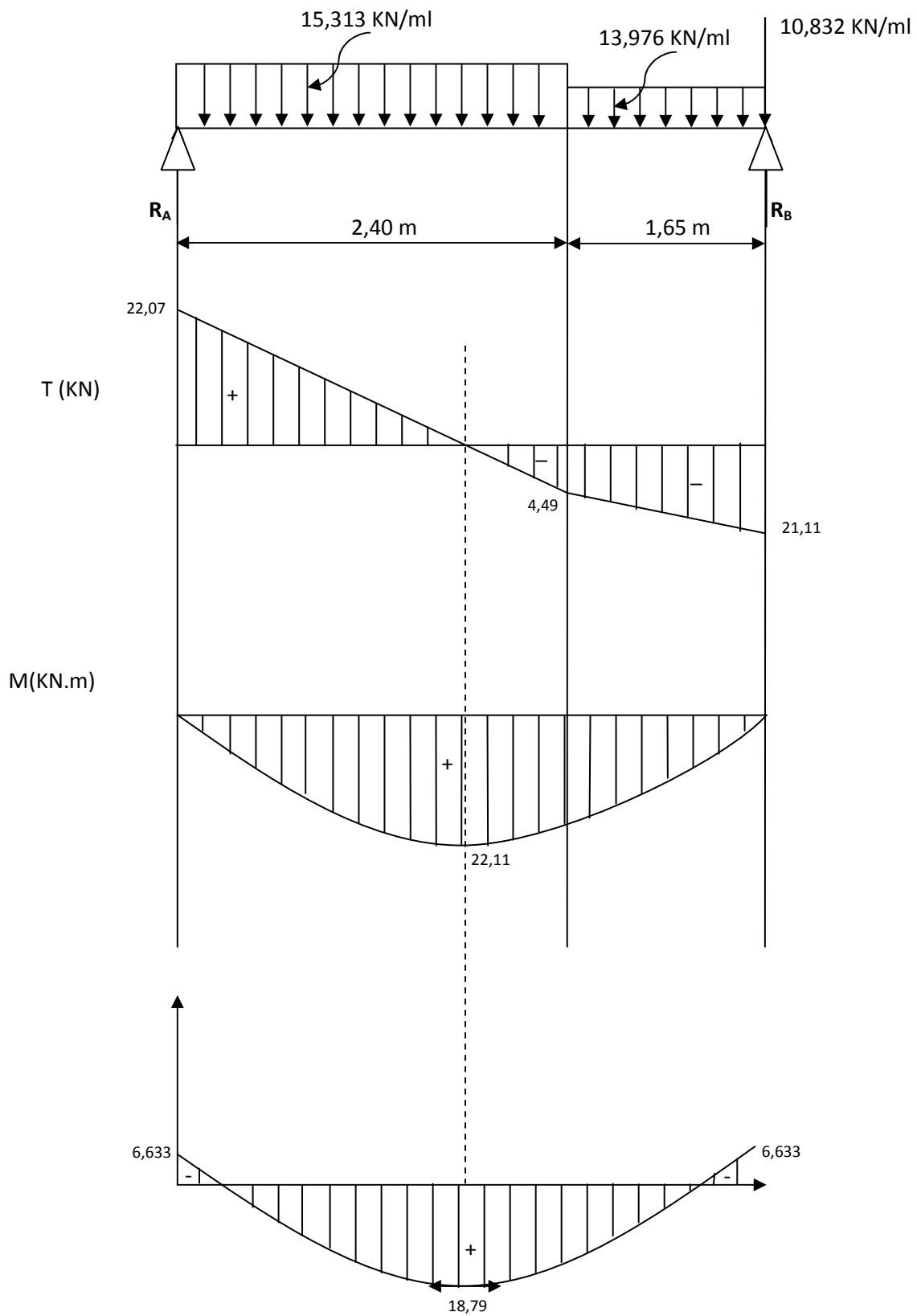


Fig 3.15 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

3.2.6 Vérification à L'ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton : (A.4.5.2 BAEL 91)**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec: } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_{st}}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,376 \quad \beta_1 = 0,9055 \quad \Longrightarrow K_1 = 37,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{18,79 \times 10^6}{0,9055 \times 150 \times 565} = 244,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{244,85}{37,91} = 6,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 15} = 0,261 \quad \beta_1 = 0,919 \quad \Longrightarrow K_1 = 46,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{6,633 \times 10^6}{0,919 \times 150 \times 392} = 122,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{122,75}{46,73} = 2,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche : (B.6.5.2 BAEL 91)

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10x M_0}$$

$$\frac{A}{bxd} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{365} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier la formule suivante :

$$f \leq \bar{f} = \frac{365}{500} = 0,73 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec : I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{100 \times \frac{17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5,65} = 8,81 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad Y_1 = 8,81 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 17 - 8,81 = 8,19 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad Y_2 = 8,19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (8,81^3 + 8,19^3) + 15 \times 5,65 \times (8,19 - 2)^2$$

$$I = 45432,33 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{15,313 \times (3650)^4}{10818,87 \times 45432,33 \times 10^4} = 7,19 \text{ mm}$$

$$f = 0,71 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,73 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

Introduction :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur ; et la réaction du palier. Elle est partiellement encadrée à ses extrémités.

Sa portée est de 2,80 m (entre nus d'appuis), et sa section est de (b x h).

3.1 Pré-dimensionnement :**Hauteur:**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec:

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L = (320 - 40) = 280 \text{ cm.} \implies \frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10} \implies 18,67 \leq h_t \leq 28 \text{ cm.}$$

Compte tenu des exigences de RPA, on opte pour $h_t = 30 \text{ cm.}$

Largeur:

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \implies 12 \leq b \leq 21 \text{ on prend } b = 20 \text{ cm.}$$

Donc la dimension de la poutre est : $(b \times h) = (20 \times 30)$

3.2 Vérifications aux exigences du RPA (Art . 7.5.1/RPA 99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20 \text{ cm} \implies$ **Condition Vérifiée.**
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30 \text{ cm} \implies$ **Condition Vérifiée.**
- $\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4 \implies$ **Condition Vérifiée.**

3.3 Les charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ KN/ml.}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_B = 57,82 \text{ KN.}$

- **Combinaison à considérer à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + (R_B \times \frac{2}{L})$$

$$q_u = 1,35 \times 1,5 + (57,82 \times \frac{2}{2,80}) = 43,33 \text{ KN/ml}$$

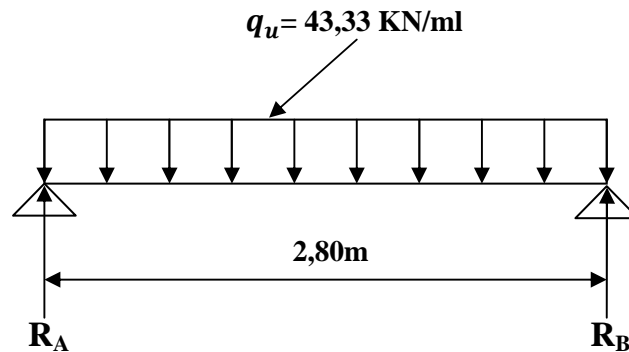


Fig 3.1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{43,33 \times 2,80}{2} = 60,66 \text{ KN.}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{43,33 \times 2,80^2}{8} = 42,46 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 42,46 = -12,74 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 42,46 = 36,09 \text{ KN.m.}$$

- **Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{43,33 \times 2,80}{2} = 60,66 \text{ KN.}$$

- Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

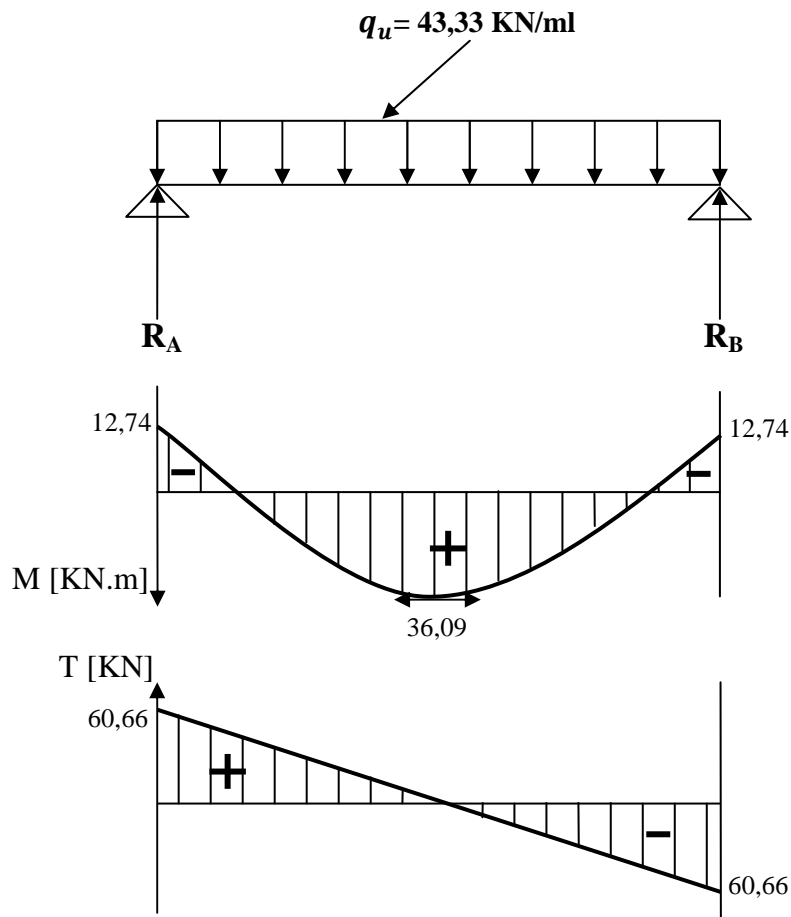


Fig 3.2 : diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU

3.4 Calcul des armatures :

- Armatures principales (longitudinal) :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,74 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14,2} = 0,057$$

$$\mu = 0,057 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,057 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9705$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{12,74 \times 10^5}{0,9705 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 1,35 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_a = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{36,09 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0,162$$

$$\mu = 0,162 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,162 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,911$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{36,09 \times 10^5}{0,911 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 4,07 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_{st} = 3\text{HA}12 + 2\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

3.5 Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL99/Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2.$$

- aux appuis :

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91/Art A.5.1,211).

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : T_u : effort tranchant maximal $T_u = 60,66 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{60,66 \times 10^3}{200 \times 280} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{60,66 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 2,13 \text{ MPa}$$

Avec : T_u : effort tranchant maximal $T_u = 60,66 \text{ KN}$.

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$ avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA.

$$\tau_{se} = 2,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) **Ancrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)**

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

Avec : $\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $L_C = 0,4 L_s$

$$L_C = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

e) **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

• **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,28 \times 0,20 = 336 \text{ KN.}$$

On a : $T_u^{max} = 60,66 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée.}$

• **Sur l'acier :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(60,66 \times 10^3 - \frac{12,74 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 29,05 \text{ mm}^2 = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,29 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL 91)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l^{max} \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{20}{10}, 1,2 \right\} = 0,86 \text{ cm}$$

ϕ_l^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,2cm.

Donc on adopte **4HA8 = 2,01cm²** soit : (un cadre + étrier) ϕ 8 .

Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22) :

$$S_t \leq \min\{0,9 d, 40\text{cm}\} = \min\{25,2, 40\text{cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit : **S_t = 25 cm.**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$

$$\frac{2,01 \times 400}{20 \times 25} = 1,61 > 0,4 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

- **Sur appuis**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,2 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit : **S_t = 7 cm.**

- **En travée**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Soit : **S_t = 15 cm.**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

3.6 Calcul à L'ELS :

- **Combinaison de charges :**

$$q_s = G + (R_B \times \frac{2}{L})$$

$$q_s = 1,5 + (41,88 \times \frac{2}{2,80}) = 31,41 \text{ KN/ml}$$

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{31,41 \times 2,80}{2} = 43,97 \text{ KN.}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{31,41 \times 2,80^2}{8} = 30,78 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 30,78 = -9,23 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 30,78 = 26,16 \text{ KN.m.}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{31,41 \times 2,80}{2} = 43,97 \text{ KN.}$$

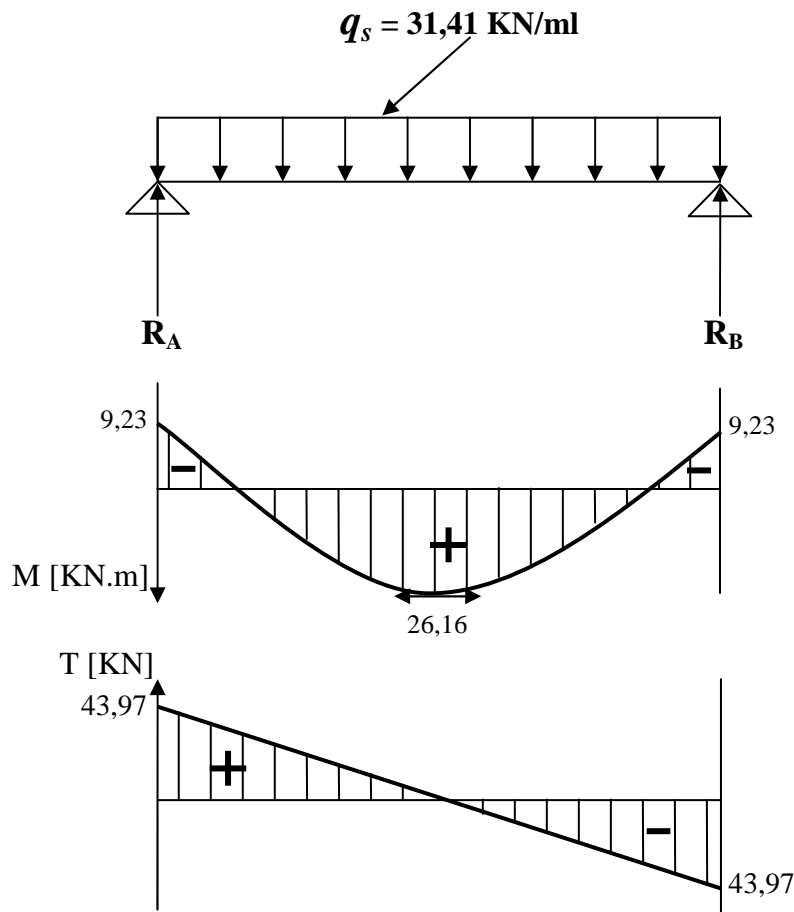


Fig 3.3 : diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELS

3.7 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{20 \times 28} = 1,009 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,8593 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 20,78$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_t} = \frac{26,16 \times 10^6}{0,8593 \times 280 \times 565} = 192,44 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{192,44}{20,78} = 9,26 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 9,26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,8851 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 28,51$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_a} = \frac{9,23 \times 10^6}{0,8851 \times 280 \times 339} = 109,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{109,86}{28,51} = 3,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées.

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,107 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{26,16}{10 \times 30,78} = 0,085 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

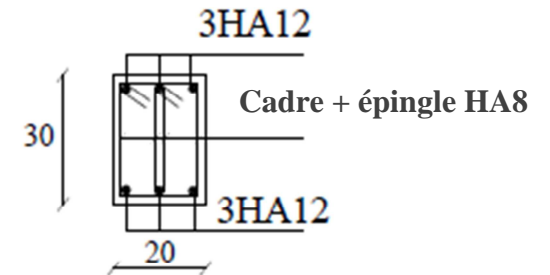
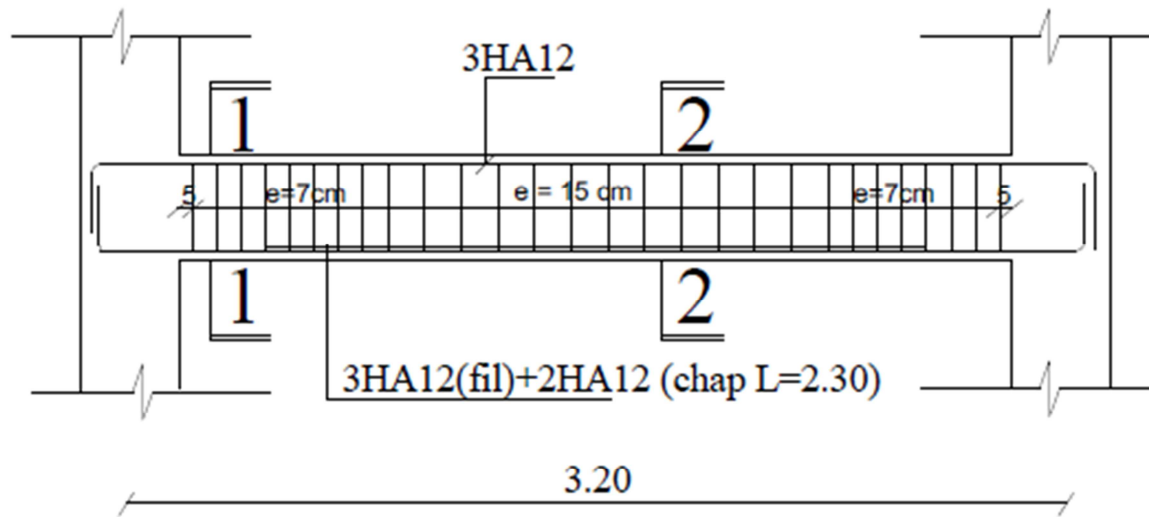
$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5,65}{20 \times 28} = 0,010 < \frac{4,2}{400} = 0,105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Conclusion :

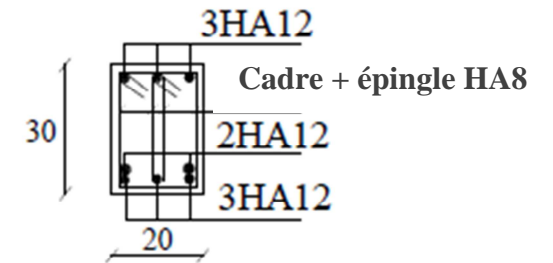
Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3.8 Schéma de ferrailage :

POUTRE PALIERE



Coupe 1--1



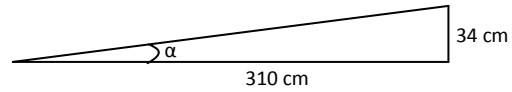
Coupe 2--2

Fig 3.4 : ferrailage de la poutre palière

Calcul de la poutre palière incliné :

Puisque on a un escalier balancé, notre poutre sera inclinée avec un angle α .

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0,34}{3,10} = 0,109 \Rightarrow \alpha = 6,22^\circ$$



On a un angle très faible, on peut étudier notre poutre comme étant une poutre horizontale. sa portée est de 3,12 m (entre nus d'appuis), et sa section est de (b x h).

3.1 Pré-dimensionnement :**Hauteur:**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec:

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L = (350 - 40) = 310 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \quad \Longrightarrow \quad 20,66 \leq h_t \leq 31 \text{ cm.}$$

Compte tenu des exigences de RPA, on opte pour $h_t = 30 \text{ cm.}$

Largeur:

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Longrightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \quad \text{on prend} \quad b = 25 \text{ cm.}$$

Donc la dimension de la poutre est : $(b \times h) = (25 \times 30)$

3.2 Vérifications aux exigences du RPA (Art . 7.5.1/RPA 99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$
- $\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$

3.3 Les charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN/ml.}$

- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_B = 40,08 \text{ KN}$.

- **Combinaison à considérer à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + (R_B \times \frac{2}{L})$$

$$q_u = 1,35 \times 1,875 + (40,08 \times \frac{2}{3,12}) = 28,22 \text{ KN/ml}$$

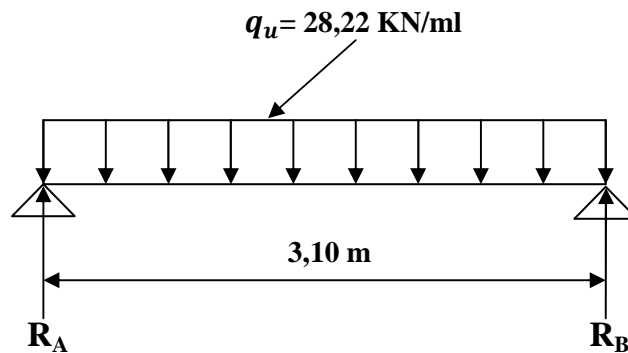


Fig 3.1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28,22 \times 3,10}{2} = 44,02 \text{ KN}.$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{28,22 \times 3,10^2}{8} = 34,34 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 34,34 = -10,30 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 34,34 = 29,19 \text{ KN.m}.$$

- **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28,22 \times 3,10}{2} = 44,02 \text{ KN}.$$

- Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

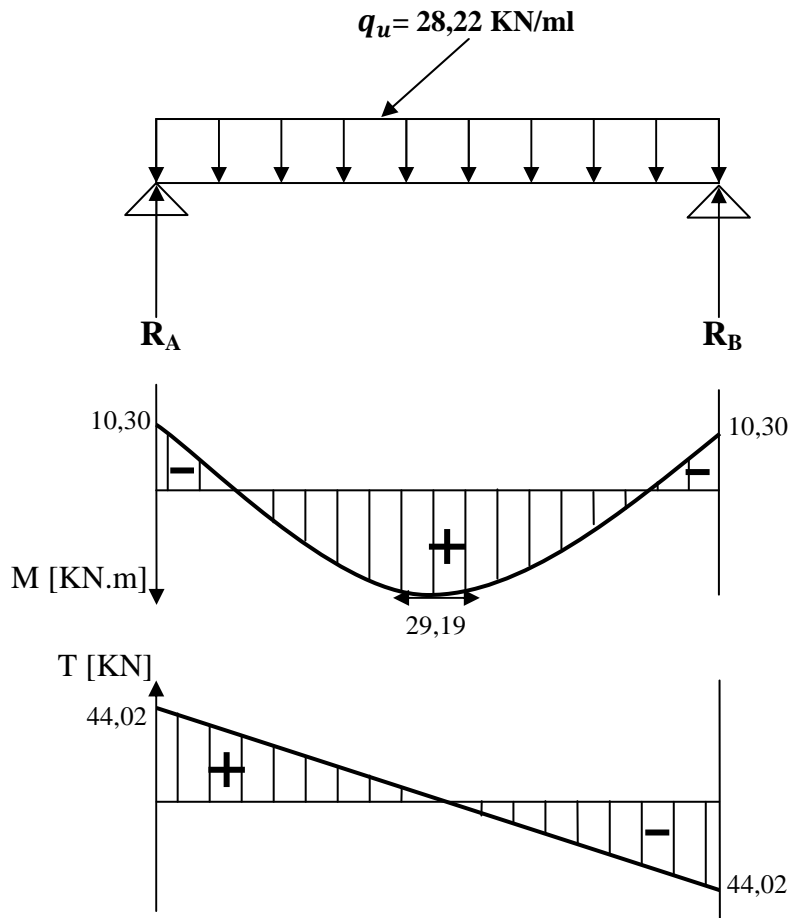


Fig 3.2 : diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU

3.4 Calcul des armatures :

- Armatures principales (longitudinal) :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,30 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,037$$

$$\mu = 0,037 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,037 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9815$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{10,30 \times 10^5}{0,9815 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 1,08 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_a = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29,19 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} = 0,105$$

$$\mu = 0,105 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,105 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9445$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{29,19 \times 10^5}{0,9445 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 3,17 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

3.5 Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL99/Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2.$$

- aux appuis :

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91/Art A.5.1,211).

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : T_u : effort tranchant maximal $T_u = 44,02 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{44,02 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{44,02 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,55 \text{ MPa}$$

Avec : T_u : effort tranchant maximal $T_u = 44,02 \text{ KN}$.

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$ avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA.

$$\tau_{se} = 1,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) **Ancrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)**

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

avec : $\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $L_C = 0,4 L_s$

$$L_C = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

e) **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

• **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,28 \times 0,25 = 420 \text{ KN.}$$

On a : $T_u^{max} = 44,02 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée.}$

• **Sur l'acier :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(44,02 \times 10^3 - \frac{10,30 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 9,05 \text{ mm}^2 = 0,091 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,091 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL 91)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l^{max} \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1,2 \right\} = 0,86 \text{ cm}$$

ϕ_l^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,2cm.

Donc on adopte **4HA8 = 2,01cm²** soit : (un cadre + étrier) ϕ 8 .

Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22) :

$$S_t \leq \min\{0,9 d, 40\text{cm}\} = \min\{25,2 ; 40\text{cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit : **S_t = 25 cm.**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$

$$\frac{2,01 \times 400}{25 \times 25} = 1,29 > 0,4 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

• **Sur appuis**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1,2 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit : **S_t = 7 cm.**

• **En travée**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Soit : **S_t = 15 cm.**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

3.6 Calcul à L'ELS :

- **Combinaison de charges :**

$$q_s = G + (R_B \times \frac{2}{L})$$

$$q_s = 1,875 + (29,13 \times \frac{2}{3,10}) = 20,55 \text{ KN/ml}$$

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{20,55 \times 3,10}{2} = 32,06 \text{ KN.}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{20,55 \times 3,10^2}{8} = 25,01 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 25,01 = -7,50 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 25,01 = 21,26 \text{ KN.m.}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{20,55 \times 3,10}{2} = 32,06 \text{ KN.}$$

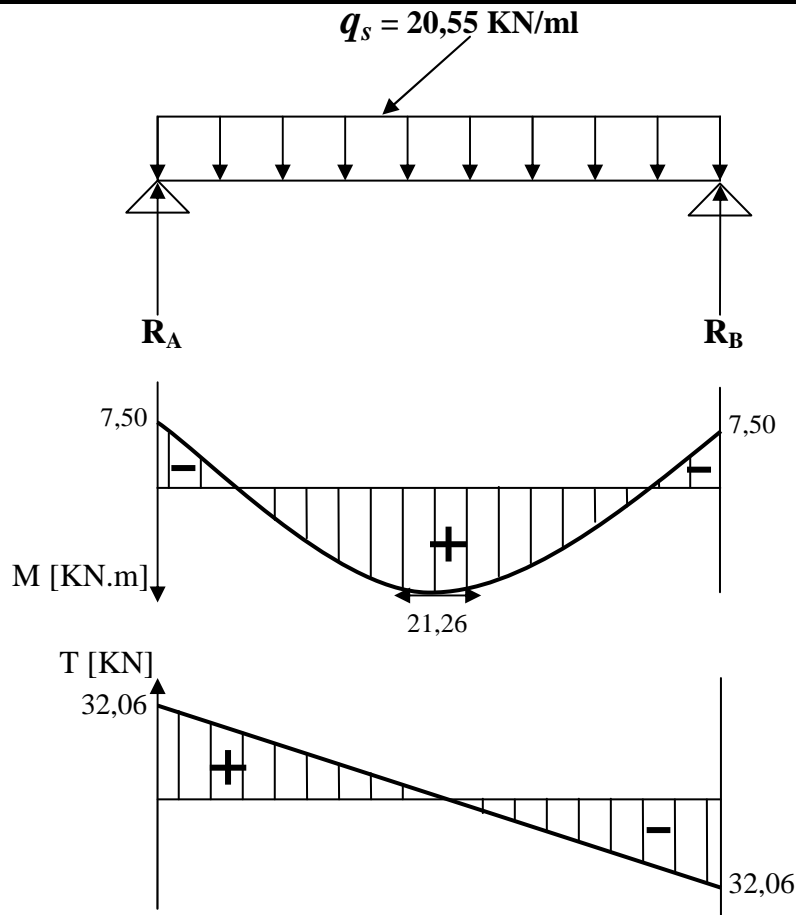


Fig 3.3 : diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELS

3.7 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,8949 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 32,58$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_t} = \frac{21,26 \times 10^6}{0,8949 \times 280 \times 339} = 250,28 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{250,28}{32,58} = 7,68 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7,68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,8949 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 32,58$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_a} = \frac{7,50 \times 10^6}{0,8949 \times 280 \times 339} = 88,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{88,29}{32,58} = 2,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) vérification à la flèche :

Selon les règles de **BAEL 91(Art B-6-5.1)** le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées.

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e}$

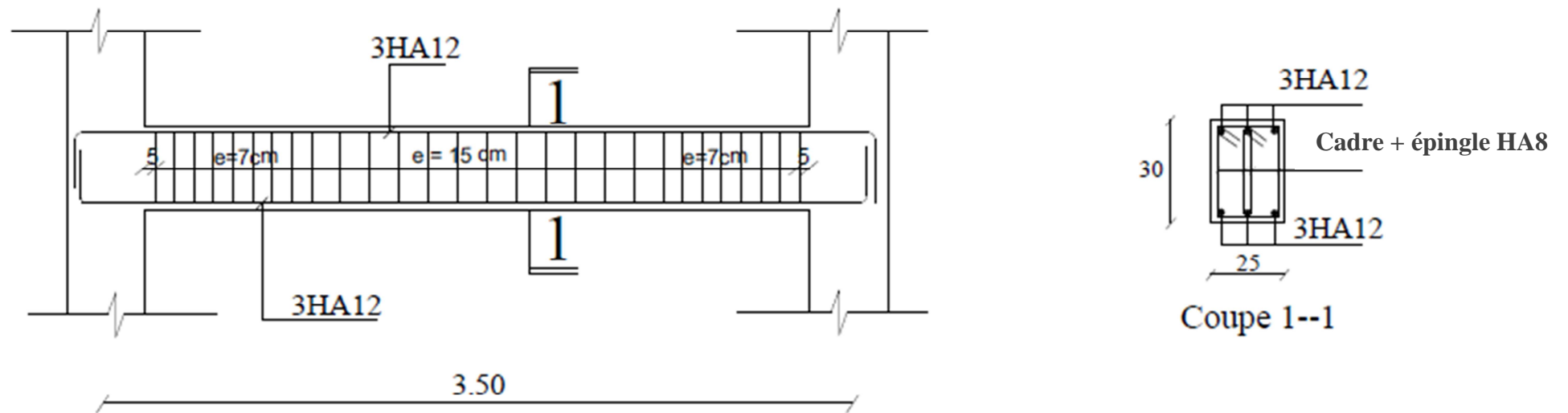
$$\frac{h}{L} = \frac{30}{310} = 0,096 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,096 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{21,26}{10 \times 25,01} = 0,085 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Conclusion :

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

3.8 Schéma de ferrailage :**POUTRE PALIERE****Fig 3.4 :** ferrailage de la poutre palière

Introduction :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive; son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

avec L : largeur du balcon.

Le garde corps du balcon est en briques ayant un égal à 1KN/ml.

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

. Le calcul du ferrillage se fera pour une bande de 1m.

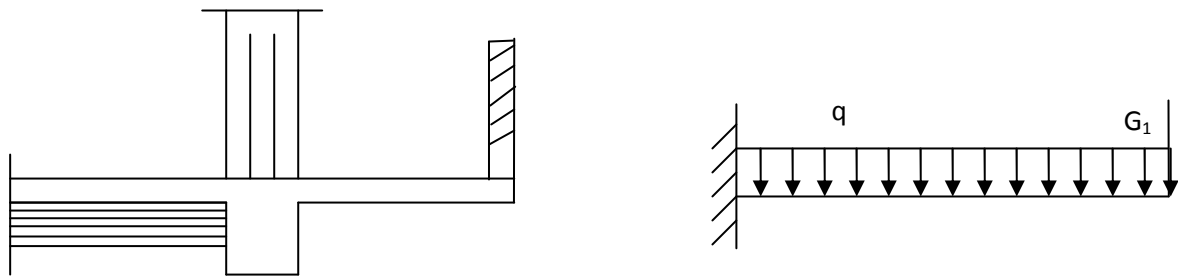


Fig 3.1 : Schéma statique du balcon.

3.1 Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon

- **Charges permanentes**

Charge G due à la dalle en béton arme $G = 5,31$ [KN/ml].

- **Charge concentrée**

Poids propre du garde corps..... $g = 1.3$ [KN/ml].

- **Surcharge d'exploitation**..... $Q=3,5$ kn/ml

3.2 Calcul à l'état limite ultime :

Combinaison de charges :

➤ A l'ELU

- Dalle: $qu_1 = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5 = 12,42 \text{ KN/m}^2$.
- Garde corps: $qu_2 = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,3 = 1,75 \text{ KN/ml}$.

➤ A l'ELS

- Dalle : $qs_1 = 5,31 + 3,5 = 8,81 \text{ [KN/ml]}$.
- Garde corps $qs_2 = 1,3 \text{ [KN/ml]}$.

3.3 Ferraillage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

• Calcul du moment sollicitant :

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l$$

$$M_u = (12,42 \times \frac{1,50^2}{2}) + (1,75 \times 1,50) = 16,6 \text{ KN.m}$$

Mu = 16,6(KN.m)

• Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,6 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,081 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,081 \Rightarrow \beta = 0,957$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,6 \times 10^3}{0,957 \times 12 \times 348} = 4,15 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit 5HA12 = 5,65 cm² avec un espacement St= 20[cm].

- **Armature de répartition :**

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

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 = 3,14[\text{cm}^2] \quad \text{avec } S_t = 25[\text{cm}]$$

3.4 Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot (100) \cdot (12) = 1,45\text{cm}^2$$

$$A = 5,65\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,45\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

b) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91).....[2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.42 \times 1,50 \times 1 + 1,75 \times 1 = 20,38 \text{ KN}$$

$$V_u = 20,38 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20,38 \times 10^3}{1000 \times 120} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.17 \text{ Mpa.}$$

$$0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots\dots \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

c) **L'adhérence des barres** : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de : $\bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ;$$

Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Dans le sens yy

$$\sum U_i = 3,14 \times 5 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,38 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 1 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entrainement des barres}$$

d) **Longueur de scellement droit** : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su}

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ; Donc : $L_c = 18\text{cm}$

e) Espacement des armatures

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales** ———→ $St < \min \{2h ; 25\text{cm}\}$

$St=20\text{ cm} < 25\text{ cm} \dots\dots\dots\sqrt$

- **Armatures de répartition** ———→ $St < \min \{2h ; 25\text{cm}\}$

$St=25\text{ cm} < 25\text{ cm} \dots\dots\dots\sqrt$

3.5 Vérification à l'ELS

Calcul du moment sollicitant

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = 8,81 \times \frac{1,50^2}{2} + 1,3 \times 1,50$$

$M_s = 11,86 \text{ [KN.m]}$

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art. A.5.3,2 /BAEL91).....[2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

b) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{5,65}{100 \times 12} \times 100 = 0.47$$

$$\rho_1 = 0.47 \quad k_1 = 19,72 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.856$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11,86 \times 10^6}{0.856 \times 120 \times 565} \quad ; \quad \text{Donc} : \sigma_{st} = \underline{204,353 \text{Mpa}}$$

$$\sigma_s = 204,353 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad ; \quad \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{204,353}{19,72} \quad \text{Donc} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \underline{10,36 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 10,36 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

c) Etat limite de déformation : (Art B.6.8, 424 /BAEL 91).....[2]

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 \quad \geq \quad \frac{1}{16} = 0.0625. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,12 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{11,86}{15 \times 21,77} = 0,036 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : Les balcons seront ferrailés comme suit

- Armature principales : **5HA12 avec $e=20$ cm**
- Armatures secondaire : **4HA10 avec $e=25$ cm**

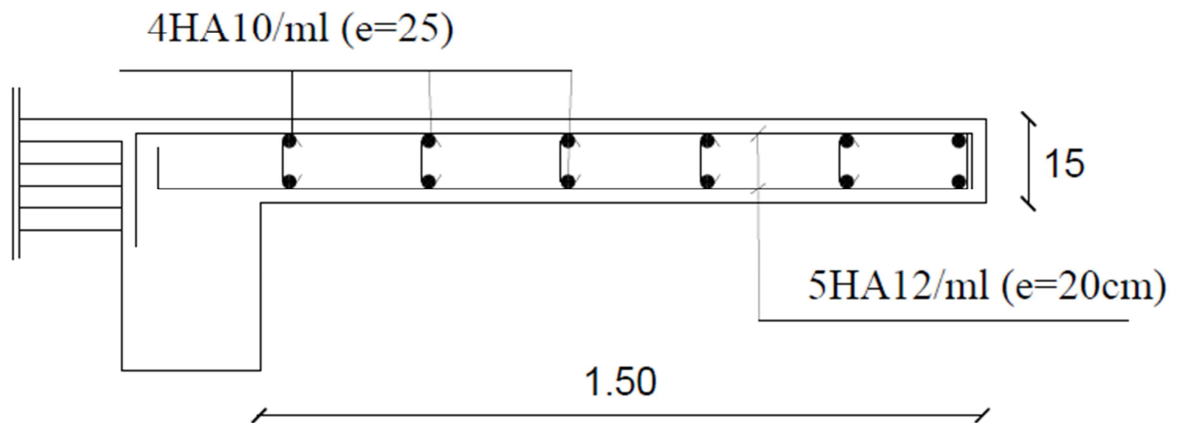


Fig 3.2 : schéma de ferrailage des balcons

Introduction :

Notre immeuble comporte deux cages d'ascenseurs identiques de Caractéristiques :

La vitesse est $v=1\text{m/s}$

La surface de la cabine est $S = (1,25 \times 1,60) = 2,00 \text{ m}^2$

La hauteur de la cabine est 2,20 m

La charge que peut contenir la cabine est de (6) personnes au maximum.

(à raison de 4 personnes par 1.20 m^2)

La charge totale que transmet le système de levage et de la cabine est $q= 8 \text{ Tonnes}$.

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

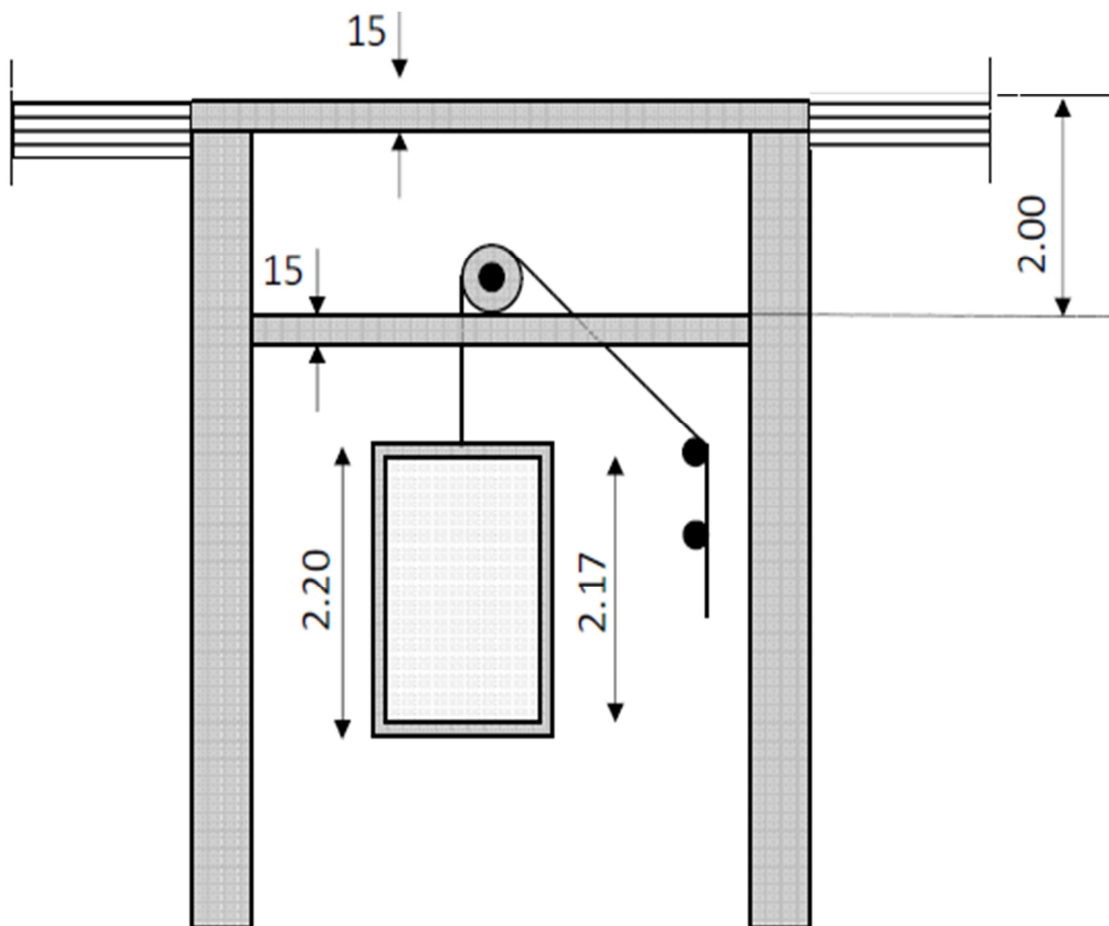


Fig 3.1 : coupe verticale de la cage d'ascenseur

3.1 Calcul de la dalle de la salle machine :

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée. Son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens.

$$M01=q.(M1+ \nu.M2)$$

$$M02=q.(M2+ \nu.M1)$$

Avec :

M1 et M2 : valeurs lues dans les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports $\frac{l_x}{l_y}$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

U, V : cotés de la surface réduite.

ν : Coefficient de poisson qui égal à :

$$\nu = 0 \dots\dots\dots \text{à l'ELU}$$

$$\nu = 0.2 \dots\dots\dots \text{à l'ELS}$$

$$h \geq \frac{L_x}{30} \Rightarrow h \geq \frac{160}{30} \Rightarrow h \geq 5,33 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 12 cm.

Nous opterons pour $h_t = 15 \text{ cm}$.

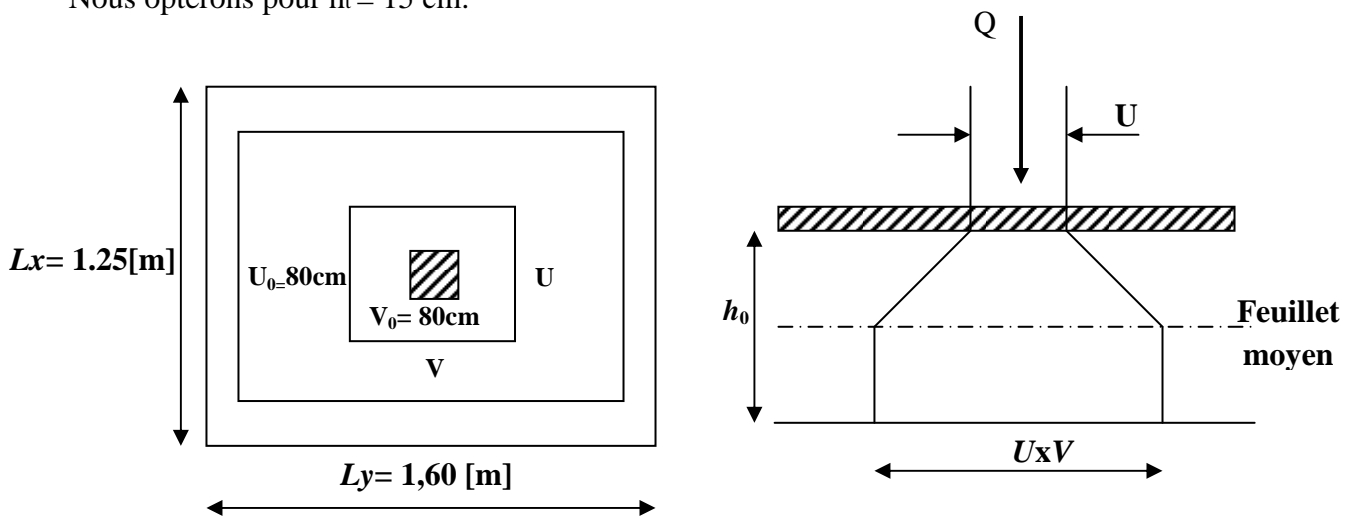


Fig 3.2 : Diffusion de charges dans le feuillet moyen.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,25}{1,60} = 0.781$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

- $U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$.
- $V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$

H_0 : épaisseur de la dalle. ($h_0 = 15$ cm)

e : épaisseur du revêtement

ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton ou analogue.

U_0, V_0 : cotés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80$ cm).

$$U = 80 + 2 \times 0 + 15 = \mathbf{0,95m}$$

$$V = 80 + 2 \times 0 + 15 = \mathbf{0,95m}$$

- **Calcul des efforts:**

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,25}{1,60} = 0,781$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{0,95}{1,25} = 0,8 \quad \& \quad \frac{V}{l_y} = \frac{0,95}{1,60} = 0,6.$$

A partir des abaques de PIGEAUD et après interpolation, nous obtiendrons :

$$M_1 = 0,074$$

$$M_2 = 0,051$$

- **Calcul des moments M_{x1}, M_{y1} du système de levage :**

A l'ELU: $\nu = 0$

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2$$

Avec :

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN/ml}$$

d'où :

$$M_{x1} = 108 \cdot M_1 = 108 \times 0,074 = 7,99 \text{ KN.ml}$$

$$M_{y1} = 108 \cdot M_2 = 108 \times 0,051 = 5,51 \text{ KN.ml}$$

- **$M_{x1} = 7,99 \text{ KN.ml}$ $M_{y1} = 5,51 \text{ KN.ml}$**

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle:**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Avec :

μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ

$$\mu_x = 0,0584$$

$$\mu_y = 0,5608$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

d'ou:

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,34 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,99 + 0,6 = 8,59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,51 + 0,34 = 5,85$$

$$M_x = 8,59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5,85 \text{ KN.m}$$

3.2 **Ferraillage:**

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement

- **Sens x-x :**

Aux appuis:

$$M_a = 0,3 \times 8,59 = 2,577 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,577 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,01$$

$$\mu_a = 0,01 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.9}$$

$$\mu_a = 0,01 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{tx} = \frac{M_a}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_s} = \frac{2,577 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2.$$

Soit: **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement de : St=25cm

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 8,59 = 7,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,30 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,03$$

$$\mu_t = 0,03 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_t = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,30 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²**. Avec un espacement de : St=25cm

- **Sens y-y :**

Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 5,85 = 1,755 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,755 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,007$$

$$\mu_a = 0,007 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.9}$$

$$\mu_a = 0,007 \Rightarrow \beta = 0,9965$$

$$A_{tx} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,755 \times 10^3}{0,9965 \times 13 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2.$$

Soit: **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement de : St=25cm

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 5,85 = 4,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,97 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,021$$

$$\mu_t = 0,021 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,9895$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,97 \times 10^3}{0,9895 \times 13 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement de ; St=25cm

3.3 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL91) :

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence $W_0 = 0.8\text{‰}$ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - a)}{2} \quad a = \frac{l_x}{l_y} = 0,781$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,8 \text{‰}$)

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,0008 \times 100 \times 15 \frac{(3 - 0,781)}{2} = 1,331 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{qu}{2(U + V)} = \frac{108,5}{2(0,95 + 0,95)} = 28,55 \text{ KN}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{qu}{3A} = \frac{108}{3 \times 0,95} = 37,89 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad \tau_u = \frac{37,89 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

Armatures Ax //Lx :

$$S_t = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Armatures Av //Lv :

$$S_t = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Diamètre minimal des barres :

On doit vérifiée que : $\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\Phi_{\max} = 10\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \implies \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification du non poinçonnement : CBA 93 (Art A.5.2.4.2) :

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

$$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Le périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (0,95+0,95) = 3,8\text{m}$$

AN :

$$0,045 \times 3,8 \times 0,15 \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 427,5 \text{ KN} \geq 108\text{KN}$$

La condition est vérifiée → on considère qu'aucune armature particulière n'est nécessaire (la charge localisée est éloignée des bords de la dalle).

3.4 Vérifications à l'ELS :**• Moments engendrés par le système de levage :**

$$q_s = G + Q = 60 + 0 = 80 \text{ KN/ml}$$

$$M_{X1} = q_s \cdot (M1 + \nu M2) = M_{X1} = 80 \times (0,074 + 0,2 \times 0,051) = 6,736 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1} = q_s \cdot (M2 + \nu M1) = M_{Y1} = 80 \times (0,051 + 0,2 \times 0,074) = 5,264 \text{ KN.m}$$

$$M_{x1} = 6,736 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 5,264 \text{ KN.m}$$

- **Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho \begin{cases} \mu_x = 0,065 \\ \mu_y = 0,6841 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,065 \times 4,75 \times 1,25^2 = 0,482 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,6841 \times 0,482 = 0,330 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = 0,482 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,330 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,218 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,594 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

- **Sens x-x:**

Moments aux appuis : $M_a = 2,165 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 6,135 \text{ KN.m}$

- **Sens y-y :**

Moments aux appuis : $M_a = 1,678 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 4,754 \text{ KN.m}$

- a) **Vérification des contraintes de compression dans le béton : (A.4.5.2 BEAL91):**

Pour se dispenser de cette vérification, on peut vérifier simplement pour (α) position de l'axe neutre que:

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \longrightarrow \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- suivant x-x :

Sur appuis :

$$\gamma = \frac{2,577}{2,165} = 1,19 \quad \text{Avec : } \mu = 0,01 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 < \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345$$

En travée :

$$\gamma = \frac{2,577}{2,165} = 1,19 \quad \text{Avec : } \mu = 0,03 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,0381 < \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345$$

- suivant y-y :

Sur appuis :

$$\gamma = \frac{5,85}{5,594} = 1,05 \quad \text{Avec } \mu = 0,007 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0088$$

$$\alpha = 0,0088 < \frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275$$

$$\gamma = \frac{5,85}{5,594} = 1,05$$

**En
tra
vée
:**

$$\text{Avec } \mu = 0,007 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,021$$

$$\alpha = 0,021 < \frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275$$

- b) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire

c) Vérification de la flèche :(B.6.5.2BEAL91)

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyé sur quatre cotés, on peut se dispenser de calcule De la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées. Puisque c'est le cas, alors il est inutile de calculer la flèche :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{125} = 0,12 \geq \frac{6,135}{20 \times 7,218} = 0,0425$$

..... Condition vérifiée

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{400} = 0,005$$

..... Condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

3.5 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

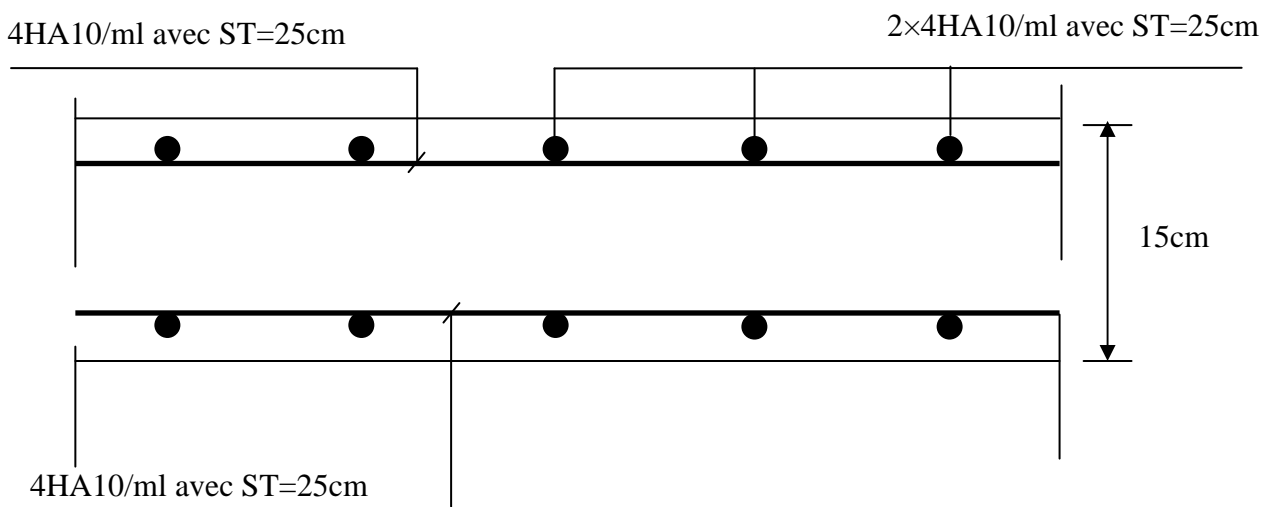


Fig 3.3 : Ferrailage de la dalle dans le sens x-x.

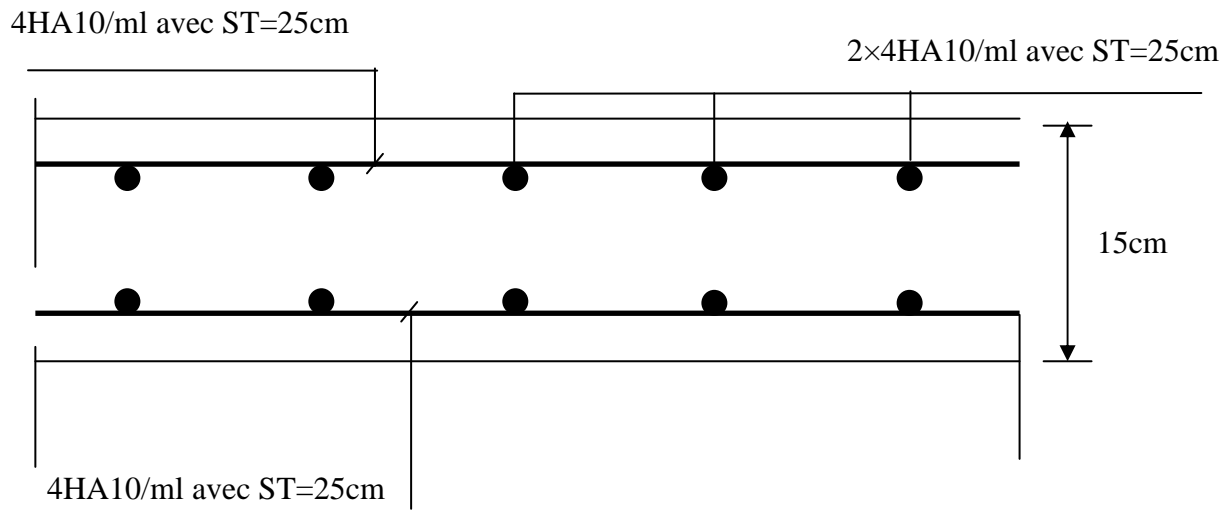


Fig 3.4 : Ferrailage de la dalle dans le sens y-y.

CHAPITRE 4

Etude du Contreventement

Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- b) du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,
- c) des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certains cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques; pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

La conception d'un système structural adéquat est basée sur un ensemble de critères qui sont les suivants :

- Le type de la construction, c-à-d. l'usage (ex. habitation).
- Les matériaux constitutifs (ex. béton armé).
- La zone sismique (ex. zone IIa).
- La disposition judicieuse des éléments structuraux tels que les voiles, de manière à avoir une répartition uniforme des masses et des rigidités suivant le plan, pour assurer la stabilité d'ensemble.
- Un **pré-dimensionnement (reste à vérifier)** offrant à la structure, une rigidité en élévation plus ou moins uniforme et une interaction verticale et horizontale admissible entre les voiles et les portiques.

4.1 Caractéristiques géométriques des voiles :

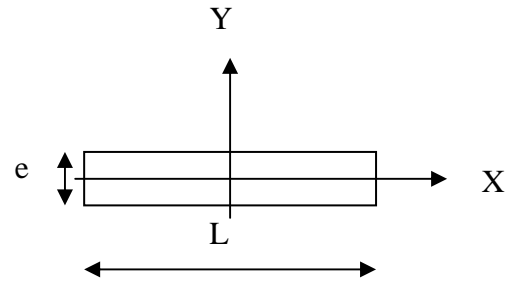
4.1.1 Inertie des voiles :

- Voiles longitudinaux :

$$I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \lll I_y \Rightarrow \text{On néglige l'inertie}$$

des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)



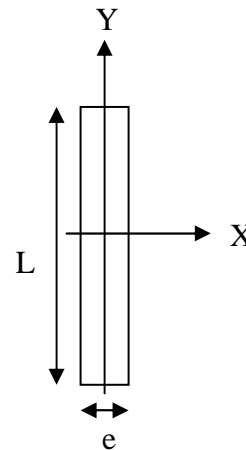
Refend longitudinal

- Voiles transversaux :

$$I_x = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L.e^3}{12} \ll I_x \Rightarrow \text{On néglige l'inertie}$$

des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)



Refend transversal

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveaux ou la section des poteaux est de (30X30).

Tableau 4.1 : Calcul de l'inertie des voiles sens transversal.

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
S.SOL - 9	VT1	4,00	0,20	1,0667	3,8875
	VT2	4,00	0,20	1,0667	
	VT3	3,20	0,20	0,5461	
	VT4	3,20	0,20	0,5461	
	VT5	1,60	0,20	0,0683	
	VT6	1,60	0,20	0,0683	
	VT7	1,60	0,20	0,0683	
	VT8	1,60	0,20	0,0683	
	VT9	1,80	0,20	0,0972	
	VT10	1,80	0,20	0,0972	
	VT11	1,80	0,20	0,0972	
	VT12	1,80	0,20	0,0972	

Tableau 4.2 : Calcul de l'inertie des voiles sens longitudinal.

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
S.SOL - 9	VL1	2,00	0,2	0,1333	1,0923
	VL2	2,00	0,2	0,1333	
	VL3	2,00	0,2	0,1333	
	VL4	2,00	0,2	0,1333	
	VL5	1,60	0,2	0,0683	
	VL6	1,60	0,2	0,0683	
	VL7	1,60	0,2	0,0683	
	VL8	1,60	0,2	0,0683	
	VL9	1,80	0,2	0,0972	
	VL10	1,80	0,2	0,0972	
	VL11	1,40	0,2	0,0457	
	VL12	1,40	0,2	0,0457	

4.2 Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **(1)tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau) .

En fixant l'inertie du refend à **1[m⁴]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

4.3 Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I= 1[m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode

Du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (V.3), au dessous est donnée par :

$$f = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

S_i : surface du trapèze.

X_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3 \cdot (b_i + b_{i+1})}$$

Flèche dans les refonds (Moments des aires) :

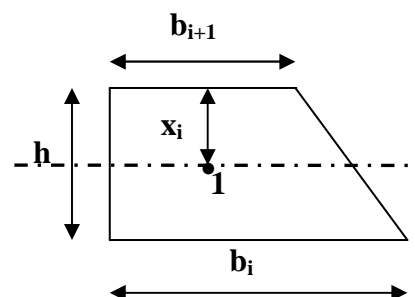


Tableau 4.3 : Flèche dans les refends (Moments des aires)

Niveau	H(m)	bi(m)	b _{i+1} (m)	di(m)	Si(m ²)	di × Si(m ³)	∑Si × di = EI · f _i
11	3,06	3,06	0,00	2,040	4,682	9,551	64216,676
10	3,06	9,18	3,06	1,785	18,727	33,428	56508,649
9	3,06	18,36	9,18	1,700	42,136	71,632	48834,050
8	3,06	30,60	18,36	1,658	74,909	124,161	41250,184
7	3,06	45,90	30,60	1,632	117,045	191,017	33843,009
6	3,06	64,26	45,90	1,615	168,545	272,200	26727,135
5	3,06	85,68	64,26	1,603	229,408	367,709	20045,827
4	3,06	110,16	85,68	1,594	299,635	477,544	13970,998
3	3,06	137,70	110,16	1,587	379,226	601,705	8703,219
2	4,08	169,32	137,7	2,110	626,321	1321,558	4471,709
1	3,00	203,94	169,32	1,546	559,890	865,800	865,800

$$f_1 = \frac{[s_1 \cdot d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{865,800}{EI}$$

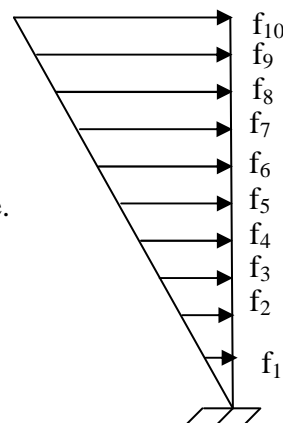
$$f_2 = \frac{[s_2 \cdot d_2 + s_1 \cdot (d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{4471,709}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3 \cdot d_3 + s_2 \cdot (d_2 + h_3) + s_1 \cdot (d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{8703,219}{EI}$$

$$f_4 = \frac{13970,998}{EI} \quad f_5 = \frac{20045,827}{EI} \quad f_6 = \frac{26727,135}{EI} \quad f_7 = \frac{33843,009}{EI}$$

$$f_8 = \frac{41250,184}{EI} \quad f_9 = \frac{48834,050}{EI} \quad f_{10} = \frac{56508,649}{EI} \quad f_{11} = \frac{64216,676}{EI}$$

Fig 4.1 : Schématisation de la flèche.



4.4 Calcul du déplacement des portiques :

❖ La translation est donnée par :

$$\Delta_n = \Psi_n \times h \quad \text{Avec :}$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{p_n}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}.$$

h : Hauteur d'étage considéré en (m)

$\sum K_{p_n}$: Somme des raideurs des poteaux au niveau « n » en (m³).

$$\sum K_{p_n} = \sum \frac{I_{p_n}}{h} ;$$

I_{p_n} : Inertie des poteaux du niveau « n ».

M_n : Moment d'étage en (t.m).

$$M_n = T_n \times h ;$$

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

❖ La rotation est donnée par :

Pour les niveaux supérieurs :

$$E\theta_{\text{sup}} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_t}.$$

Pour le premier niveau :

$$E\theta_{1er} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p2}} \quad (\text{Poteau encastré à sa base}).$$

$\sum K_{t_n}$: Somme des raideurs des poutres au niveau « n » en (m³).

$$\sum K_{t_n} = \sum \frac{I_{t_n}}{L} ;$$

I_{t_n} : Inertie des poutres du niveau « n ».

L : Portée libre des poutres.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont **résumées** dans les tableaux suivants.

Tableau 4.4 : Inertie fictive des portiques longitudinaux

niv	portique	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-3}$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_i \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^3$	EF_i	$I_{eiy}(m^4)$	$\Sigma I_{eiy}(m^4)$
9	A-A	0	3,06	1,544	2,597	0,049	0,263	0,806	34,775	64216,676	1,847	10,796
	B-B	0	3,06	1,544	2,597	0,049	0,263	0,806	34,775		1,847	
	C-C	0	3,06	1,544	2,597	0,049	0,263	0,806	34,775		1,847	
	D-D	0	3,06	1,544	2,597	0,049	0,263	0,806	34,775		1,847	
	E-E	0	3,06	1,544	2,597	0,049	0,263	0,806	34,775		1,847	
	F-F	0	3,06	1,323	1,743	0,073	0,339	1,037	41,091		1,563	
8	A-A	3,06	6,12	1,544	2,597	0,147	0,527	1,612	33,970	56508,649	1,664	9,728
	B-B	3,06	6,12	1,544	2,597	0,147	0,527	1,612	33,970		1,664	
	C-C	3,06	6,12	1,544	2,597	0,147	0,527	1,612	33,970		1,664	
	D-D	3,06	6,12	1,544	2,597	0,147	0,527	1,612	33,970		1,664	
	E-E	3,06	6,12	1,544	2,597	0,147	0,527	1,612	33,970		1,664	
	F-F	3,06	6,12	1,323	1,743	0,219	0,678	2,075	40,054		1,411	
7	A-A	6,12	9,18	1,544	2,597	0,245	0,788	2,410	32,358	48834,050	1,509	8,832
	B-B	6,12	9,18	1,544	2,597	0,245	0,788	2,410	32,358		1,509	
	C-C	6,12	9,18	1,544	2,597	0,245	0,788	2,410	32,358		1,509	
	D-D	6,12	9,18	1,544	2,597	0,245	0,788	2,410	32,358		1,509	
	E-E	6,12	9,18	1,544	2,597	0,245	0,788	2,410	32,358		1,509	
	F-F	6,12	9,18	1,323	1,743	0,366	1,014	3,101	37,979		1,286	

6	A-A	9,18	12,24	2,86	2,633	0,339	0,744	2,277	29,948	41250,184	1,377	8,070
	B-B	9,18	12,24	2,86	2,633	0,339	0,744	2,277	29,948		1,377	
	C-C	9,18	12,24	2,86	2,633	0,339	0,744	2,277	29,948		1,377	
	D-D	9,18	12,24	2,86	2,633	0,339	0,744	2,277	29,948		1,377	
	E-E	9,18	12,24	2,86	2,633	0,339	0,744	2,277	29,948		1,377	
	F-F	9,18	12,24	2,452	1,768	0,505	0,993	3,038	34,878		1,183	
5	A-A	12,24	15,3	2,86	2,633	0,436	0,930	2,846	27,671	33843,009	1,223	7,178
	B-B	12,24	15,3	2,86	2,633	0,436	0,930	2,846	27,671		1,223	
	C-C	12,24	15,3	2,86	2,633	0,436	0,930	2,846	27,671		1,223	
	D-D	12,24	15,3	2,86	2,633	0,436	0,930	2,846	27,671		1,223	
	E-E	12,24	15,3	2,86	2,633	0,436	0,930	2,846	27,671		1,223	
	F-F	12,24	15,3	2,452	1,768	0,649	1,241	3,798	31,839		1,063	
4	A-A	15,3	18,36	2,86	2,633	0,533	1,116	3,415	24,825	26727,135	1,077	6,336
	B-B	15,3	18,36	2,86	2,633	0,533	1,116	3,415	24,825		1,077	
	C-C	15,3	18,36	2,86	2,633	0,533	1,116	3,415	24,825		1,077	
	D-D	15,3	18,36	2,86	2,633	0,533	1,116	3,415	24,825		1,077	
	E-E	15,3	18,36	2,86	2,633	0,533	1,116	3,415	24,825		1,077	
	F-F	15,3	18,36	2,452	1,768	0,793	1,489	4,557	28,042		0,953	
3	A-A	18,36	21,42	2,86	2,633	0,630	1,297	3,969	21,410	20045,827	0,936	5,535
	B-B	18,36	21,42	2,86	2,633	0,630	1,297	3,969	21,410		0,936	
	C-C	18,36	21,42	2,86	2,633	0,630	1,297	3,969	21,410		0,936	
	D-D	18,36	21,42	2,86	2,633	0,630	1,297	3,969	21,410		0,936	
	E-E	18,36	21,42	2,86	2,633	0,630	1,297	3,969	21,410		0,936	
	F-F	18,36	21,42	2,452	1,768	0,938	1,730	5,294	23,484		0,854	

2	A-A	21,42	24,48	4,88	2,67	0,716	1,182	3,617	17,441	13970,998	0,801	4,773
	B-B	21,42	24,48	4,88	2,67	0,716	1,182	3,617	17,441		0,801	
	C-C	21,42	24,48	4,88	2,67	0,716	1,182	3,617	17,441		0,801	
	D-D	21,42	24,48	4,88	2,67	0,716	1,182	3,617	17,441		0,801	
	E-E	21,42	24,48	4,88	2,67	0,716	1,182	3,617	17,441		0,801	
	F-F	21,42	24,48	4,183	1,793	1,067	1,427	4,366	18,190		0,768	
1	A-A	24,48	27,54	4,88	2,67	0,812	1,338	4,094	13,824	8703,219	0,630	3,778
	B-B	24,48	27,54	4,88	2,67	0,812	1,338	4,094	13,824		0,630	
	C-C	24,48	27,54	4,88	2,67	0,812	1,338	4,094	13,824		0,630	
	D-D	24,48	27,54	4,88	2,67	0,812	1,338	4,094	13,824		0,630	
	E-E	24,48	27,54	4,88	2,67	0,812	1,338	4,094	13,824		0,630	
	F-F	24,48	27,54	4,88	2,67	0,812	1,338	4,094	13,824		0,630	
RDC	A-A	27,54	31,62	3,66	2,67	0,923	1,629	6,646	9,730	4471,709	0,460	2,757
	B-B	27,54	31,62	3,66	2,67	0,923	1,629	6,646	9,730		0,460	
	C-C	27,54	31,62	3,66	2,67	0,923	1,629	6,646	9,730		0,460	
	D-D	27,54	31,62	3,66	2,67	0,923	1,629	6,646	9,730		0,460	
	E-E	27,54	31,62	3,66	2,67	0,923	1,629	6,646	9,730		0,460	
	F-F	27,54	31,62	3,66	2,67	0,923	1,629	6,646	9,730		0,460	
S-SOL	A-A	31,62	34,62	4,97	2,67	0,895	1,028	3,084	3,084	865,800	0,281	1,685
	B-B	31,62	34,62	4,97	2,67	0,895	1,028	3,084	3,084		0,281	
	C-C	31,62	34,62	4,97	2,67	0,895	1,028	3,084	3,084		0,281	
	D-D	31,62	34,62	4,97	2,67	0,895	1,028	3,084	3,084		0,281	
	E-E	31,62	34,62	4,97	2,67	0,895	1,028	3,084	3,084		0,281	
	F-F	31,62	34,62	4,97	2,67	0,895	1,028	3,084	3,084		0,281	

Tableau 4.5 : Inertie fictive des portiques transversaux

niv	portique	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-3}$	$E\vartheta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_i \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^3$	EF_i	$I_{eix}(m^4)$	$\Sigma I_{eix}(m^4)$
9	1-1	0	3,06	1,323	1,62	0,079	0,385	1,178	54,384	64216,676	1,181	8,875
	2-2	0	3,06	1,323	1,62	0,079	0,350	1,071	48,096		1,335	
	3-3	0	3,06	1,323	1,62	0,079	0,350	1,071	49,038		1,310	
	4-4	0	3,06	1,103	1,352	0,094	0,420	1,285	53,327		1,204	
	5-5	0	3,06	1,323	1,62	0,079	0,350	1,071	47,926		1,340	
	6-6	0	3,06	1,323	1,62	0,079	0,350	1,071	47,926		1,340	
	7-7	0	3,06	1,323	1,62	0,079	0,385	1,178	55,101		1,165	
8	1-1	3,06	6,12	1,323	1,25	0,306	0,793	2,428	53,206	56508,649	1,062	7,988
	2-2	3,06	6,12	1,323	1,62	0,236	0,700	2,143	47,024		1,202	
	3-3	3,06	6,12	1,323	1,62	0,236	0,700	2,143	47,967		1,178	
	4-4	3,06	6,12	1,103	1,352	0,283	0,840	2,569	52,042		1,086	
	5-5	3,06	6,12	1,323	1,62	0,236	0,700	2,143	46,854		1,206	
	6-6	3,06	6,12	1,323	1,62	0,236	0,700	2,143	46,854		1,206	
	7-7	3,06	6,12	1,323	1,25	0,306	0,793	2,428	53,922		1,048	
7	1-1	6,12	9,18	1,323	1,25	0,510	1,185	3,625	50,778	48834,05	0,962	7,235
	2-2	6,12	9,18	1,323	1,62	0,394	1,045	3,199	44,881		1,088	
	3-3	6,12	9,18	1,323	1,62	0,394	1,045	3,199	45,824		1,066	
	4-4	6,12	9,18	1,103	1,352	0,472	1,254	3,838	49,473		0,987	
	5-5	6,12	9,18	1,323	1,62	0,394	1,045	3,199	44,711		1,092	
	6-6	6,12	9,18	1,323	1,62	0,394	1,045	3,199	44,711		1,092	
	7-7	6,12	9,18	1,323	1,25	0,510	1,185	3,625	51,494		0,948	

6	1-1	9,18	12,24	2,452	1,27	0,703	1,219	3,731	47,153	41250,184	0,875	6,585
	2-2	9,18	12,24	2,452	1,65	0,541	1,034	3,165	41,682		0,990	
	3-3	9,18	12,24	2,452	1,65	0,541	1,034	3,165	42,625		0,968	
	4-4	9,18	12,24	2,043	1,374	0,650	1,242	3,799	45,636		0,904	
	5-5	9,18	12,24	2,452	1,65	0,541	1,034	3,165	41,512		0,994	
	6-6	9,18	12,24	2,452	1,65	0,541	1,034	3,165	41,512		0,994	
	7-7	9,18	12,24	2,452	1,27	0,703	1,219	3,731	47,869		0,862	
5	1-1	12,24	15,3	2,452	1,27	0,904	1,524	4,663	43,423	33843,009	0,779	5,856
	2-2	12,24	15,3	2,452	1,65	0,695	1,293	3,956	38,518		0,879	
	3-3	12,24	15,3	2,452	1,65	0,695	1,293	3,956	39,460		0,858	
	4-4	12,24	15,3	2,043	1,374	0,835	1,552	4,749	41,836		0,809	
	5-5	12,24	15,3	2,452	1,65	0,695	1,293	3,956	38,348		0,883	
	6-6	12,24	15,3	2,452	1,65	0,695	1,293	3,956	38,348		0,883	
	7-7	12,24	15,3	2,452	1,27	0,904	1,524	4,663	44,139		0,767	
4	1-1	15,3	18,36	2,452	1,27	1,104	1,829	5,596	38,759	26727,135	0,690	5,168
	2-2	15,3	18,36	2,452	1,65	0,850	1,551	4,747	34,562		0,773	
	3-3	15,3	18,36	2,452	1,65	0,850	1,551	4,747	35,505		0,753	
	4-4	15,3	18,36	2,043	1,374	1,021	1,862	5,699	37,087		0,721	
	5-5	15,3	18,36	2,452	1,65	0,850	1,551	4,747	34,392		0,777	
	6-6	15,3	18,36	2,452	1,65	0,850	1,551	4,747	34,392		0,777	
	7-7	15,3	18,36	2,452	1,27	1,104	1,829	5,596	39,476		0,677	

3	1-1	18,36	21,42	2,452	1,27	1,305	2,122	6,495	33,164	20045,827	0,604	4,511
	2-2	18,36	21,42	2,452	1,65	1,005	1,803	5,516	29,815		0,672	
	3-3	18,36	21,42	2,452	1,65	1,005	1,803	5,516	30,758		0,652	
	4-4	18,36	21,42	2,043	1,374	1,206	2,162	6,615	31,388		0,639	
	5-5	18,36	21,42	2,452	1,65	1,005	1,803	5,516	29,645		0,676	
	6-6	18,36	21,42	2,452	1,65	1,005	1,803	5,516	29,645		0,676	
	7-7	18,36	21,42	2,452	1,27	1,305	2,122	6,495	33,880		0,592	
2	1-1	21,42	24,48	4,183	1,289	1,484	2,070	6,335	26,669	13970,998	0,524	3,884
	2-2	21,42	24,48	4,183	1,671	1,145	1,709	5,228	24,299		0,575	
	3-3	21,42	24,48	4,183	1,671	1,145	1,709	5,228	25,242		0,553	
	4-4	21,42	24,48	3,486	1,396	1,370	1,919	5,871	24,773		0,564	
	5-5	21,42	24,48	4,183	1,671	1,145	1,709	5,228	24,129		0,579	
	6-6	21,42	24,48	4,183	1,671	1,145	1,709	5,228	24,129		0,579	
	7-7	21,42	24,48	4,183	1,289	1,484	2,070	6,335	27,385		0,510	
1	1-1	24,48	27,54	4,183	1,289	1,682	2,346	7,177	20,334	8703,219	0,428	3,114
	2-2	24,48	27,54	4,183	1,671	1,297	1,935	5,920	19,071		0,456	
	3-3	24,48	27,54	4,183	1,671	1,297	1,935	5,920	20,014		0,435	
	4-4	24,48	27,54	4,183	1,671	1,297	1,935	5,920	18,901		0,460	
	5-5	24,48	27,54	4,183	1,671	1,297	1,935	5,920	18,901		0,460	
	6-6	24,48	27,54	4,183	1,671	1,297	1,935	5,920	18,901		0,460	
	7-7	24,48	27,54	4,183	1,289	1,682	2,346	7,177	21,050		0,413	

RDC	1-1	27,54	31,62	3,137	1,289	1,912	2,333	9,518	13,156	4471,709	0,340	2,353
	2-2	27,54	31,62	3,137	1,671	1,475	2,239	9,137	13,151		0,340	
	3-3	27,54	31,62	3,137	1,671	1,475	2,373	9,680	14,093		0,317	
	4-4	27,54	31,62	3,137	1,671	1,475	2,215	9,039	12,981		0,344	
	5-5	27,54	31,62	3,137	1,671	1,475	2,215	9,039	12,981		0,344	
	6-6	27,54	31,62	3,137	1,671	1,475	2,215	9,039	12,981		0,344	
	7-7	27,54	31,62	3,137	1,289	1,912	2,434	9,930	13,873		0,322	
S-SOL	1-1	31,62	34,62	4,266	1,671	1,073	1,213	3,639	3,639	865,8	0,238	1,528
	2-2	31,62	34,62	4,266	1,671	1,324	1,338	4,014	4,014		0,216	
	3-3	31,62	34,62	4,266	1,671	1,590	1,471	4,414	4,414		0,196	
	4-4	31,62	34,62	4,266	1,671	1,276	1,314	3,942	3,942		0,220	
	5-5	31,62	34,62	4,266	1,671	1,276	1,314	3,942	3,942		0,220	
	6-6	31,62	34,62	4,266	1,671	1,276	1,314	3,942	3,942		0,220	
	7-7	31,62	34,62	4,266	1,671	1,276	1,314	3,942	3,942		0,220	

4.5 Interprétation des résultats :

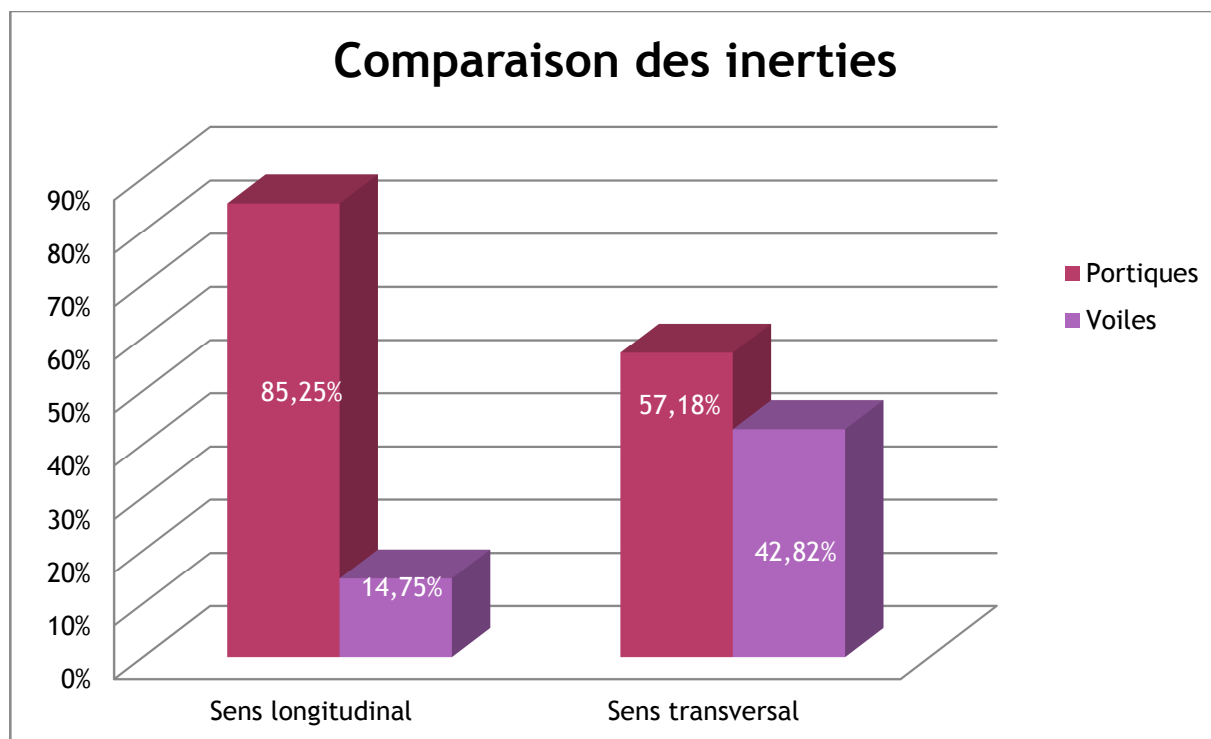
4.5.1 Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

- **Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.**

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portiques	6,315	85,25%
Voiles	1,0923	14,75%
Voiles+Portiques	7,4073	100%

- **Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.**

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	5,191	57,18%
Voiles	3,8875	42,82%
Voiles+Portiques	9,0785	100%



➤ **Conclusion :**

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement $R=5$ (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)

Rappel :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

CHAPITRE 5

Modélisation et Vérification RPA

Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté.

Pour cela, les ingénieurs essayant de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

5.1 Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

Voilà la complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux forces horizontales engendrées particulièrement par le séisme, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

L'*ETABS* est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adaptées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

L'*ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). Il permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000...)

5.2 Choix de la méthode de calcul :

5.2.1 Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions, se fait à l'aide des deux méthodes :

Par la méthode statique équivalente.

Par la méthode d'analyse modale spectrale.

5.2.2 Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et IIa et à 30m en zones IIb et III. Dans notre cas le bâtiment est classé irrégulier en plan (vérifiés dans ce chapitre).
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur en (a), la condition complémentaire suivante :

Zone IIa : groupes d'usage 2, si hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m
Dans notre cas la hauteur de bâtiment est supérieure à 7 niveaux et 23m.

Conclusion :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

5.2.3 Condition d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

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

Conclusion :

La méthode qui convient dans notre cas, est la méthode modale spectrale

5.2.4 Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

5.3 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Étape 1 : La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure****a) Choix des unités :**

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN** et **m** comme unités de base pour les forces et les déplacements.

**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.

(Dans notre cas nous avons 7 lignes suivant x-x)

- Le nombre de portique suivant y-y.

(Dans notre cas nous avons 6 lignes suivant y-y)

- Le nombre des étages. (11 niveaux R+9+SS)

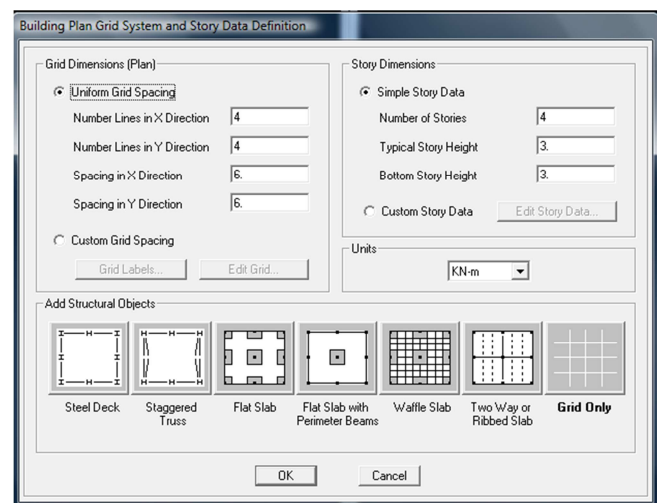


Fig 5.1 : géométrie de base.

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton **Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid**

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit Story Data**.

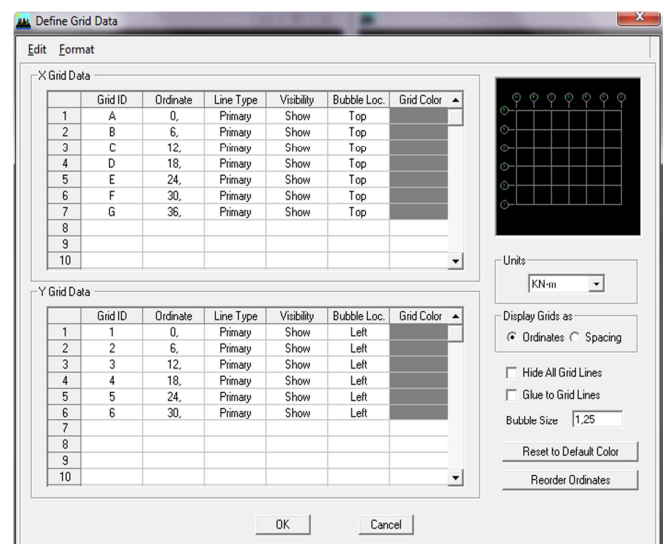


Fig 5.2 : Modification des longueurs des trames

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y**, **X-Z**, **Y-Z**.

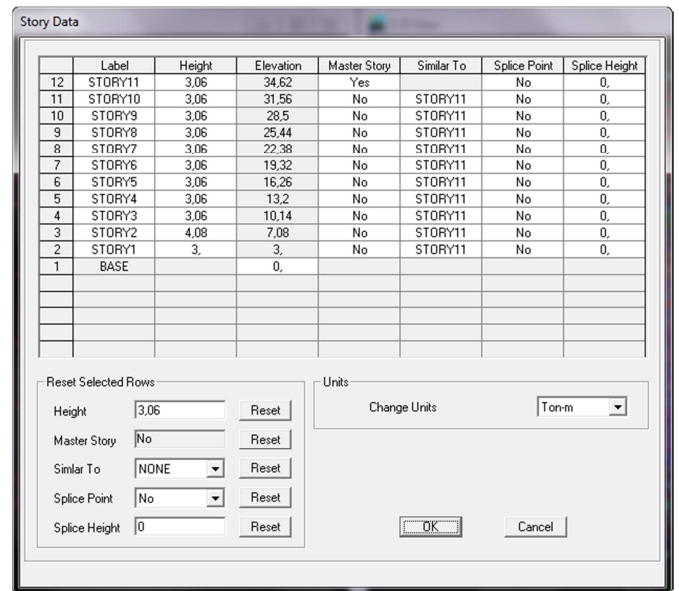


Fig 5.3 : Modification des hauteurs

Etape 2: La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionnant **Add new material** et on écrit **BETON** dans la case **Material name**, et on apporte les modifications inscrites dans la **fig.6**.

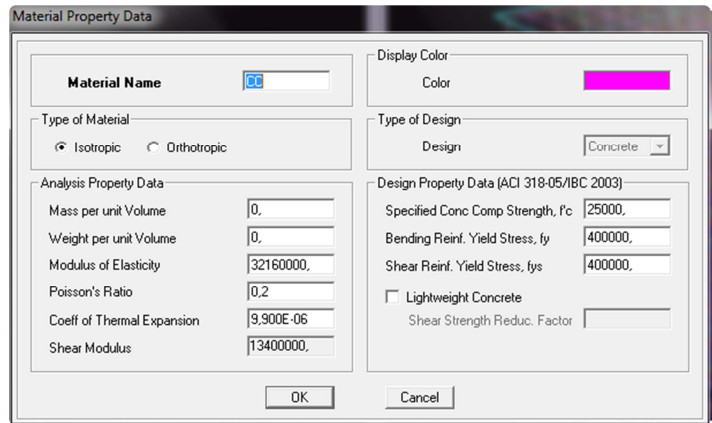
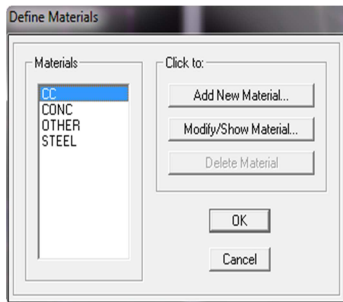


Fig5.4 : définir un nouveau matériau

Fig5.5 : introduction des propriétés mécanique du béton

Etape 3: La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**POUT/P**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

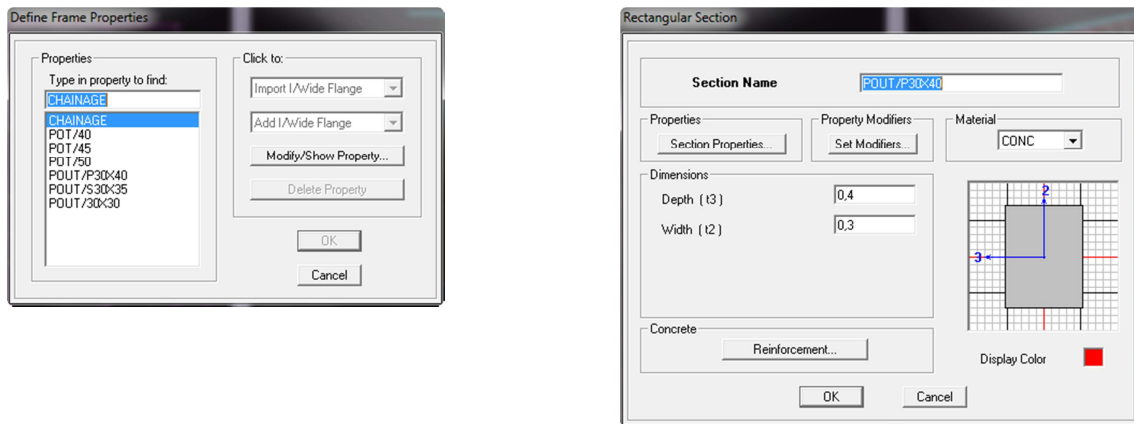


Fig 5.6 : dimensionnement des éléments.

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- ❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

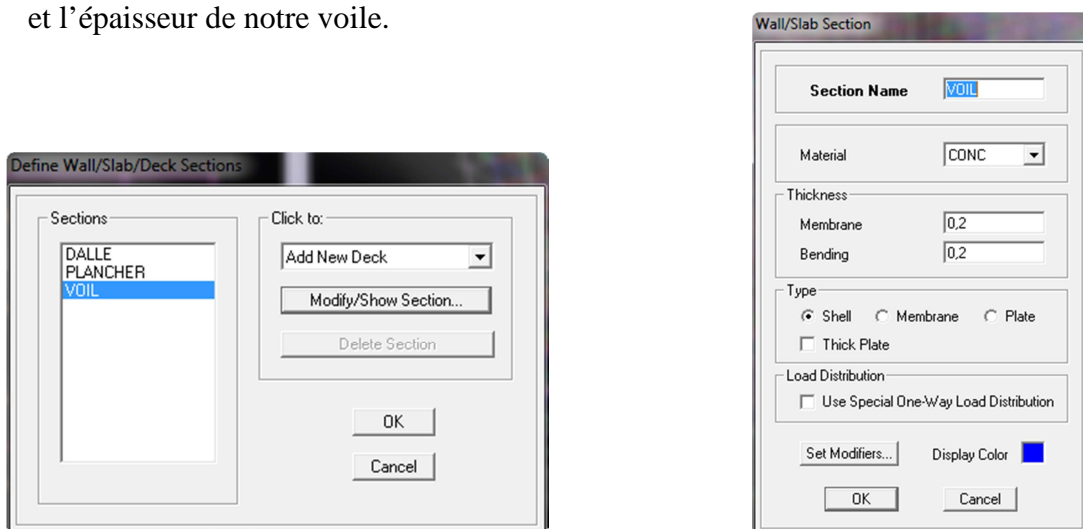


Fig5.7 : dimensionnement des voiles et dalle pleine.

Étape 4 : Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

a) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

• **Données à introduire dans le logiciel :**

Coefficient d'accélération de zone (**A**) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa)

Coefficient comportement de la structure (**R**) : (Mixte portique/voile avec interaction)

Facteur de qualité (**Q**) :

$$Q=1+\sum P_q = 1.15$$

Coefficient d'amortissement(%) = 7%

Catégorie de site : **S2**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône :



Interface de Calcul de Sa/g selon le RPA 99 V2003 par Mr CHEKIRED . Abdenno...

Coefficients Dynamiques :

Coefficient d'accélération de zone A	A	0.15
Coef de comportement de la structure R	R	5
Facteur de qualité Q	Q	1.15
Coefficient d'amortissement (%)	ξ	7
Catégorie du Site (1 / 2 / 3 / 4)		2
Temps maximal de calcul (secondes)		2
Increment de Calcul (secondes)		0.1
Nom du Fichier Résultats	RPA	

T	Sa/g
0	0,1875
0,1	0,1258
0,2	0,095
0,3	0,095
0,4	0,095
0,5	0,0819
0,6	0,0725
0,7	0,0654
0,8	0,0598
0,9	0,0553
1	0,0516
1,1	0,0484
1,2	0,0457
1,3	0,0433
1,4	0,0412
1,5	0,0393
1,6	0,0377
1,7	0,0362
1,8	0,0348
1,9	0,0336

Sauvegarde Fichier Format SAP2000 Sauvegarde Fichier Format ETABS

Fig 5.8 : le spectre de réponse de calcul.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on donne un nom pour le fichier et on clique sur l'icône **Sauvegarde fichier format ETABS**.

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Add Spectrum from file**

Function Damping Rate: Coefficient d'amortissement (%)

Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Sélectionner : **Period vs value**

En suite **Browse** → **selectionner le fichier**

RPA → **Display Graph** → **ok**

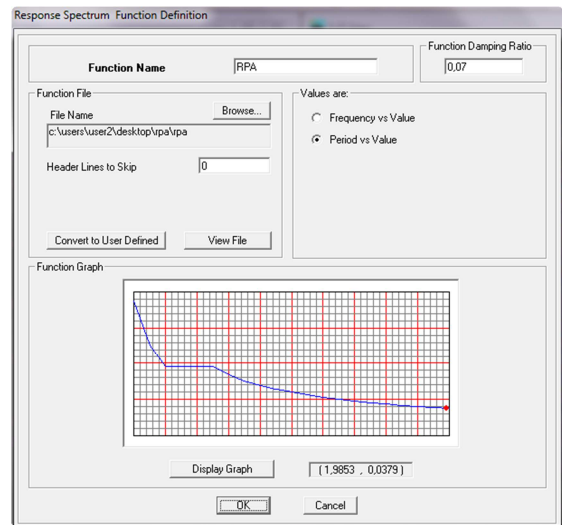


Fig 5.9 : Injection du spectre.

➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

➤ **Define** → **Responses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

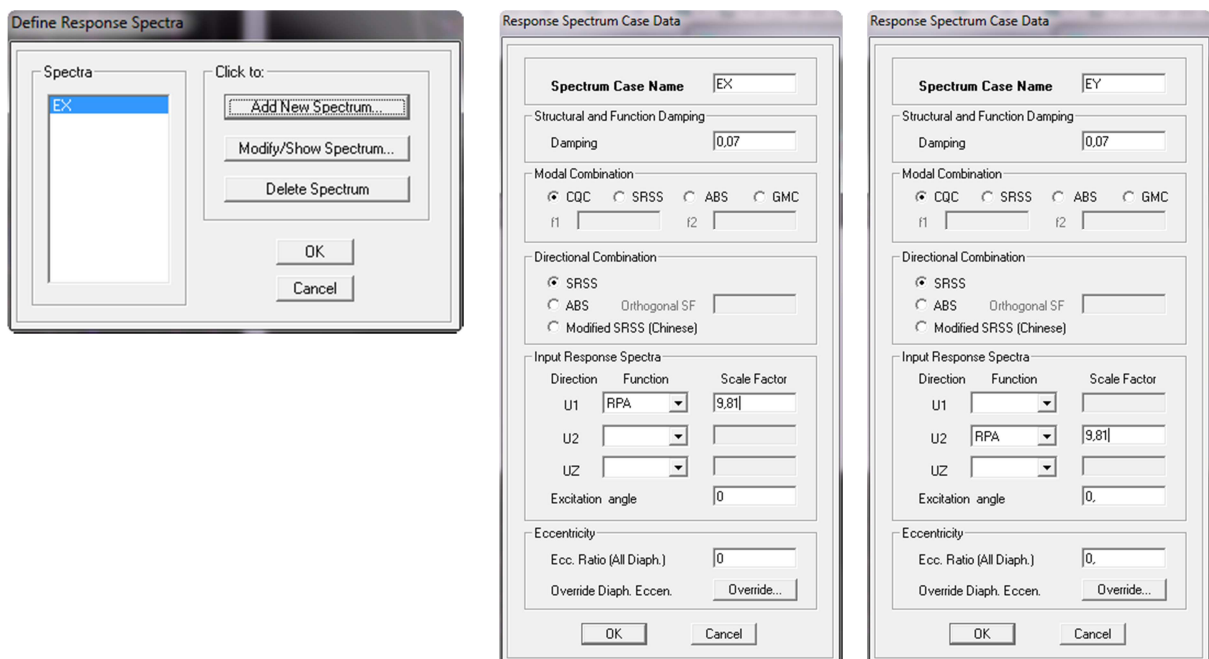


Fig 5.10 : Définition du chargement EX et EY (séisme).

Dans la partie ***Input response spectra***, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales.

b) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : ***Define Load Cases***.

❖ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

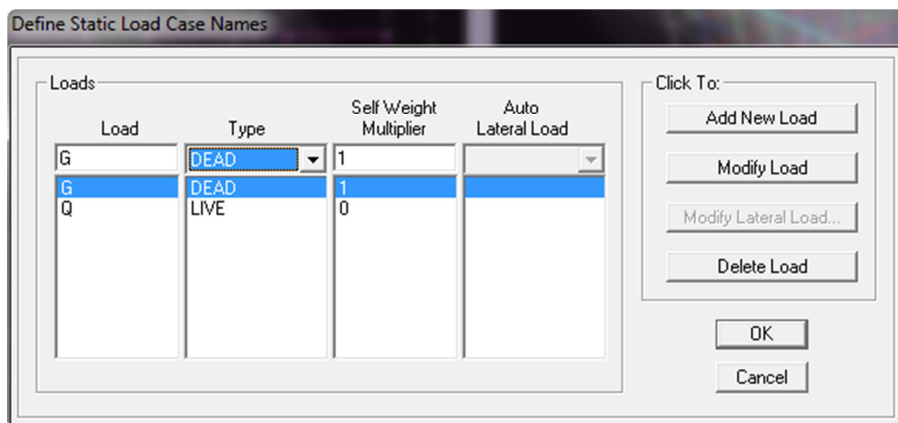
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

❖ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



Etape 5 : Définition des charges statiques (G, Q) :

Dans notre cas on charge directement le plancher.

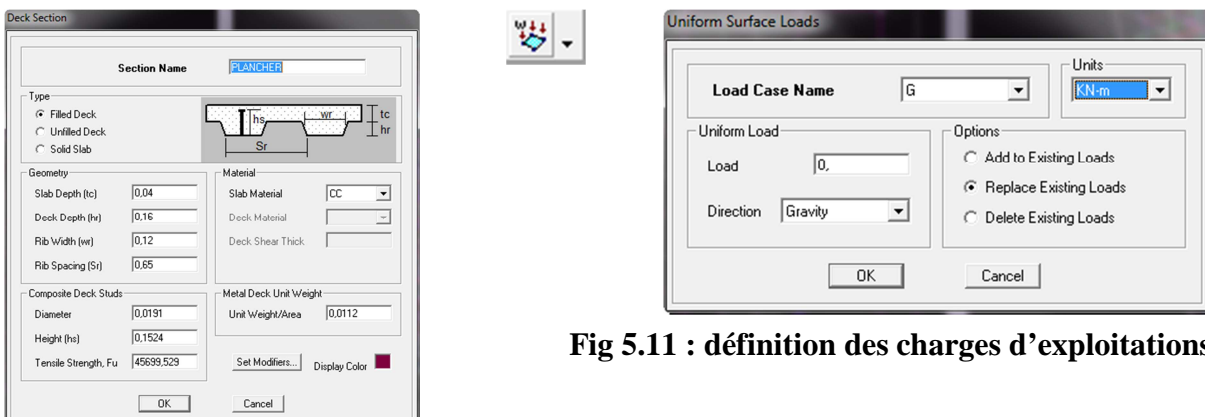


Fig 5.11 : définition des charges d'exploitations G et Q.

Après sélectionner les plancher on clic sur *Assign* → *Shell/Area Load* → *Uniform* spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), on introduit la valeur de la charge calculé dans le chapitre **II** pour chaque étage.

Étape 6 : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE: $G + Q + Ex$

GQE: $G + Q + Ey$

0.8GE: $0.8G + Ex$

0.8GE: $0.8G + Ey$

➤ **Combinaisons de poids :**

G0.2Q : $G + 0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → *load Combinations* → *Add New Combo*

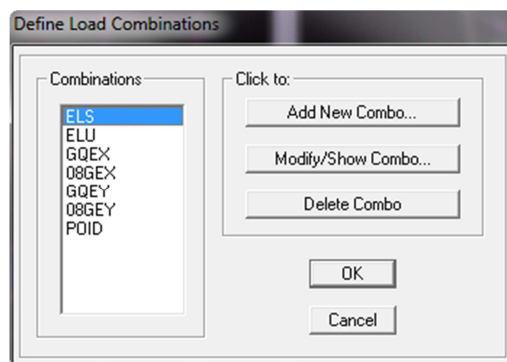


Fig 5.12 : Introduction des combinaisons d'actions.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Étape 7 : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUI :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → **Joint Point** → **Restraints (Supports)**

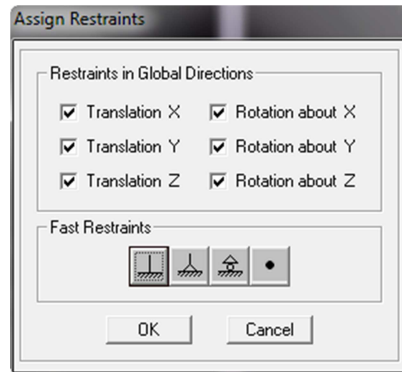


Fig 5.13 : Encastrement des appuis.

➤ **Mass- Source :**

Define → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-on choisi **Mass Definition** → **From Loads**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

-On donne la valeur de β suivant la nature de la structure ($\beta=0.2$ pour notre cas).

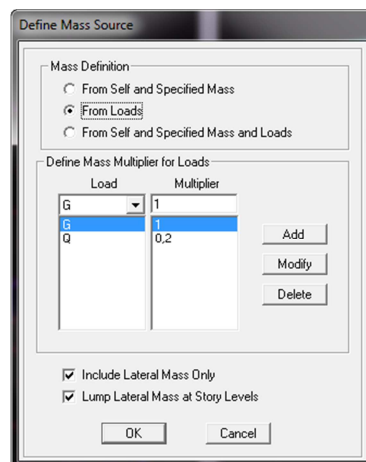


Fig 5.14 : La combinaison du poids

➤ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → *Joint/point* → *Diaphragms* → *Add New Diaphragm*.

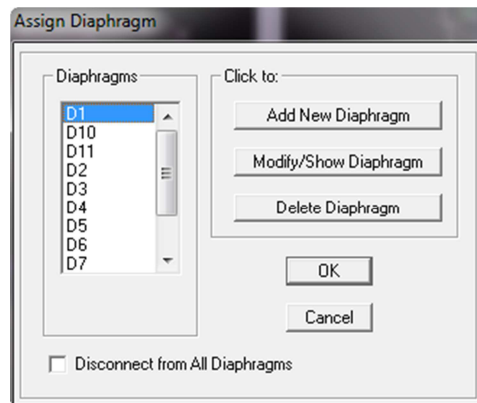


Fig 5.15 : le diaphragme.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

Etape 8 : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

➤ **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

➤ **Visualisation des résultats :**

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

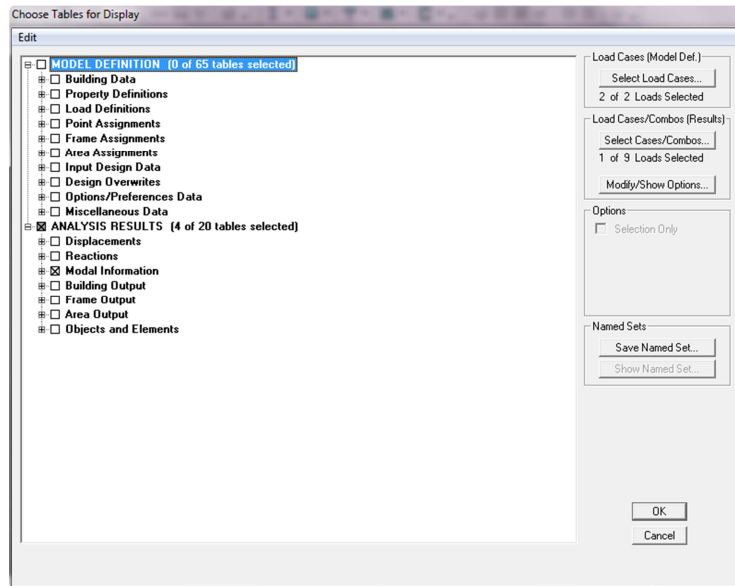


Fig 5.16 : choix des tableaux a affiché.

➤ **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.



➤ **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**



➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**

- **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** → **Show tables**

Dans **Elément Output** on sélectionne « **Frame Output** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

- **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » en suite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison «**EX ou EY**».

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

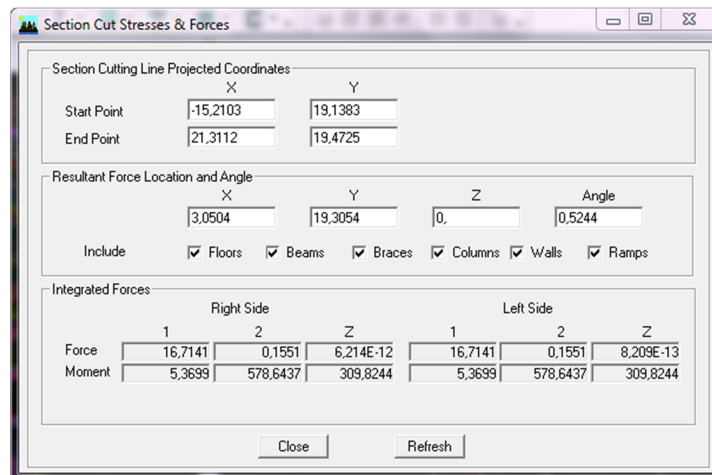


Fig 5.17 : Effort tranchant de niveau.

Remarque :

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles

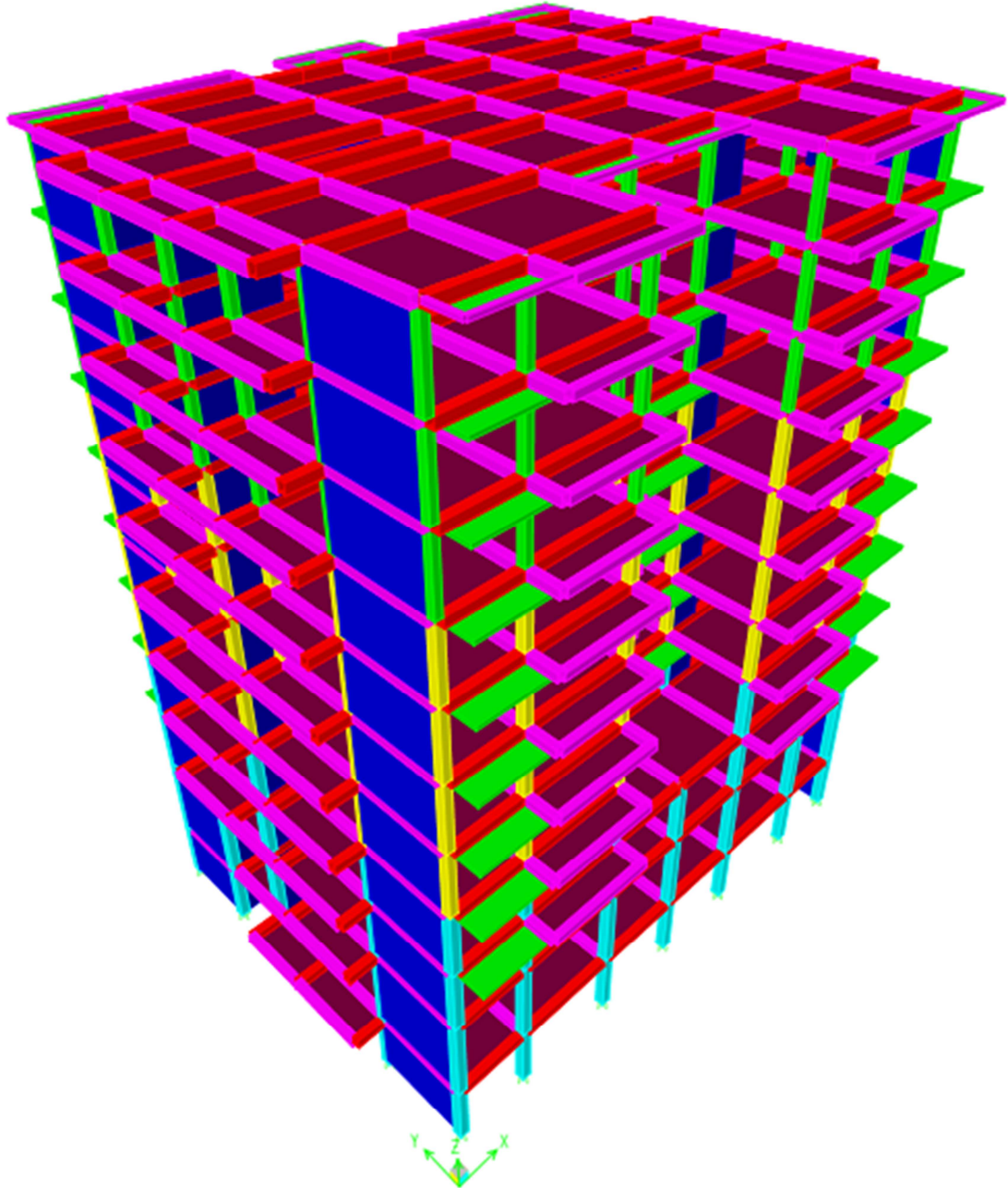


Fig 5.18 : Modèle 3D de la structure.

5.4 Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

- ✓ la structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003 3.2).
- ✓ Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone II.
- ✓ La structure étudiée fait 34,62m de hauteur (R+9+S.S), le système structural est mixte. Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la moitié de la charge horizontale.

5.5 Vérifications aux exigences du RPA99 modifié en 2003 :

5.5.1 Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA 2003 (A 4.3.3)}$$

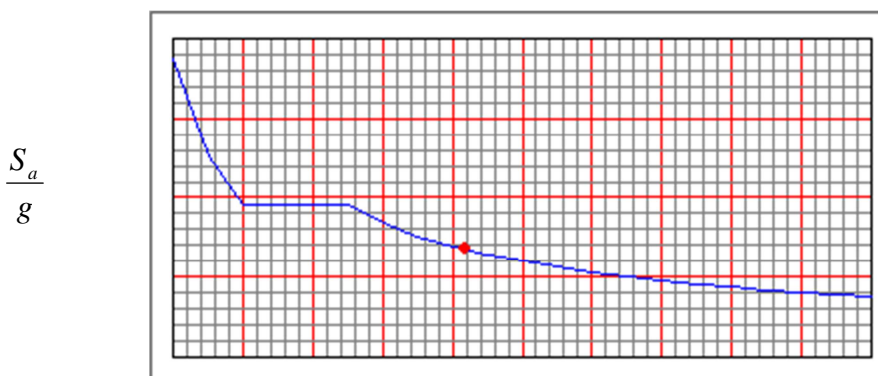


Fig 5.19 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

✓ **P_q** est la pénalité à retenir selon le critère de qualité **q**; (tableau 4-4 du RPA2003).

- Calcul du facteur de qualité **Q** :

❖ **Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q**:

➤ **Sens longitudinale :**

Critère q »	Pénalités P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0.05
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.1

Tableau 5.1 : valeurs des pénalités P_q Sens longitudinale

➤ Sens transversal :

Critère q »	Pénalités P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.1

Tableau 5.2 : valeurs des pénalités P_q Sens transversal

Sens longitudinal :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.1) = 1.15.$$

Sens transversal :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.1) = 1.10.$$

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de **Q** à introduire est la plus défavorable **Q =1.15**.

➤ Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A= 0,15 [zone IIa, groupe d'usage 2 (RPA 2003tableau 4.1)].

R= 5 [Mixte portique/voile avec interaction (RPA 2003tableau 4.3)].

T₁= 0,15sec ; **T**₂= 0,5 sec. [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

Q=1,15

5.5.2 Nombre de modes à considérer :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ✓ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$\mathbf{K} \geq 3 \sqrt{\mathbf{N}} \quad \text{et} \quad \mathbf{T}_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad \mathbf{RPA (4-14)}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; **T_k** la période du mode K.

- Dans notre cas N=10 niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{10} = 9,49)$
Donc K=10 nombre de modes.

5.5.3 Combinaison des réponses modales :

- $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$

Avec :

$$\mathbf{r} = \mathbf{T}_i / \mathbf{T}_j \quad (\mathbf{T}_i \leq \mathbf{T}_j)$$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j

- ✓ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$\mathbf{E} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i: valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- ✓ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E1 et E2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

5.5.4 Caractéristiques géométriques de la Structure :

✓ **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Etage	Masse (KN)		Position du centre de masse		Position du centre de rigidité		Excentricité		Excentricité accidentelle	
	X	Y	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e _x	e _y	e _x	e _y
S-Sol	579,5203	579,5203	13,711	10,512	13,745	10,633	-0,034	-0,121	1.375	1.06
RDC	511,3232	511,3232	13,685	9,677	13,745	10,99	-0,06	-1,031		
Etage 1	622,6374	622,6374	13,745	10,724	13,745	11,082	0	-0,358		
Etage 2	600,4857	600,4857	13,745	10,939	13,745	11,101	0	-0,162		
Etage 3	595,5653	595,5653	13,745	10,938	13,745	11,086	0	-0,148		
Etage 4	595,5653	595,5653	13,745	10,938	13,745	11,056	0	-0,118		
Etage 5	595,5653	595,5653	13,745	10,938	13,745	11,02	0	-0,082		
Etage 6	590,368	590,368	13,745	10,936	13,745	10,982	0	-0,046		
Etage 7	586,2471	586,2471	13,745	10,935	13,745	10,944	0	-0,009		
Etage 8	586,2471	586,2471	13,745	10,935	13,745	10,912	0	0,023		
Etage 9	523,5833	523,5833	13,75	11,04	13,745	10,887	0,005	0,153		
condition vérifiée										

Tableau 5.3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

L'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0,05 \times 27,50 = 1,375 \text{ m}$

$$e_y = 0,05 \times 21,20 = 1,06 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = XCM - XCR \implies E_x = 0,06 \text{ m} < 1,375 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = YCM - YCR \implies E_y = 1,031 \text{ m} < 1,06 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.5.5 Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	1,041253	74,4295	0	0	74,4295	0	0	0	99,554	0,0175
2	0,941346	0	70,4787	0	74,4295	70,4787	0	98,7192	0	0,001
3	0,92591	0,0044	0,0007	0	74,4339	70,4794	0	0,001	0,0017	70,6022
4	0,301421	13,444	0	0	87,8779	70,4794	0	0	0,1776	0,0083
5	0,227225	0	16,6628	0	87,8779	87,1422	0	0,9814	0	0
6	0,216921	0,0028	0	0	87,8807	87,1422	0	0	0,0007	16,9625
7	0,141153	4,3815	0	0	92,2622	87,1422	0	0	0,2006	0,0122
8	0,096558	0	5,3101	0	92,2622	92,4523	0	0,2268	0	0,0002
9	0,090685	0,0096	0	0	92,2719	92,4524	0	0	0,0001	5,1053
10	0,081663	2,1654	0	0	94,4372	92,4524	0	0	0,0233	0,0043
11	0,055682	0	2,4989	0	94,4372	94,9513	0	0,0375	0	0,0002
12	0,054079	1,4906	0	0	95,9279	94,9513	0	0	0,0187	0,1649

Tableau 5.4 : périodes et participations massiques donné par ETABS

- ✓ La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

5.5.6 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'Vt' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par **la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)**.

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

(RPA 2003 Art 4.2.3)

- ✓ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$A = 0,15$$

- ✓ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

$T_1 = 0.15, T_2 = 0.5$ (RPA/Tableau 4-7).

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

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

Quand $\xi = 7\%$, on a $\eta = 0.881$

T : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $\implies h_N = 34,62m$
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) $\implies C_T = 0,05$

D'où : $T = 0.713s$

$T = 0.713 \text{ sec.} \implies T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec.}$

Donc : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,739$

D = 1,739

- ✓ **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)

R=5

- ✓ **Q** : facteur de qualité voir le titre 5.9.1.a.

Q = 1.15

- **W** : Poids total de la structure, donné par ETABS

Etages	Poids (KN)
ETAGE 9	5722,59
ETAGE 8	5812,46
ETAGE 7	5812,46
ETAGE 6	5914,39
ETAGE 5	5914,39
ETAGE 4	5914,4
ETAGE 3	5914,39
ETAGE 2	6032,01
ETAGE 1	6199,49
RDC	5306,37
S-Sol	5540,98
Poids Total	64083,93
W (KN)	

Tableau 5.5 : le poids total de la structure

Conclusion :

MSE (RPA 2003)		
<i>Coefficient</i>	A	0.15
	D	1.739
	Q	1.15
	R	5
<i>Forces Sismiques</i> <i>V (KN)</i>	3845.3789	

Tableau 5.6 : la force sismique à la base

✓ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par **la méthode statique équivalente V_{max}** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$)

- ✓ Si $V_t < 0.80V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$

Forces Sismiques (KN)			Vérification	
MSE (V)	ETABS (V_t)		V_t/V	
	Ex	Ey	X	Y
3845,3789	2875,07	2980,68	>0.80	>0.80
			Non Vérifié	Non Vérifié

On remarque que la résultante des forces à la base F suivant les deux directions principales orthogonales obtenues par combinaisons des valeurs modales est inférieure à **80 %** des résultantes des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{mse} (RPA99/2003 Article.4.3.6), à cet effet il faudrait augmenter les paramètres de la réponse suivant les deux directions avec les coefficients de pondérations suivants :

Pour la direction « X » : $(0.8V/V_t) = 1.069$

Pour la direction « Y » : $(0.8V/V_t) = 1.033$

5.5.7 Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 article 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

a) Déplacement maximal :

- Sens transversal :

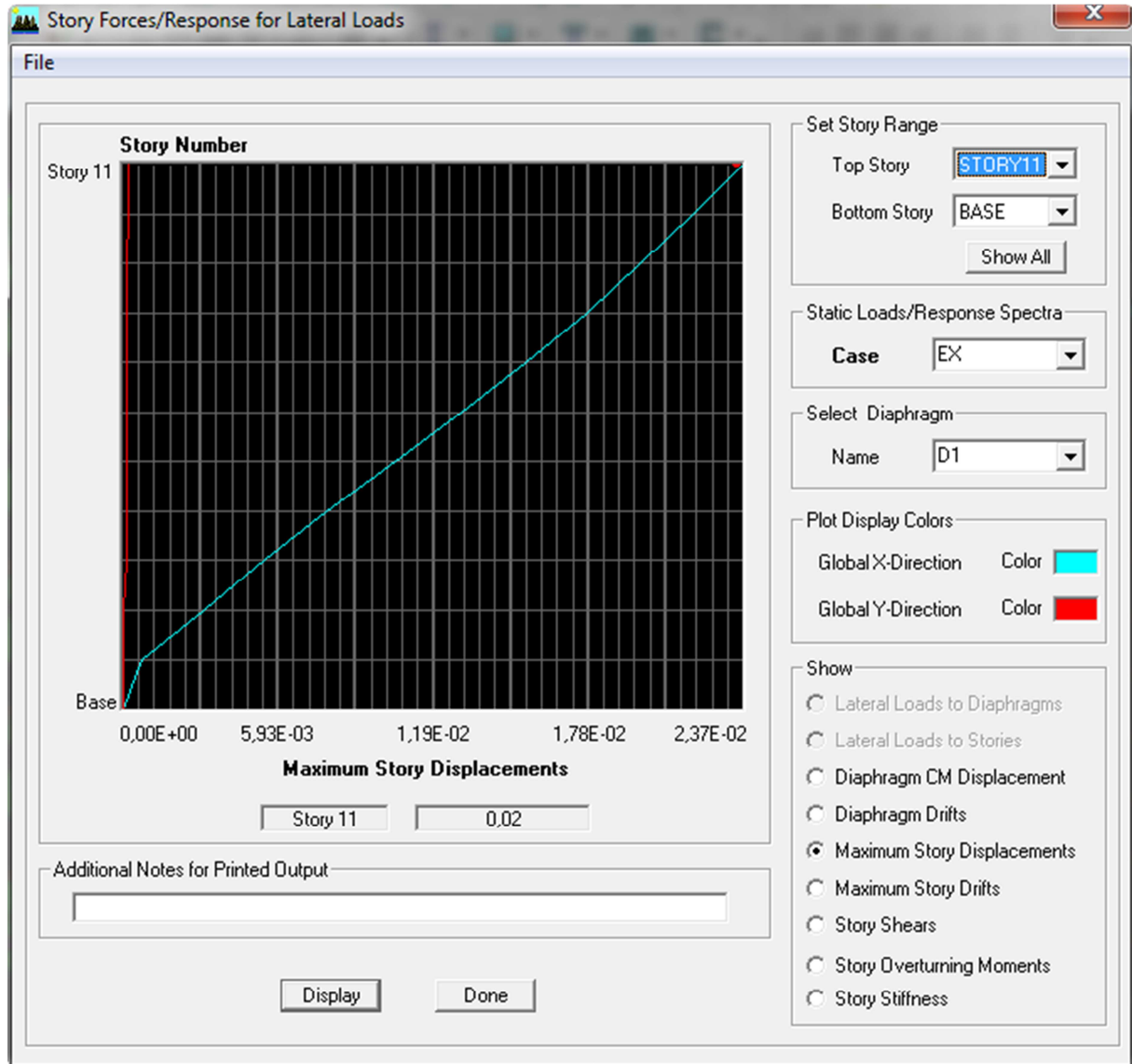


Fig 5.20 : Vérification des déplacements selon Ex

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\text{suivante : } \delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{34.62}{500} = 0.069 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens longitudinal :**

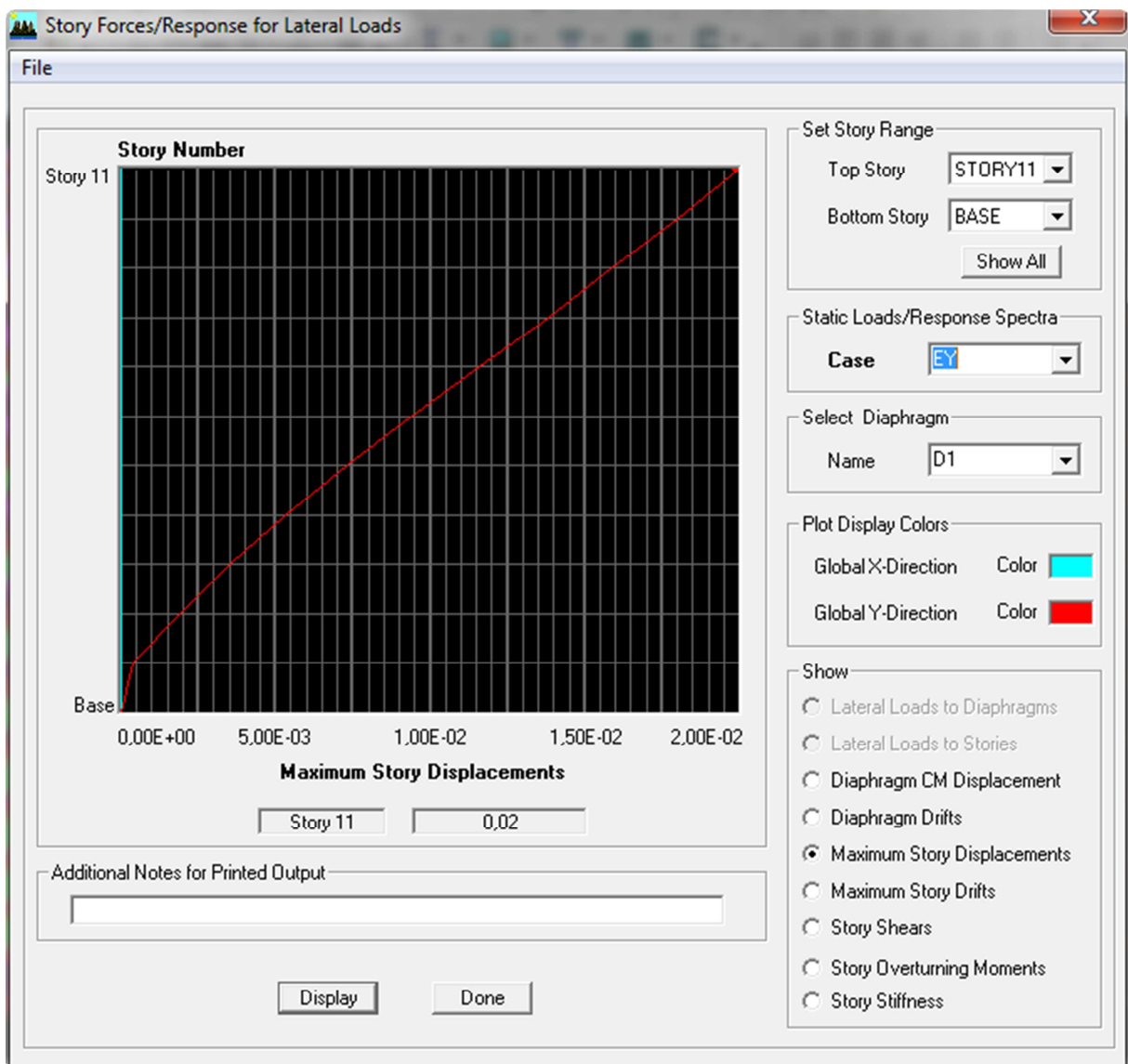


Fig 5.21 : Vérification des déplacements selon Ey

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\text{suyvante : } \delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{34.62}{500} = 0.069 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) 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.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D’après le **RPA 99 (Art 4.43)** : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l’effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
9	0,0237	0,0206	0,0018	0,002	0.0306	OK
8	0,0219	0,0186	0,0021	0,0022	0.0306	OK
7	0,0198	0,0164	0,0021	0,0022	0.0306	OK
6	0,0177	0,0142	0,0023	0,0022	0.0306	OK
5	0,0154	0,012	0,0025	0,0022	0.0306	OK
4	0,0129	0,0098	0,0025	0,0022	0.0306	OK
3	0,0104	0,0076	0,0026	0,0021	0.0306	OK
2	0,0078	0,0055	0,0024	0,0019	0.0306	OK
1	0,0054	0,0036	0,0023	0,0016	0.0306	OK
RDC	0,0031	0,002	0,0024	0,0015	0.0408	OK
S-Sol	0,0007	0,0005	0,0007	0,0005	0.0300	OK

Tableau 5.7 : Déplacements relatifs sous l’action Ex et Ey

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (ona spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

5.5.8 Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10. \dots\dots\dots \text{RPA99 (Art 5.9)}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Niv	P _k (KN)	Δ _{kx} (m)	Δ _{ky} (m)	V _{kx} (m)	V _{ky} (m)	h _k (m)	θ _{kx}	θ _{ky}	Vérification
9	5722,59	0,0018	0,002	600,61	641,07	3,06	0,0056	0,0058	OK
8	11535,05	0,0021	0,0022	1084,37	1143,94	3,06	0,0073	0,0072	OK
7	17347,51	0,0021	0,0022	1479,76	1525,69	3,06	0,0080	0,0082	OK
6	23261,9	0,0023	0,0022	1813,5	1853,13	3,06	0,0096	0,0090	OK
5	29176,29	0,0025	0,0022	2101,8	2132,75	3,06	0,0113	0,0098	OK
4	35090,69	0,0025	0,0022	2355,65	2373,76	3,06	0,0122	0,0106	OK
3	41005,08	0,0026	0,0021	2576,53	2588,21	3,06	0,0135	0,0109	OK
2	47037,09	0,0024	0,0019	2770,86	2769,72	3,06	0,0133	0,0105	OK
1	53236,58	0,0023	0,0016	2933,77	2928,43	3,06	0,0136	0,0095	OK
RDC	58542,95	0,0024	0,0015	3036,23	3034,77	4,08	0,0113	0,0071	OK
S-Sol	64083,93	0,0007	0,0005	3077,3	3077,91	3,00	0,0049	0,0035	OK

Tableau 5.8 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE 6

Ferraillage des Poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau 6.1 : caractéristiques mécanique des matériaux

Recommandations du RPA :**6.1 Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003).**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Le pourcentage minimal est 0,8 % ($b \times h$)
- Le pourcentage maximum est : 4 % (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

➤ **Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton :**

Le pourcentage minimal :

- Du S-SOL au 2^{ème} étage: $A_{\min} = 0.008 \times (40 \times 40) = 12.8 \text{cm}^2$
- Du 3^{ème} étage au 6^{ème} étage : $A_{\min} = 0.008 \times (35 \times 35) = 9.8 \text{cm}^2$
- Du 7^{ème} étage au 9^{ème} étage : $A_{\min} = 0.008 \times (30 \times 30) = 7.2 \text{cm}^2$

Le pourcentage maximal :

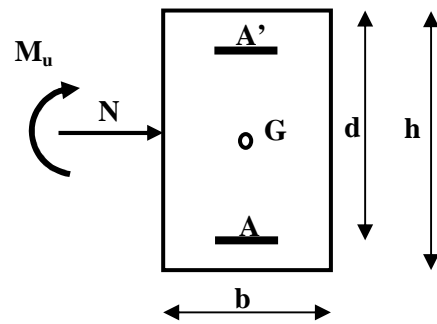
- Du S-SOL au 2^{ème} étage:
 - En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (40 \times 40) = 64 \text{cm}^2$
 - En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (40 \times 40) = 96 \text{cm}^2$
- Du 3^{ème} étage au 6^{ème} étage :
 - En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (35 \times 35) = 49 \text{cm}^2$
 - En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (35 \times 35) = 73.5 \text{cm}^2$
- Du 7^{ème} étage au 9^{ème} étage :
 - En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (30 \times 30) = 36 \text{cm}^2$
 - En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (30 \times 30) = 54 \text{cm}^2$

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

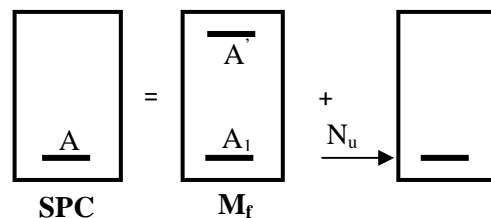
Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$



a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c)bh^2f_{bu} \end{array} \right.$$



Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

M_f : Moment fictif.

Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS.

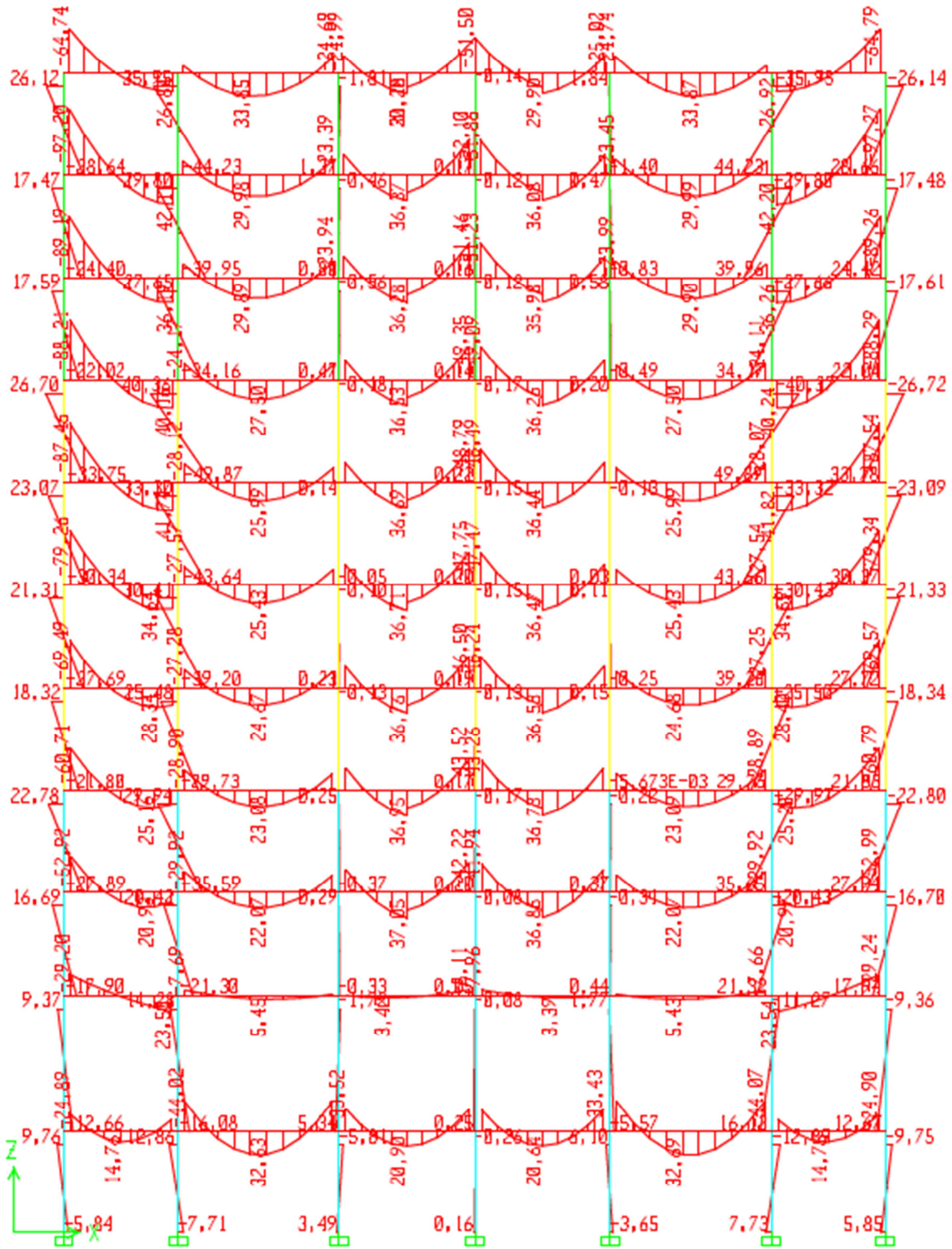


Fig 6.1 : Diagramme des moments fléchissant (sens longitudinal) du portique A-A (ELU)

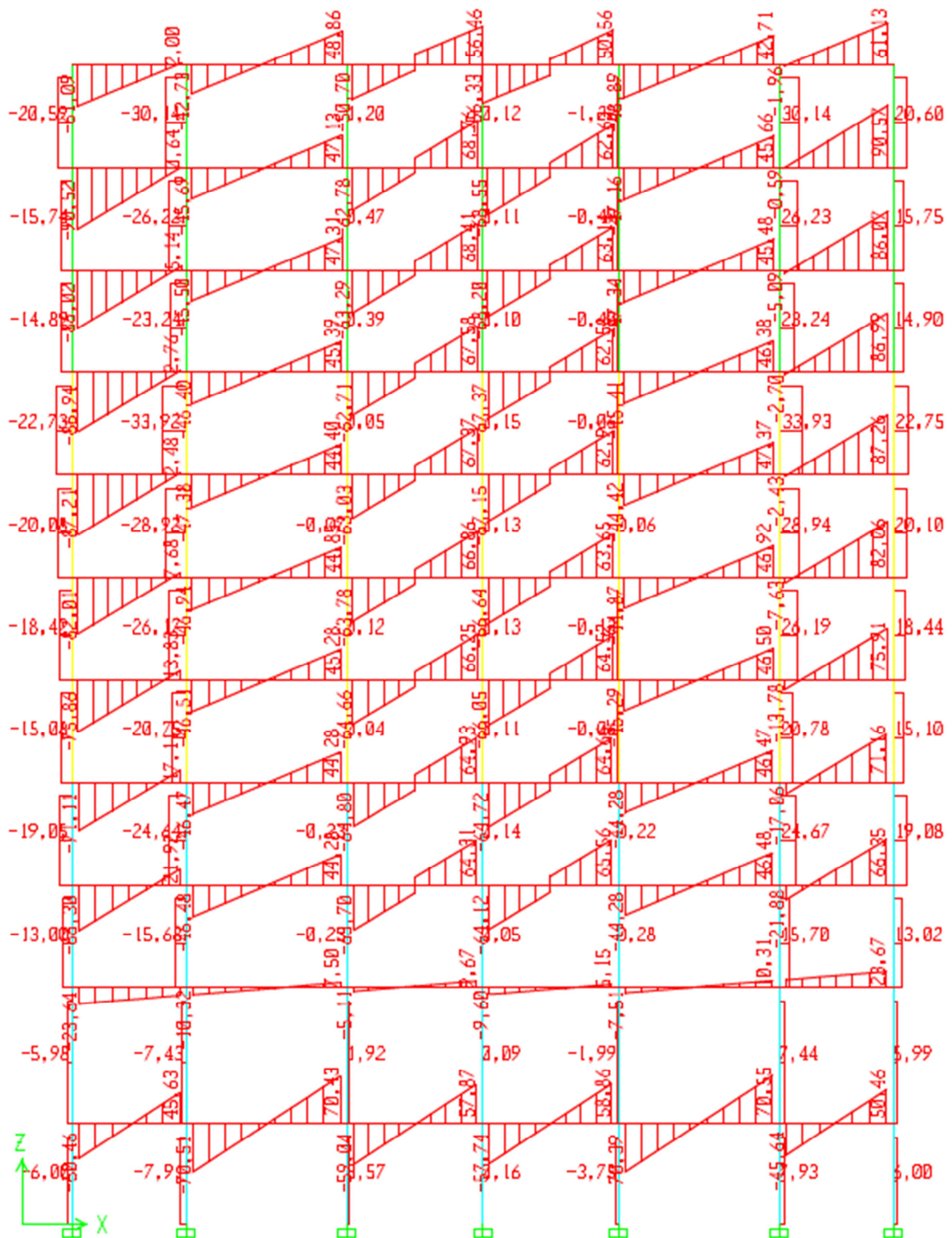


Fig 6.2 : Diagramme des efforts tranchants (sens longitudinal) du portique A-A (ELU)

Calcul des armatures :

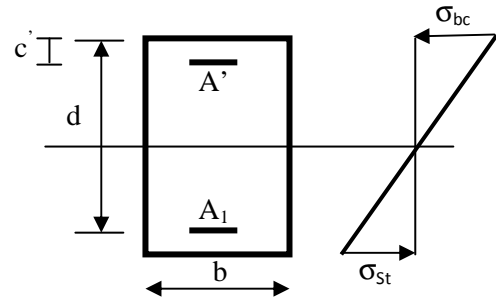
$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

➤ Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. **(SSA)**

$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$



➤ Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée. **(SDA)**

et on calcule $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{➤ Si : } \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad A = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\text{➤ Si : } N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} \quad A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

6.1.1 Calcul à l'ELU et au Séisme :**❖ Exemple de calcul :****Poteaux 40x40 :**

$N_u = 2284,69$ KN et $M_u = 1,501$ KN.m

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.0007 \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.17 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.E.C}$$

Vérification de la 1^{ère} condition :

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Vérification de la 2^{ème} condition :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a (SDA) donc les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} = \frac{389.9 - (0.37 - 0.5 \times 0.4) 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3}{348 \times 10^3 \times (0.37 - 0.03)} = \mathbf{0.39 cm^2}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A' = \frac{2289.69 - 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3}{348 \times 10^3} - 0.39 = \mathbf{0.13 cm^2}$$

❖ Exemple 2 :**Poteaux 40x40 :**

$N_u = 258,13$ KN et $M_u = 110,701$ KNm

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.4289 \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.17 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.P.C}$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 154.58 \text{ KN.M}$$

M_f : Moment fictif.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}} = 0.153$$

$\mu = 0.152 \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. (SSA)

$$\mu = 0.152 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.917$$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = 0.001139 m^2$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.001139 - \frac{258.13}{400 \times 10^3} = 4.97 \times 10^{-4} m^2$

$$A_s = 4.97 \text{ cm}^2$$

Le reste des résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

<i>Section (cm²)</i>	<i>N(KN)</i>	<i>Moment (KN.m)</i>	<i>e (m)</i>	$\frac{h}{2} - c$	<i>Obs</i>	<i>A_{sup}</i>	<i>A_{inf}</i>	<i>A_{min} (cm²)</i>	<i>Ferrailage</i>	<i>A adopté (cm²)</i>
40×40	N _{max} = -2284,69	M _{2cor} = 1,501	-0,0007	0,17	SEC	0,13	0,39	12,8	4HA16 + 4HA14	14,196
		M _{3cor} = 3,485	-0,0015	0,17	SEC	0	0,56			
	N _{min} = -33,65	M _{2cor} = -1,778	0,0528	0,17	SEC	0	0			
		M _{3cor} = 20,053	-0,5959	0,17	SPC	0	0,92			
	N _{corr} = -1459,92	M _{2max} = -60,3	0,0413	0,17	SEC	0	0			
	N _{corr} = -258,13	M _{3max} = 110,701	-0,4289	0,17	SPC	0	4,97			
35×35	N _{max} = -1595,51	M _{2cor} = -28,791	0,0180	0,145	SEC	0	1,2	9,8	4HA16 + 4HA14	14,196
		M _{3cor} = -0,018	0,0000	0,145	SEC	0	0			
	N _{min} = -75,79	M _{2cor} = -5,991	0,0790	0,145	SEC	0	0			
		M _{3cor} = 57,885	-0,7638	0,145	SPC	0	3,81			
	N _{corr} = -219,92	M _{2max} = -62,277	0,2832	0,145	SPC	0	2,49			
	N _{corr} = -232,89	M _{3max} = 87,832	-0,3771	0,145	SPC	0	4,8			
30×30	N _{max} = -665,86	M _{2cor} = -28,308	0,0425	0,12	SEC	0	0	7,2	4HA16 + 4HA14	14,196
		M _{3cor} = 0,47	-0,0007	0,12	SEC	0	0			
	N _{min} = -5,95	M _{2cor} = -6,037	1,0146	0,12	SPC	0	0,48			
		M _{3cor} = 33,392	-5,6121	0,12	SPC	0	3,16			
	N _{corr} = -147,43	M _{2max} = -49,187	0,3336	0,12	SPC	0	3,92			
	N _{corr} = -76,53	M _{3max} = -56,207	0,7344	0,12	SPC	0	4,75			

Tableau 6.2 : Ferrailage des poteaux dans les deux sens

6.1.2 Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa [BAEL 91A.4.5.2]}$$

a) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n A' \frac{l_c - c'}{b} + 6nA \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n A' \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6n A \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Enfin la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

b) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Section	sollicitations	Ns	Ms ₂₂ (KN.m)	e (m)	h/6	Nat.	σ_b sup (MPa)	σ_b inf (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_a sup (MPa)	σ_a inf (MPa)	σ_s (MPa)	A _{min} CNF (cm ²)	A _{a dop} (cm ²)	Observation
30x30	Nmax- Mcor	-485,83	-20,79	0,043	0.05	SEC	7,5	1,2	15	103,6	27,4	348	10,940	14,196	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-43,84	-11,785	0,269	0.05	SPC	2,7	0	15	30,7	-42,5	348	0,652		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-108,27	-35,92	0,332	0.05	SPC	8	0	15	90,2	-143,9	348	0,725		condition vérifiée
35x35	Nmax- Mcor	-1163,41	-21,164	0,018	0.058	SEC	10,3	5,9	15	148,5	94,3	348	4,202	14,196	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-183,59	-13,311	0,073	0.058	SPC	2,7	0	15	36,2	2	348	-7,431		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-498,15	-41,596	0,084	0.058	SPC	7,8	0	15	105,9	-3,4	348	-3,456		condition vérifiée
40x40	Nmax- Mcor	-1665,95	1,066	-0,001	0.067	SEC	9,3	9,1	15	138,8	136,8	348	4,371	14,196	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-116,89	9,101	-0,078	0.067	SPC	1,3	0	15	18,1	1,2	348	3,007		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-1064,6	-43,964	0,041	0.067	SEC	9,1	2,7	15	128,9	47,3	348	8,362		condition vérifiée

Tableau 6.3 : vérification a l'ELS dans le sens (2-2)

Section	sollicitations	Ns	M _{s33} (KN.m)	e (m)	h/6	Nat.	σ _{b sup} (MPa)	σ _{b inf} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{a sup} (MPa)	σ _{a inf} (MPa)	σ _s (MPa)	A _{min} CNF (cm ²)	A _{a dop} (cm ²)	Observation
30x30	Nmax- Mcor	-485,83	0,441	-0,001	0.05	SEC	4,4	4,3	15	66,3	64,7	348	2,380	14,196	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-43,84	16,786	-0,383	0.05	SPC	3,7	0	15	41,2	-71,2	348	1,143		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-67,76	-37,818	0,558	0.05	SPC	8,1	0	15	88	-179,2	348	0,838		condition vérifiée
35x35	Nmax- Mcor	-1163,41	0,098	0,000	0.058	SEC	8,1	8,1	15	121,5	121,2	348	3,323	14,196	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-183,59	20,586	-0,112	0.058	SPC	3,6	0	15	47,2	-13,5	348	2,034		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-243,84	-44,947	0,184	0.058	SPC	7,5	0	15	95,2	65,9	348	0,419		condition vérifiée
40x40	Nmax- Mcor	-1665,95	2,531	-0,002	0.067	SEC	9,4	9	15	140,2	135,5	348	4,339	14,196	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-116,89	0	0,000	0.067	SEC	0,6	0,6	15	9,7	9,7	348	4,395		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-451,35	-36,694	0,081	0.067	SPC	5,2	0	15	71,4	3,2	348	-12,108		condition vérifiée

Tableau 6.4 : vérification a l'ELS dans le sens (3-3)

6.2 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{RPA 2003 art 7.4.2.2})$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_1 = 2.5$ si l'élancement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.

$\rho_1 = 3.75$ dans le cas contraire.

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau.

- **$l_0 = 300 \text{ cm}$**

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 300 = 18,19$$

- **$l_0 = 408 \text{ cm}$**

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 408 = 24,73$$

- $l_0 = 306 \text{ cm}$

$$\text{Poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 306 = 24.73$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.20$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.55$$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc $\rho_1 = 2.5$

6.2.1 Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone 1 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 74.35}{0.40 \times 400000} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$$

$$\text{Zone 2 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 57.35}{0.35 \times 400000} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$$

$$\text{Zone 3 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 37.96}{0.30 \times 400000} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \text{Min} (b_1/2 ; h_1/2 ; 10 \varnothing_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (30/2 ; 30/2 ; 10 \times 1.4 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 12 \text{ cm.}$$

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'où :

$$\text{Zone 1 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 74.35}{0.40 \times 400000} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$$

$$\text{Zone 2 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 57.35}{0.35 \times 400000} = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$$

$$\text{Zone 3 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 37.96}{0.30 \times 400000} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$$

6.2.2 Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

Si $3 < \lambda_g < 5$Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

- **En zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :**

- Poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

- **En zone courante ($S_t = 15\text{cm}$):**

- Poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$
- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres **HA8** et d'un losange HA8 pour tous les poteaux $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

6.2.3 Longueurs de recouvrement :

$$l_r = 40\phi_1^{\text{min}} = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

6.2.4 Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g > 5 \end{cases} \implies \rho_b = 0.075$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (30 x 30)**

$$\tau_b = \frac{37.96 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,469 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

- **Poteaux (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{57.35 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,512 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

- **Poteaux (40 x 40)**

$$\tau_b = \frac{74.35 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,502 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	Ferrailage
7, 8, 9	30X30	4HA16 + 4HA14
3, 4, 5, 6	35X35	4HA16+4HA14
S-SOL, RDC, 1, 2	40X40	4HA16+6HA14

Tableau 6.5 : Résultats de ferrailage des poteaux

CHAPITRE 7

Ferraillage des Poutres

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

➤ **Les combinaisons de calcul**

Ils sont ferrillés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à l'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- * $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- * $G+Q$à l'ELS
- * $G+Q+E$RPA 99 révisé 2003
- * $0,8G+E$RPA 99 révisé 2003

7.1 Recommandation du RPA version 2003 :

a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ **Zone courante :**

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$$

⇒ **Zone de recouvrement :**

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale (zone de recouvrement).}$$

Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

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.

à $\frac{1}{4}$ 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.

➤ **Remarque :**

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{l}{10}$ de la portée.

7.2 Étapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

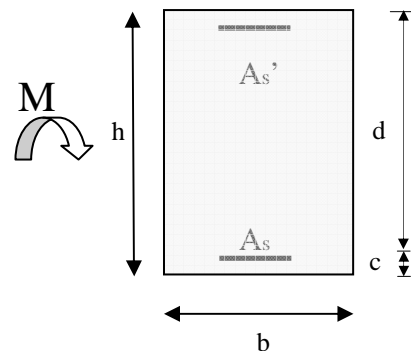
- A_s : La section d'armatures tendues.
- A_s' : La section d'armatures comprimées.

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).



c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec : M_u : le moment de flexion supporté par la section.

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

Pour les **FeE400**

Si $\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ section doublement armée

• Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :

Si $\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

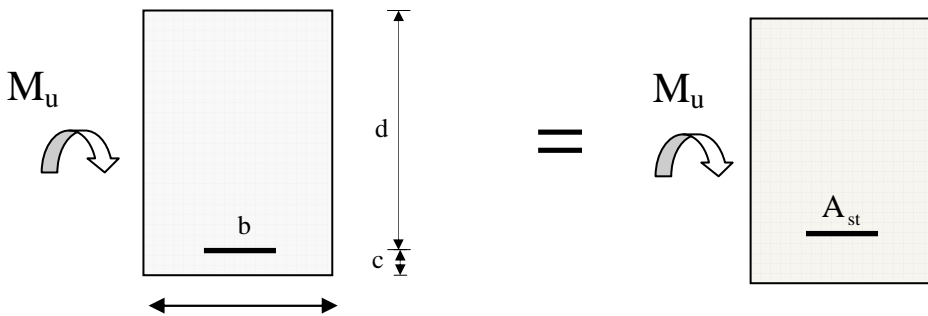


Fig 7.1. : Disposition des armatures tendus S.S.A

• Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) :

$$\mu_b > \mu_l = 0.392$$

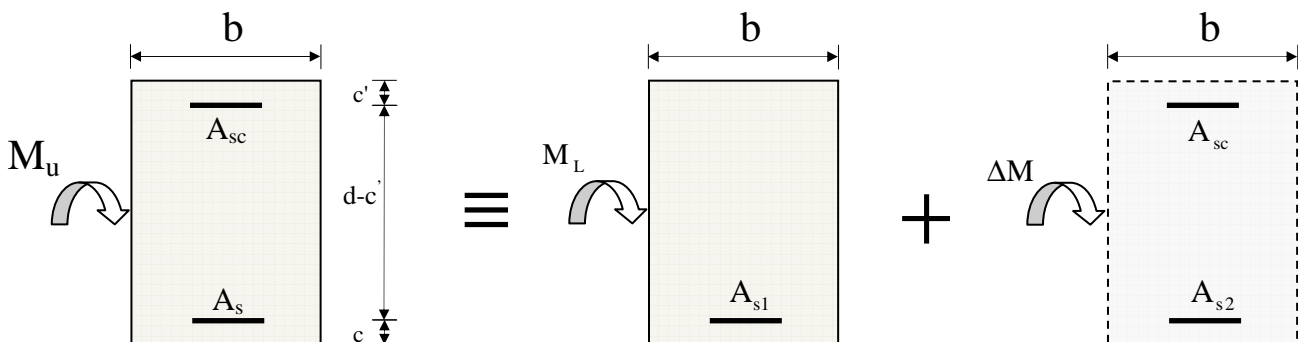


Fig 7.2 : Disposition des armatures SDA

$$As = As_1 + As_2 = \frac{M_L}{\beta x d x \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$$

$$M_L = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M_u - M_L$$

M_L : moment ultime pour une section simplement armée.

Remarque :

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrailé comme suit, on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopter leur ferrailage.

- **Répartition de la structure en zone**

Zone 1 : S.Sol au 2^{ème} étages

Zone 2 : 3^{ème} au 6^{ème} étages

Zone 3 : 7^{ème} au 9^{ème} étages

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

7.3 Ferrailage des poutres :

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

7.3.1 Armatures longitudinales :

A. Poutres principales (30x40) :

Ferrailage des poutres principales en travées								
Niveau	M_u^{\max}	μ	Obs	β	As [cm ²]	Amin [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
Zone3	57,744	0,0761	SSA	0,96	4,07	6	3HA14	4,62
zone 2	61,055	0,0804	SSA	0,9578	4,31	6	3HA14	4,62
zone 1	47,122	0,0621	SSA	0,968	3,29	6	3HA14	4,62

Tableau 7.1 : ferrailage des poutres principales en travées

Ferrailage des poutres principales aux appuis								
Niveau	M_u^{\max}	μ	Obs	β	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
Zone3	-114,738	0,1967	SSA	0,8897	10,07	6	3HA14+3HA16	10,647
zone 2	-103,566	0,1776	SSA	0,9012	8,96	6	3HA14+3HA14	9,234
zone 1	-98,572	0,1299	SSA	0,93	7,18	6	3HA14+2HA14	7,69

Tableau 7.2 : ferrailage des poutres principales aux appuis

B. Poutres secondaires (30x35) :

Ferrailage des poutres secondaire en travées								
Niveau	M_u^{\max}	μ	Obs	β	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
Zone3	62,384	0,1099	SSA	0,942	5,19	5,25	3HA14+2HA12	6,879
zone 2	62,605	0,1103	SSA	0,9417	5,21	5.25	3HA14+2HA12	6,879
zone 1	52,504	0,0925	SSA	0,9517	4,32	5.25	3HA14	4,62

Tableau 7.3 : ferrailage des poutres secondaires en travées

Ferrailage des poutres secondaire aux appuis								
Niveau	M_u^{\max}	μ	Obs	β	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
Zone3	-74,472	0,1707	SSA	0,9057	7,38	5,25	3HA14+2HA14	7,695
zone 2	-72,152	0,1654	SSA	0,9093	7,13	5.25	3HA14+2HA14	7,695
zone 1	-69,262	0,1588	SSA	0,9136	6,81	5.25	3HA14+2HA14	7,695

Tableau 7.4 : ferrailage des poutres secondaires aux appuis

7.3.2 Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)

Les premières armatures transversales doivent être disposée a **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Poutres principales (30x40):**

$S_t \leq \min(10; 19.2)$ Soit : $S_t = 10$ cm..... En zone nodale.

$S_t \leq \min(\frac{40}{2}) = 20$ cm Soit : $S_t = 15$ cm..... en dehors de la zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.9 \text{ cm}^2$; Soit : 4HA8 = 2.01 cm²..... en zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$; Soit: 4HA8 = 2.01 cm²..... en dehors de la zone nodale.

- **Poutres secondaires (30x35):**

$S_t \leq \min(8,75; 14.4) \text{ cm}$ **Soit** : $S_t = 8 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t \leq \min\left(\frac{35}{2}\right) = 17.5 \text{ cm}$ **Soit** : $S_t = 15 \text{ cm}$ En dehors de la zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.72 \text{ cm}^2$; Soit : 4HA8 = 2.01 cm²..... en zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$; Soit: 4HA8 = 2.01 cm²..... en dehors de la zone nodale.

➤ **Calcul des espacements :**

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm}\right)$

- Poutre principales de (30 x 40): $S_t = 10 \text{ cm}$

-Poutre secondaire de (30 x 35): $S_t = 8.75 \text{ cm}$, Soit **$S_t = 7 \text{ cm}$**

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de (30 x 40): $S_t = 20 \text{ cm}$

-Poutre secondaire de (30 x 35): $S_t = 17.5 \text{ cm}$ Soit **$S_t = 15 \text{ cm}$**

7.4 Vérfications à L'ELU :

7.4.1 Vérfication de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art4.2.1)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres principales (30x40):**

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 \leq 6.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \textit{vérifiée}$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 32 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2 \leq 6,879 \text{ cm}^2 \Rightarrow \textit{vérifiée}$$

7.4.2 Justification de l'effort tranchant :(BAEL99/Art A.5.1)

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 $\ll \tau_u \gg$ prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}; \quad T_u^{max} : \text{Effort tranchant max ELU}$$

- **Poutres principales (30x40):**

$$\tau_u = \frac{127,32 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37} = 1,147 \text{ MPa}$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$\tau_u = \frac{85,71 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32} = 0,892 \text{ MPa}$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres principales (30x40): $1,147 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ *vérifiée*

Poutres secondaires (30x35): $0,892 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ *vérifiée*

7.4.3 Influence de l'effort tranchant aux appuis :(BAEL99/Art A.5.1.321)

- **Sur les aciers :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale a : $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'ou : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} x \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$

- **Poutres principales (30x40):**

$$127,32 - \frac{114,738}{0,9d} < 0$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$85,71 - \frac{74,472}{0,9d} < 0$$

Donc : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 x \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(\text{BAEL99/Art A.5.1.32})$$

- **Poutres principales (30x40):**

$$T_u = 127,32 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0,40 x \frac{0,9 \times 0,37 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 666 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$T_u = 85,71KN \leq \overline{T}_u = 0,40x \frac{0,9x0,32x0,30x25x10^3}{1.5} = 576KN$$

7.4.4 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres au niveau des appuis :

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

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5x2,1 = 3,15MPa \text{ Avec : } \Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\Sigma U} \leq \overline{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \Sigma U \text{ périmètre utile des aciers.}$$

- **Poutres principales (30x40):**

$$\Sigma U = (3x3,14x1,6) + (3x3,14x1,4) = 28,26cm$$

$$\tau_{se} = \frac{127,32x10^3}{0,9x370x282,6} = 1,35MPa \leq \overline{\tau}_{se}$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$\Sigma U = (3x3,14x1,4) + (2x3,14x1,4) = 21,98cm$$

$$\tau_{se} = \frac{85,71x10^3}{0,9x320x219,8} = 1,35MPa \leq \overline{\tau}_{se}$$

Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

7.4.5 Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varphi x f_e}{4x \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6x\Psi_s x f_{t28} = 2,835MPa$$

Pour : les T₁₄ : l_s = 49.38cm.

Pour : les T₁₆ : l_s = 56.44cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0.4 l_s, pour les aciers **HA**.

Pour : les T₁₄ : l_a = 19.75cm.

Pour : les T₁₆ : l_a = 22.58cm.

7.4.6 Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$L' = 2h$ Et : $H' = \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right\}$

h : Hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : Dimensions du poteau.

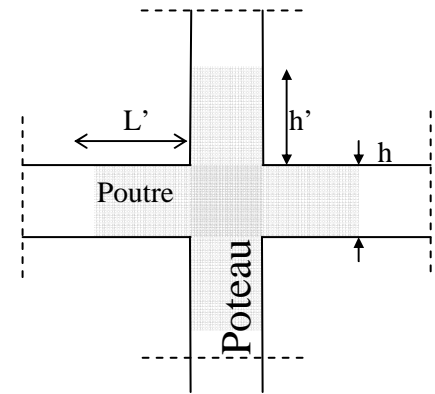
h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{ 64.66 ; 40 ; 40 ; 60cm \} = 65cm$

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaires.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5cm** au plus du nu d'appui.



Délimitation de la zone nodale

7.5 Vérification à l'ELS :

7.5.1 État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

7.5.2 État limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$

On calcul :

$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$

Avec :

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$ (As : armatures adoptées à l'ELU)

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
zone	M _S MAX (KN.m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
Zone3	39,953	6,03	0,543	0,033	0,89	201,206	6,640	15	verifiée
Zone2	38,144	6,03	0,543	0,033	0,89	192,095	6,339	15	verifiée
Zone1	32,461	6,03	0,543	0,033	0,89	163,476	5,395	15	verifiée

Tableau 7.5 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PP

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres principales									
zone	$M_{S\text{MAX}}$ (KN.m)	A_U (cm ²)	ρ_1	K1	β_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Zone3	-83,595	10,647	0,959	0,047	0,86	245,9	11,5	15	verifiée
Zone2	-75,434	10,647	0,959	0,047	0,86	221,9	10,3	15	verifiée
Zone1	-64,017	10,647	0,959	0,047	0,86	188,3	8,8	15	verifiée

Tableau 7.6 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PP

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires									
zone	$M_{S\text{MAX}}$ (KN.m)	A_U (cm ²)	ρ_1	K1	β_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Zone3	29,14	6,879	0,717	0,039	0,877	150,9	5,9	15	verifiée
Zone2	25,702	6,879	0,717	0,039	0,877	133,1	5,2	15	verifiée
Zone1	14,568	6,879	0,717	0,039	0,877	75,4	2,9	15	verifiée

Tableau 7.7 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PS

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres secondaires									
zone	$M_{S\text{MAX}}$ (KN.m)	A_U (cm ²)	ρ_1	K1	β_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Zone3	-54,667	7,695	0,802	0,042	0,872	254,6	10,6	15	verifiée
Zone2	-52,974	7,695	0,802	0,042	0,872	246,7	10,3	15	verifiée
Zone1	-50,869	7,695	0,802	0,042	0,872	236,9	9,9	15	verifiée

Tableau 7.8 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PS

7.5.3 État limite de déformation :

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

➤ **Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (A.6.5.2)**

• **Sens des Poutres principales (30x40)**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{450}{1000} + 0,5 = 0,95 = 9,5mm$

• **Sens des Poutres secondaires (30x35)**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{400}{1000} + 0,5 = 0,9 = 9mm$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s x L^2}{10 x E_v x I_{fv}}$

Avec : $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 x \sqrt[3]{25} = 10818,86 MPa$

I_v : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :

$$I_{fv} = \frac{1,1 x I_0}{1 + (\lambda x \mu)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (Pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A}{b_0 x d}$$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients : $\lambda_v = \frac{0,02 x f_{t28}}{5 x \rho} = \frac{0,0084}{\rho}$; $\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 x f_{t28}}{4 x \rho x \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Vérification de la flèche dans les poutres principales														
zones	Ms [KN.m]	L[cm]	Ev [Mpa]	h [cm]	Aadop	σ_s MPa	ρ	λ_v	μ	Io [Ifv	f [cm]	\bar{f} [cm]	Obs
Zone3	39,953	450	10818,866	40	6,03	201,21	0,0054	1,5556	0,4299	186140,05	122702,1855	0,609	0,9	verifiée
Zone2	38,114	445	10818,866	40	6,03	192,1	0,0054	1,5556	0,4119	186140,05	124790,7269	0,559	0,890	verifiée
Zone1	32,461	440	10818,866	40	6,03	163,48	0,0054	1,5556	0,3474	186140,05	132926,3755	0,437	0,88	verifiée

Tableau 7.9 : Vérification de la flèche dans les poutres principales

Vérification de la flèche dans les poutres secondaires														
zones	Ms [KN.m]	L[cm]	Ev [Mpa]	h [cm]	Aadop	σ_s MPa	ρ	λ_v	μ	Io [Ifv	f [cm]	\bar{f} [cm]	Obs
Zone3	29,14	400	10818,866	35	6,879	150,9	0,0072	1,1667	0,4299	128882,15	94418,07349	0,456	0,8	verifiée
Zone2	25,702	395	10818,866	35	6,879	133,1	0,0072	1,1667	0,3806	128882,15	98175,67248	0,378	0,790	verifiée
Zone1	14,568	390	10818,866	35	6,879	75,4	0,0072	1,1667	0,1397	128882,15	121908,3696	0,168	0,78	verifiée

Tableau 7.10 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

Conclusion : la flèche est vérifiée.

CHAPITRE 8

Ferraillage des Voiles

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

On constate qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailer nos voiles par zones :

- Zone I : Sous-sol, RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.
- Zone II : Du 3^{ème} ou 6^{ème} étage.
- Zone III : Du 7^{ème} ou 9^{ème} étage.

8.1 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous:

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

➤ Ferrailage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

8.2 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 :

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} \qquad \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et **V'** : bras de levier, $V=V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

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 :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

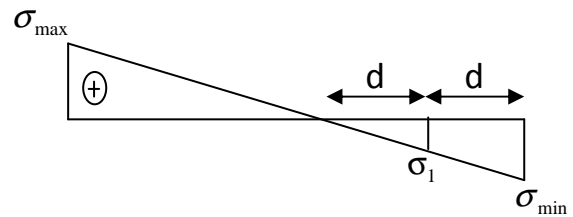


Fig 8.1 : Section partiellement comprimée

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%) :

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

b) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

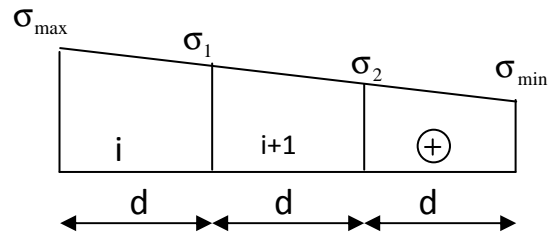


Fig 8.2 : Section entièrement comprimée

La section d'armatures verticales d'une **SEC** est égale à :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du tronçon considéré.

σ_s : Contrainte dans les aciers.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

σ : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

c) Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

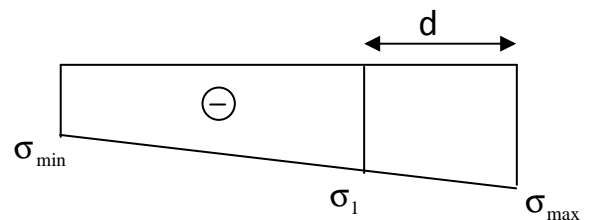


Fig 8.3 : Section entièrement tendue

La section d'armatures verticales d'une **SET** est égale à :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

8.2.1 Armatures minimales :

d) Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

B : section du béton comprimé.

e) Pour une Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

f) Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

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.

g) Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**8.2.2 Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\% B$ 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.

8.2.3 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.

8.2.4 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

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.

8.2.5 Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

8.2.6 Dispositions constructives :

a) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

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.

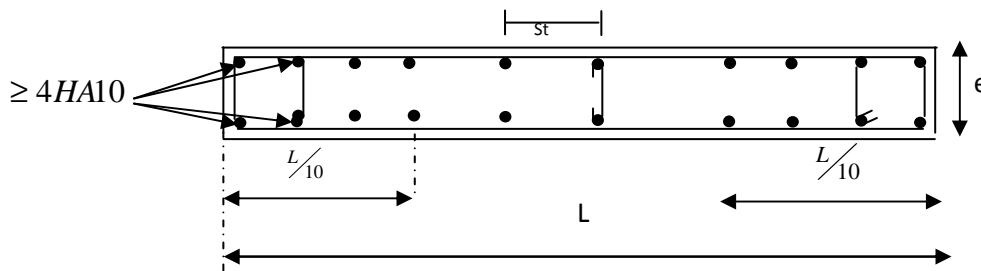


Fig 8.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

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.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

8.2.7 Vérification :**➤ Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :**a) Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

b) Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

8.3 Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage des voiles VT₁ et VT₂ de la zone 1 :

$$L = 3.9 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = 0.78 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 5150.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -9922.9 \text{ KN/m}^2$$

$L_c = 1,33\text{m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$L_c = 1,33\text{m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 2,57\text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(2,04; 0,89)$$

Soit : $d_1 = 0,85\text{m}$ *donc*: $d_2 = 1,72\text{m}$

$$\sigma_1 = (L_t - d) \times \frac{\sigma_{\max}}{L_t} = 3446,72 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 730,72 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 592,84 \text{ KN}$$

a) Armatures verticales :

-1^{ere} bande : $d_1 = 0,85\text{m}$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 18,27 \text{ cm}^2$$

-2^{eme} bande : $d_2 = 1,72\text{m}$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 14,82 \text{ cm}^2$$

b) Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max(0,5\%B; \frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e})$$

Tell que : $B = d \times e$

-1^{ere} bande : $d_1 = 0,85\text{m}$

$$A_{1\min} = \max(8,5 \text{ cm}^2; 2,05 \text{ cm}^2)$$

$$A_{1\min} = 8,5 \text{ cm}^2$$

-2^{eme} bande : $d_2 = 1,72\text{m}$

$$A_{2\min} = \max(17,2 \text{ cm}^2; 4,15)$$

$$A_{2\min} = 17,2 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 22,60 \text{ cm}^2$

Soit : 10HA12 = 11,30 cm²/nappe , $S_t = 17 \text{ cm}$

d) Armatures horizontales :*D'après le BAEL 91 :*

$$A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = 5,65 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA révisé 2003 :

$$A_H \geq 0,15\% \cdot B = 11,7 \text{ cm}^2$$

Soit : 12 HA12 = 13,57 cm²/mlSoit : 6HA12 = 6,79 cm²/nappe avec : St=16 cm**e) Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

f) Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 731,76 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 28,17 \text{ cm}^2$$

g) Sections d'armatures totales :

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 18,27 + \frac{28,17}{4} = 25,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 14,82 + \frac{28,17}{4} = 21,86 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 18HA14 = 27,7 cm²/d₁ soit: 9HA14 /nappe avec espacement de 10 cm

2^{ème} bande : 16HA14 = 21,55 cm²/d₂ soit: 7HA14/nappe avec espacement de 22 cm

h) Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{731,76 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} = 0,996 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{25}{1,15}, 4 \text{ MPa}\right) = 3,26 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,996 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

-RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e \cdot d} = \frac{1,4 \times 731,76 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} = 1,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

i) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{4213,46 \times 10^3}{3900 \times 200 + 15(4925)} \Rightarrow \sigma_b = 4,93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Tableau 8.1 : Ferrailage des voiles transversaux (VT₁, VT₂)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,9	3,95	4,00	
	e (m)	0.2	0,2	0.2	
	B (m ²)	0,78	0,79	0,8	
solicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	5150,04	2596,96	5569,45	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	9922,9	5458,69	6253,6	
	σ_1 (KN/ m ²)	3446,72	1821,75	2942,35	
	V _u (KN)	731,76	499,2	219,54	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	2,57	2,68	2,12	
	L _c (m)	1,33	1,27	1,88	
	d ₁ (m)	0,85	0,80	1,00	
	d ₂ (m)	1,72	1,88	1,12	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	730,72	353,50	851,18
		N ₂	592,84	342,45	329,54
	A _v (cm ²)	A ₁	18,27	8,84	21,28
		A ₂	14,82	8,56	8,24
	A _{vj} (cm ²)	28,17	19,92	8,45	
	A _{v1min} (cm ²)	8,5	8	10	
	A _{v2min} (cm ²)	17,2	18,8	11,2	
	A ₁ = A _{v1} +A _{vj}	25,31	13,64	23,39	
	A ₂ = A _{v2} +A _{vj}	21,86	13,37	10,35	
	A ₁ adopté /bande	2x9HA14=27,7	2x8HA12=18,1	2x11HA12=24,88	
	St (cm)	10	10	10	
	A ₂ adopté /bande	2x8HA14=24,62	2x8HA14=24,62	2x5HA12=11,31	
	St (cm)	22	22	22	
	A _H (cm ²)	11,7	11,7	11,7	
	A _H adopté /bande	2x6HA12=13,57	2x6HA12=13,57	2x6HA12=13,57	
	St(cm)	16	16	16	
A _t (cm ²)	4 épingles HA8				
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0,996	0,91	0,40
		τ_b (MPa)	1,39	1,27	0,56
	ELS	N _s (KN)	4213,46	2510,78	1103,84
		σ_b (MPa)	4,93	3,02	1,29

Tableau 8.2 : Ferrailage des voiles transversaux (VT₃, VT₄)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,10	3,15	3,20	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,62	0,63	0,64	
solllicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	4241,03	2119,69	5085,46	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	9367,72	5222,5	5794,05	
	σ_1 (KN/ m ²)	3046,37	1551,92	2692,3	
	V _u (KN)	505,06	330,66	154,92	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	2,13	2,24	1,70	
	L _c (m)	0,97	0,91	1,50	
	d ₁ (m)	0,60	0,60	0,8	
	d ₂ (m)	1,53	1,64	0,9	
Ferrillages	N (KN)	N ₁	437,24	220,30	622,22
		N ₂	466,10	254,51	242,31
	A _v (cm ²)	A ₁	10,93	5,51	15,56
		A ₂	11,65	6,36	6,06
	A _{vi} (cm ²)	19,44	12,73	5,96	
	A _{v1min} (cm ²)	6	6	8	
	A _{v2min} (cm ²)	15,3	16,4	9	
	A ₁ = A _{v1} +A _{vj}	15,79	8,69	17,05	
	A ₂ = A _{v2} +A _{vj}	16,51	9,55	7,55	
	A ₁ adopté /bande	2x6HA14=18,47	2x6HA10=9,42	2x8HA12=18,09	
	St (cm)	10	10	10	
	A ₂ adopté /bande	2x7HA14=21,55	2x8HA12=18,09	2x8HA10=12,56	
	St (cm)	22	22	22	
	A _H (cm ²)	11,7	11,7	11,7	
	A _H adopté /bande	2x6HA12=13,57	2x6HA12=13,57	2x6HA12=13,57	
	St(cm)	16	16	16	
A _t (cm ²)	4 épingles HA8				
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0,69	0,60	0,39
		τ_b (MPa)	0,96	0,84	0,28
	ELS	N _s (KN)	3555,21	2090,77	916,88
		σ_b (MPa)	5,23	3,12	1,34

Tableau 8.3 : Ferrailage des voiles transversaux (VT₅, VT₆, VT₇, VT₈)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,40	1,425	1,45	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,28	0,285	0,29	
solllicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	2583,1	3640,11	4017,69	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	6508,09	6965,43	5439,65	
	σ_1 (KN/ m ²)	1937,33	2472,16	2081,45	
	V _u (KN)	108,05	115,12	128,13	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	1,00	0,935	0,83	
	L _c (m)	0,40	0,49	0,62	
	d ₁ (m)	0,25	0,30	0,40	
	d ₂ (m)	0,75	0,635	0,43	
Ferrillages	N (KN)	N ₁	113,01	183,37	243,97
		N ₂	145,30	156,98	89,50
	A _v (cm ²)	A ₁	2,83	4,58	6,10
		A ₂	3,63	3,92	2,24
	A _{vj} (cm ²)	4,93	4,43	4,93	
	A _{v1} min(cm ²)	2,5	3	4	
	A _{v2} min(cm ²)	7,5	6,35	4,3	
	A ₁ = A _{v1} +A _{vj}	4,06	5,70	7,33	
	A ₂ = A _{v2} +A _{vj}	4,87	5,03	3,47	
	A ₁ adopté /bande	2x2HA12=4,52	2x2HA14=6,16	2x3HA14=9,23	
	St (cm)	12,5	12,5	12,5	
	A ₂ adopté /bande	2x3HA14=9,23	2x3HA12=6,79	2x2HA12=4,52	
	St (cm)	25	25	25	
	A _H (cm ²)	11,7	11,7	11,7	
	A _H adopté /bande	2x6HA12=13,57	2x6HA12=13,57	2x6HA12=13,57	
	St(cm)	16	16	16	
A _t (cm ²)	4 épingles HA8				
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0,15	0,21	0,23
		τ_b (MPa)	0,21	0,29	0,33
	ELS	N _s (KN)	1530,2	1030,52	478,42
		σ_b (MPa)	5,09	3,39	1,54

Tableau 8.4 : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL₁, VL₂, VL₃, VL₄)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,80	1,825	1,85	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,36	0,365	0,37	
solllicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	4178,16	874,21	2208,11	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	9621,78	3563,06	2457,14	
	σ_1 (KN/ m ²)	3008,28	754,86	1306,84	
	V _u (KN)	321,66	211,1	127,01	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	1,25	1,465	0,98	
	L _c (m)	0,55	0,36	0,87	
	d ₁ (m)	0,35	0,20	0,40	
	d ₂ (m)	0,90	1,265	0,58	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	251,53	32,58	140,60
		N ₂	270,75	95,49	75,79
	A _v (cm ²)	A ₁	6,29	0,81	3,52
		A ₂	6,77	2,38	1,89
	A _{vj} (cm ²)	12,38	8,13	4,89	
	A _{v1} min(cm ²)	3,5	2	4	
	A _{v2} min(cm ²)	9	12,65	5,8	
	A ₁ = A _{v1} +A _{vj}	9,38	2,85	4,74	
	A ₂ = A _{v2} +A _{vj}	9,86	4,42	3,12	
	A ₁ adopté /bande	2x3HA14=9,39	2x2HA12=4,52	2x3HA12=6,79	
	St (cm)	12	12	12	
	A ₂ adopté /bande	2x4HA14=12,31	2x5HA14=15,39	2x3HA12=6,79	
	St (cm)	22,5	22,5	22,5	
	A _H (cm ²)	11,7	11,7	11,7	
	A _H adopté /bande	2x6HA12=13,57	2x6HA12=13,57	2x6HA12=13,57	
	St(cm)	16	16	16	
A _t (cm ²)	4 épingles HA8				
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0,44	0,38	0,23
		τ_b (MPa)	0,61	0,54	0,32
	ELS	N _s (KN)	2499,59	1171,21	599,39
		σ_b (MPa)	6,37	2,97	1,54

Tableau 8.5 : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL₅, VL₆, VL₇, VL₈)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,40	1,425	1,45	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,28	0,285	0,29	
solicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	1820,23	835,63	3011,69	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	7489,4	4353,23	3874,28	
	σ_1 (KN/ m ²)	1530,28	730,74	1726,21	
	V _u (KN)	169,43	121,59	89,18	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	1,13	1,195	0,82	
	L _c (m)	0,27	0,23	0,63	
	d ₁ (m)	0,18	0,15	0,35	
	d ₂ (m)	0,95	1,045	0,47	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	60,31	23,50	165,83
		N ₂	145,38	76,36	81,13
	A _v (cm ²)	A ₁	1,51	0,59	4,15
		A ₂	3,64	1,91	2,03
	A _{vj} (cm ²)	6,52	4,68	3,43	
	A _{v1} min(cm ²)	1,8	1,5	3,5	
	A _{v2} min(cm ²)	9,5	10,45	4,7	
	A ₁ = A _{v1} +A _{vj}	3,14	1,76	5	
	A ₂ = A _{v2} +A _{vj}	5,27	3,08	2,89	
	A ₁ adopté /bande	2x2HA12=4,52	2x1HA12=2,26	2x3HA12=6,79	
	St (cm)	10	10	10	
	A ₂ adopté /bande	2x5HA12=11,31	2x5HA12=11,31	2x2HA14=6,16	
	St (cm)	20	20	20	
	A _H (cm ²)	11,7	11,7	11,7	
	A _H adopté /bande	2x6HA12=13,57	2x6HA12=13,57	2x6HA12=13,57	
St(cm)	16	16	16		
A _t (cm ²)	4 épingles HA8				
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0,23	0,22	0,16
		τ_b (MPa)	0,32	0,31	0,23
	ELS	N _s (KN)	3391,73	998,95	470,83
		σ_b (MPa)	11,16	3,27	1,52

Tableau 8.6 : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL₉, VL₁₀)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,60	1,625	1,65	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,32	0,325	0,33	
solicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	1820,23	1012	3200,56	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	10946,58	6939,7	5070,53	
	σ_1 (KN/ m ²)	1620,94	919,68	1824,32	
	V _u (KN)	187,91	141,58	117,46	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	1,37	1,425	1,00	
	L _c (m)	0,23	0,20	0,65	
	d ₁ (m)	0,15	0,13	0,43	
	d ₂ (m)	1,22	1,295	0,57	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	51,62	25,11	216,10
		N ₂	197,75	119,10	103,98
	A _v (cm ²)	A ₁	1,29	0,63	5,40
		A ₂	4,94	2,98	2,60
	A _{vj} (cm ²)	7,24	5,45	4,52	
	A _{v1} min(cm ²)	1,5	1,3	4,3	
	A _{v2} min(cm ²)	12,2	12,95	5,7	
	A ₁ = A _{v1} +A _{vj}	3,10	2	6,53	
	A ₂ = A _{v2} +A _{vj}	6,75	4,34	3,73	
	A ₁ adopté /bande	2x1HA14=3,11	2x1HA14=3,11	2x4HA12=9,05	
	St (cm)	10	10	10	
	A ₂ adopté /bande	2x6HA12=13,57	2x6HA12=13,57	2x3HA12=6,78	
	St (cm)	20	20	20	
	A _H (cm ²)	11,7	11,7	11,7	
	A _H adopté /bande	2x6HA12=13,57	2x6HA12=13,57	2x6HA12=13,57	
St(cm)	16	16	16		
A _t (cm ²)	4 épingles HA8				
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0,26	0,26	0,21
		τ_b (MPa)	0,36	0,36	0,30
	ELS	N _s (KN)	3391,73	2064,63	941,47
		σ_b (MPa)	9,83	5,90	2,66

CHAPITRE 9

Etude de l'infrastructure

Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général 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 s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures

- **Fondation superficielles**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles isolées.
- les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- les radiers.

- **Fondation profondes**

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelle ou radier).

❖ Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

9.1 Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Le tassement du sol.
- La facilité d'exécution.
- L'économie.

9.2 Pré-dimensionnement des fondations :

9.2.1 Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{S_{\text{max}}}$ qui est obtenu à la base de tous les Poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Homothétique des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carré

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{0,8 \cdot \sigma_{\text{sol}}}}$ Avec : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ à une profondeur de 1.5m.

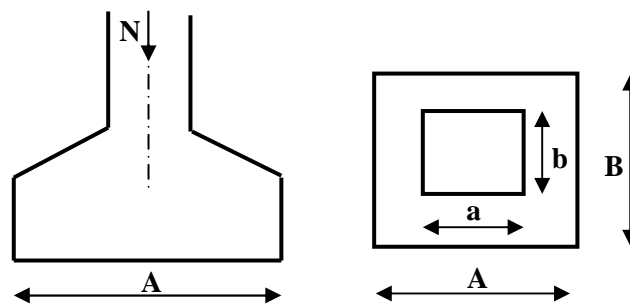


Fig 9.1 : Schéma de la semelle isolée.

Exemple de calcul :

$$N_{\text{ser}} = 1665,95 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1665,95}{200 \times 0,8}} = 3,23 \text{ m} \Rightarrow A = B = 3,23 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

9.2.2 Semelles filantes :**a) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	2620,62	4,7	2,79	13,10
VT2	2620,62	4,7	2,79	13,10
VT3	2116,97	3,9	2,71	10,58
VT4	2116,97	3,9	2,71	10,58
VT5	1116,77	1,8	3,10	5,58
VT6	971,79	1,8	2,70	4,86
VT7	1116,77	1,8	3,10	5,58
VT8	971,79	1,8	2,70	4,86
				68,26

Tableau 9.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	1284,41	2,2	2,92	6,42
VL2	1284,41	2,2	2,92	6,42
VL3	1191,06	2,2	2,71	5,96
VL4	1191,06	2,2	2,71	5,96
VL5	1107,59	1,8	3,08	5,54
VL6	1107,59	1,8	3,08	5,54
VL7	1049,49	1,8	2,92	5,25
VL8	1049,49	1,8	2,92	5,25
VL9	2158,61	2	5,40	10,79
VL10	2158,61	2	5,40	10,79
				67,91

Tableau 9.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_v = \sum S_i = 136,17 \text{ m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

b) Semelles filantes sous poteaux :

➤ **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.

➤ **Etape de calcul :**

1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2- Détermination de coordonnée de la résultante R :
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$$

3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$

Avec : **L** distance entre nus des poteaux.

On fera les calculs sous le portique transversal (7-7), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _{ser}	M _i	e _i (m)	N _{ser} × e _i
1	1737,32	-6,694	9,00	15635,88
2	2463,23	1,449	5,50	13547,765
3	1085,03	2,468	2,00	2170,06
4	1028,41	1,209	-1,20	-1234,092
5	2098,59	-2,366	-4,90	-10283,09
6	1547,19	-5,955	-9,20	-14234,15
Somme	9959,77	-9,889		5602,374

Tableau 9.3 : Résultante des charges sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 9959,77 \text{ KN}$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0,56 < \frac{18,20}{6} = 3,03 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9959.77}{24,50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,56}{24,50}\right) = 481,57 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9959.77}{24,50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,56}{24,50}\right) = 331,47 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{9959.77}{24,50} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,56}{24,50}\right) = 444,05 \text{ KN / ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{444,05}{200} = 2,22 \text{ m}$$

On prend : B = 2,30 m.

On aura donc, $S = 2,30 \times 18,20 = 41,86 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 41,86 \times 7 + 136,17 = 429,19 \text{ m}^2$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{\text{bat}} = 445,9 \text{ m}^2.$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{429,19}{445,9} = 0,96$$

La surface totale des semelles représente 96% de la surface du bâtiment.

➤ Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

9.3 Radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

9.3.1 Pré-dimensionnement du radier :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

Donc on opte pour une hauteur de dalle $h_d = 40$ cm.

➤ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

✓ **condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40$ MPa

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b=1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; E = 10818,86 MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.8}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.98 \text{ m}$$

Nous optons pour une hauteur de nervure $h_n = 100 \text{ cm}$.

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- $h_n = 100 \text{ cm}$ hauteur de la nervure
- $h_d = 40 \text{ cm}$ hauteur de la dalle
- $b = 55 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

9.3.2 Détermination de la surface nécessaire au radier :

ELU: $N_u = 99043,38 \text{ kN}$

ELS: $N_s = 72233,57 \text{ kN}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{99043,38}{1,33 \times 200} = 372,34 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{72233,57}{1,33 \times 200} = 271,55 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 445,9 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 372,34 \text{ m}^2$$

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 imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 445,9 + 43,7 = 489,6 \text{ m}^2$

$$S_{\text{rad}} = 489,6 \text{ m}^2$$

9.3.3 Détermination des efforts à la base du radier :**a) Charges permanentes :**

- **Poids du bâtiment :**

$$G_{\text{bat}} = 62046,52 \text{ KN}$$

- **Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle : $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle}} = (489,6 \times 0,4) \times 25 = 4896 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = 4896 \text{ KN}$$

Poids de la nervure : $P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_n = [(0,55 \times (0,6) \times 12,2 \times 7) + (0,55 \times (0,6) \times 24,5 \times 6)] \times 25$$

$$P_n = 2263,8 \text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O:**

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}})] \times \rho_b$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0,55 \times 24,5 \times 6) + (0,55 \times 18,2 \times 7) = 138,22 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(489,6 - 138,22) \times (1 - 0,4)] \times 17 = 3584,08 \text{ KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad.} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 489,6 \times 0,1 \times 25 = 1224 \text{ KN. } (e_p = 10 \text{ cm}).$$

- **Poids totale du radier:**

$$G_{rad} = 4896 + 2263,8 + 3584,08 + 1224 = 11967,88 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 11967,88 \text{ KN}$$

b) Charges d'exploitation :

$$\text{Surcharges du bâtiment : } Q_{bat} = 10187,05 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges du radier : } Q_{rad} = 2,5 \times 489,6 = 1224 \text{ KN}$$

c) Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{sup} = 11967,88 + 62046,52 = 74014,4 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sup} = 1224 + 10187,05 = 11411,05 \text{ KN}$$

d) Combinaisons d'action :

$$A \text{ l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 117036,015 \text{ KN}$$

$$A \text{ l'ELS : } N_s = G + Q = 85425,45 \text{ KN}$$

9.3.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,95 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,8 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25,9 \times 19,6^3}{12} = 16251,25 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19,6 \times 25,9^3}{12} = 28377,50 \text{ m}^4.$$

9.3.5 Vérifications:**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 37 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{117036,015 \times 1}{489,6} \times \frac{4,8}{2} = 573,70 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{573,70}{1 \times 0,37 \times 1000} = 1,55 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

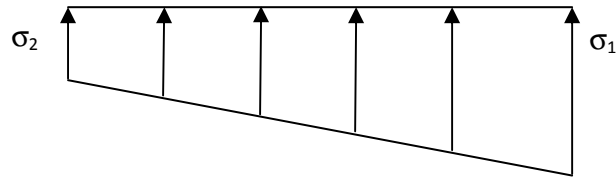


Fig 9.2 : Diagramme des contraintes

$$\text{ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\text{ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de celui-ci.

$$N_u = 117036,015 \quad N_s = 85425,45$$

- **Sens longitudinal**

- **ELU :**

$$M_x = 42298.61 + (3077.30 \times 1.00) = 45375.91 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{117036.01}{489.6} + \frac{45375.91}{28377.50} \times 12.95 = 259.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{117036.01}{489.6} - \frac{45375.91}{28377.50} \times 12.95 = 218.34 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 259.75 + 218.34}{4} = 249.39 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{85425.45}{489.6} + \frac{45375.91}{28377.5} \times 12.95 = 195.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{85425.45}{489.6} - \frac{45375.91}{28377.5} \times 12.95 = 153.77 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 195.19 + 153.77}{4} = 184.83 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

 $\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée• **Sens transversal :**➤ **ELU :**

$$M_y = 72392.71 + 3077.91 \times 1.00 = 75470.62 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{117036.01}{489.6} + \frac{75470.62}{16251.25} \times 9.8 = 284.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{117036.01}{489.6} - \frac{75470.62}{16251.25} \times 9.8 = 193.53 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 284.55 + 193.53}{4} = 261.79 \text{ KN/m}^2 ; 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

 $\sigma_m < 1.33\sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée➤ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{85425.45}{489.6} + \frac{75470.62}{16251.25} \times 9.8 = 219.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{85425.45}{489.6} - \frac{75470.62}{16251.25} \times 9.8 = 128.96 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 219.99 + 128.96}{4} = 197.23 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

 $\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée**Conclusion :**

Toutes les contraintes sont vérifiées.

c) **Vérification au poinçonnement :** (BAEL99 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

h: Epaisseur totale du radier

❖ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.4 + 0.4 + 2 \times 1) \times 2 = 5.6 \text{ m}$$

$$\frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5.6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 6533.33 \text{ KN}$$

$$N_u = 2284.69 \leq 6533.33 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification pour les voiles:**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 919.13 \text{ KN}$$

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 6.4 \times 1 \times 25000}{1.5} = 7466.66 \text{ KN}$$

$$N_u = 919.13 \text{ KN} < \bar{N}_u = 7466.66 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

9.4 Ferraillage du radier :

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL

❖ Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :** Si $\alpha < 0,4$ → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

- **2^{eme} Cas :** Si $0,4 < \alpha \leq 1$ → 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 donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \left(L_x < L_y \right)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.90}{4.40} = 0.88$$

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (261.79 - 1.35 \frac{11967.88}{489.6}) \times 1m = 228.79 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (197.23 - 1. \frac{11967.88}{489.6}) \times 1m = 172.78 \text{KN/ml.}$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v=0 ; \rho = 0,88 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.048 \\ \mu_y = 0,7408 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.048 \times 228.79 \times 3.90^2 = 167.03 \text{KN.m} \\ M_y = 0.7408 \times 167.03 = 123.73 \text{KNm} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.75) en travée.

9.4.1 Ferraillage dans le sens x-x :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 167.03 \times 0.5 = \mathbf{83.51 \text{ KN.m}}$.

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 167.03 \times 0.75 = \mathbf{125.27 \text{ KN.m}}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{83.51 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.043 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.043 \rightarrow \beta_u = 0.764$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{83.51 \times 10^3}{0.764 \times 37 \times 348} = 8,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 8,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 7 \text{ HA14/ml} = 10.773 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec **St = 15 cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{125.27 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.064 \rightarrow \beta_u = 0.743$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{125.27 \times 10^3}{0.743 \times 37 \times 348} = 13.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 13.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 7 \text{ HA16/ml} = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec **St =15cm**

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

9.4.2 Ferrailage dans le sens y-y :

Moments en appuis à **L'ELU** : $M_{a-y} = 123.73 \times 0.5 = \mathbf{61.86 \text{ KN.m}}$.

Moments en travée à **L'ELU** : $M_{t-y} = 123.73 \times 0.75 = \mathbf{92.80 \text{ KN.m}}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{61.86 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.032 \rightarrow \beta_u = 0.782$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{61.86 \times 10^3}{0.782 \times 37 \times 348} = 6.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 6.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 7 \text{ HA14/ml} = 10.773 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : **St =15cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{92.80 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.048 \rightarrow \beta_u = 0.758$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{92.80 \times 10^3}{0.758 \times 37 \times 348} = 9.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 9.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 7 \text{ HA } 16/\text{ml} = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : **St = 15cm**

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

Vérification à l'E.L.U :

Vérification de la condition de non fragilité :

9.4.3

$$\text{Avec : } A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$\delta_o = 0,8 \text{ ‰}$ pour les HA

$$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3 - 0.88}{2} \right) = 3.39 \text{ cm}^2 .$$

		A(cm ²)	Amin(cm ²)	Observation
x-x	ELU	10,77	3,39	Condition Vérifiée
		14,04		Condition Vérifiée
y-y	ELU	10,77		Condition Vérifiée
		14,04		Condition Vérifiée

Tableau 9.4 : vérification de la section minimale

9.4.4 Calcul et vérification à l'E.L.S :

➤ Evaluation des moments M_X et M_Y

$$\rho = 0.88 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0549 \\ \mu_y = 0.818 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc } \begin{cases} M_x = 0.0549 \times 172.78 \times 3.9^2 = 144.28 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.818 \times 144.28 = 118.02 \text{ KNm} \end{cases}$$

• Sens x-x :

Moments en appuis à l'E.L.S : $M_{a-x} = 144.28 \times 0.5 = 72.14 \text{ KN.m.}$

Moments en travée à l'E.L.S : $M_{t-x} = 144.28 \times 0.75 = 108.21 \text{ KN.m.}$

• Sens y-y :

Moments en appuis à l'E.L.S : $M_{a-y} = 118.02 \times 0.5 = 59.01 \text{ KN.m.}$

Moments en travée à l'E.L.S : $M_{t-y} = 118.02 \times 0.75 = 88.515 \text{ KN.m.}$

➤ Vérification des contraintes dans le béton

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 x-x :

• Aux appuis

$$\gamma = \frac{83.51}{72.14} = 1.16 \quad \text{et } \mu = 0.037 \rightarrow \alpha = 0.0472$$

$$\alpha = 0.0472 < \frac{1.16 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{125.27}{108.21} = 1,16 \quad \text{et } \mu = 0,055 \rightarrow \alpha = 0.0709$$

$$\alpha = 0,0709 < \frac{1,16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,33$$

Sens v-v :

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{61.86}{59.01} = 1,33 \quad \text{et } \mu = 0.0303 \rightarrow \alpha = 0.0381$$

$$\alpha = 0,0381 < \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{92.80}{88.515} = 1,33 \quad \text{et } \mu = 0.0455 \rightarrow \alpha = 0.0574$$

$$\alpha = 0,0574 < \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275$$

9.5 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encadrée dans le radier de longueur **L=50cm**, soumise à une charge uniformément répartie.

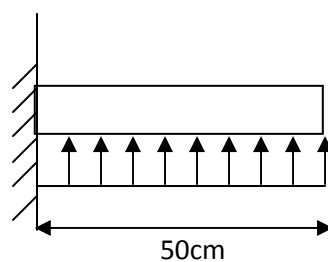


Fig. 9.3 : Schéma statique du débord

➤ **Sollicitation de calcul :**

ELU : $q_{um} = 228.79 \text{KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-228.79 \times 0.5^2}{2} = -28.60 \text{KN.m}$$

ELS: $q_{sm} = 172.78 \text{KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-172.78 \times 0.5^2}{2} = -21.60 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

A) Armatures principales :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 37 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28.6 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.0147 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_u = 0.0147 \rightarrow \beta_u = 0.993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28.6 \times 10^3}{0.993 \times 37 \times 348} = 2.24 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_U = 4 \text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{cm}^2/\text{ml}$

B) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4 \text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{cm}^2/\text{ml}$

9.5.1 Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.46 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte 4HA12/ml = 4.52cm²/ml

9.5.2 Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{28.6}{21.6} = 1.324$$

$$\mu_s = 0.012 \rightarrow \alpha = 0.015 \quad \alpha = 0.015 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.324 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.412 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

9.6 Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

$h = 100 \text{ cm}$; $b = 55 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Détermination des efforts :

Sens longitudinal :

ELU : $q_u = 228.79 \text{ KN/m}$

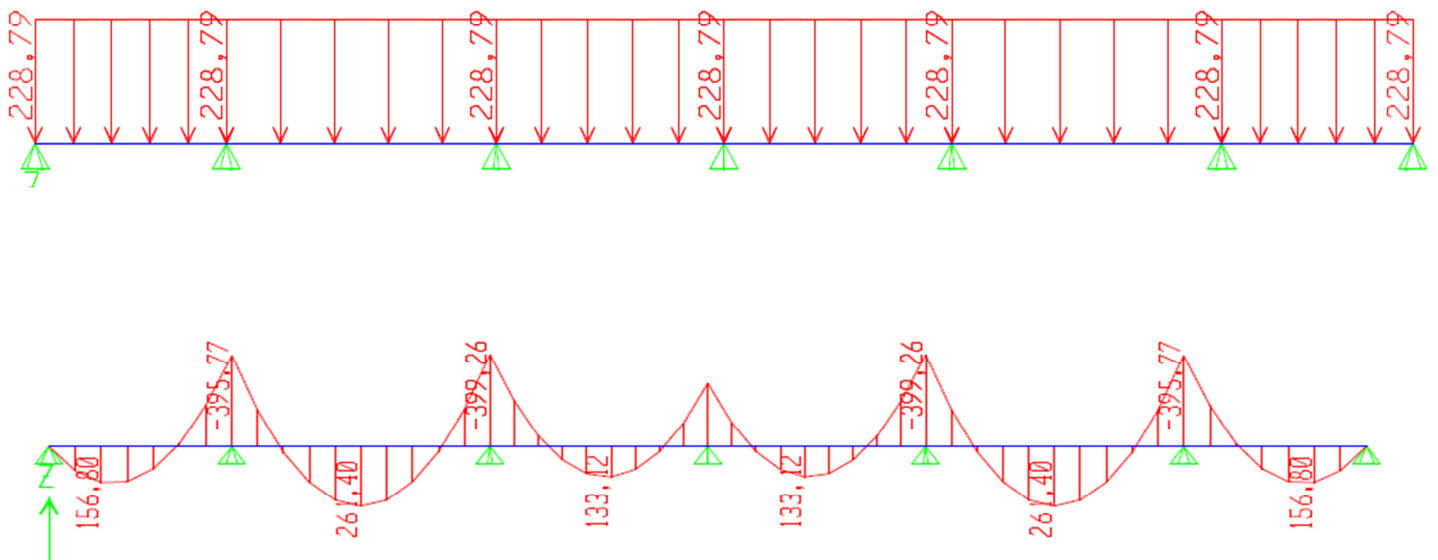


Fig 9.4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

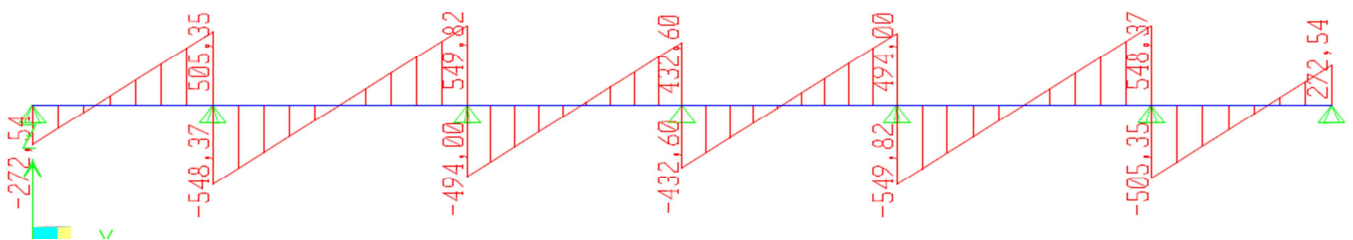


Fig 9.5 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS : $q_s = 172,78 \text{KN/ml}$

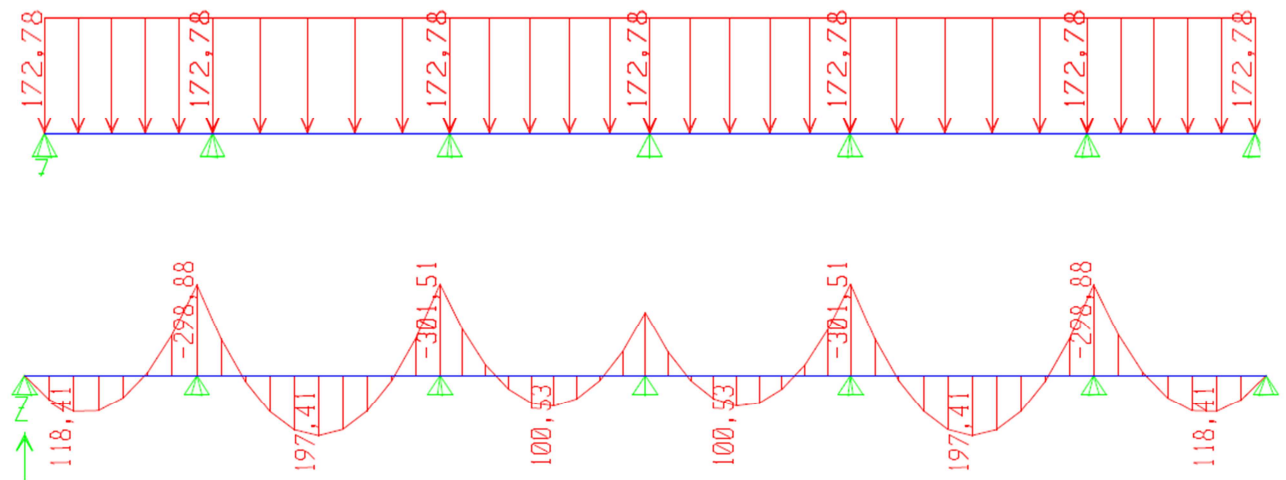


Fig 9.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

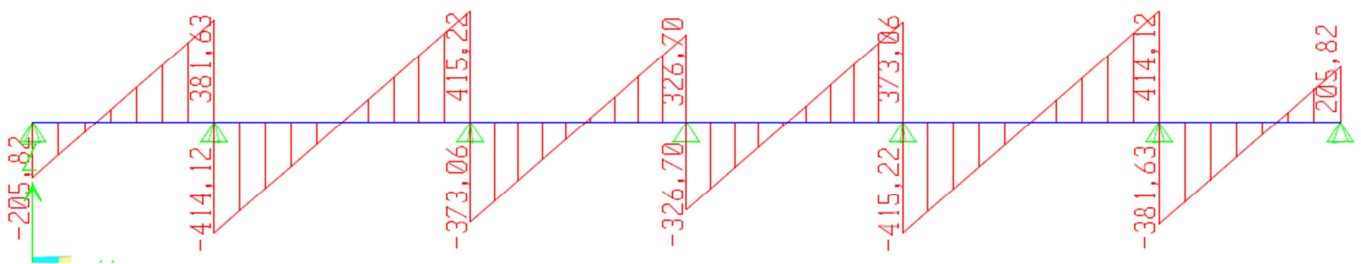


Fig 9.7 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

Sens transversale :

ELU : $q_u = 228,79 \text{KN/m}$

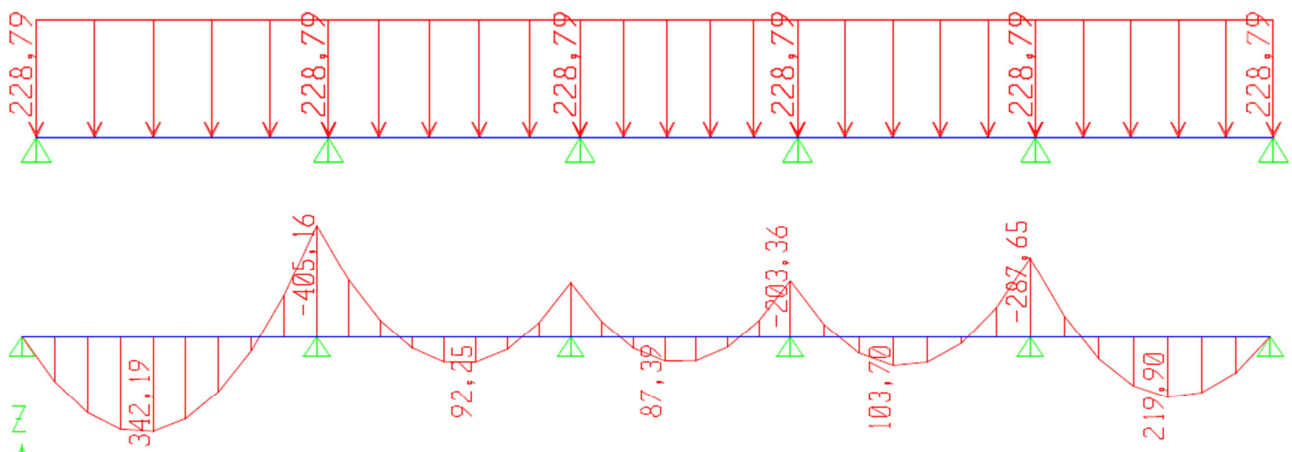


Fig 9.8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

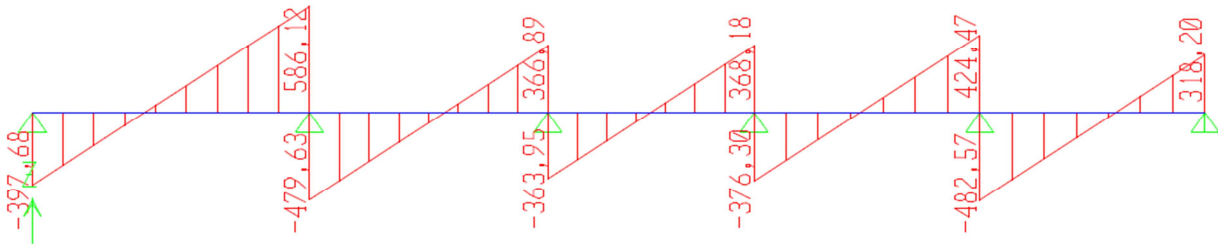


Fig 9.9 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS : $q_s=172.78\text{kN/m}$

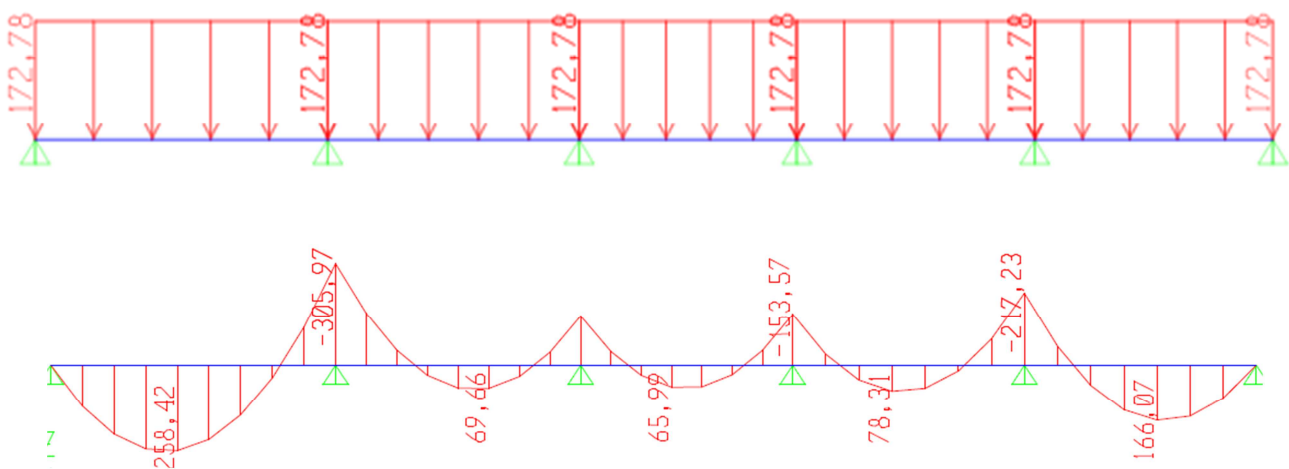


Fig 9.10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

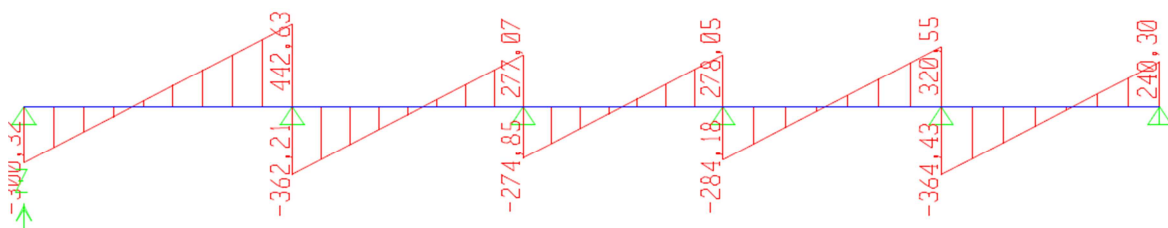


Fig 9.11 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

➤ **Calcul des armatures :**

a) **Sens transversale y-y :**

$$M_t^{\max} = 342.19 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -405.16 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 97 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{\text{app}} = -405.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{405.16 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14,2} = 0,051 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{405.16 \times 10^3}{0,973 \times 97 \times 348} = 12.34 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+4HA16 = 16.08 cm²/ml.

Avec : S_t = 12 cm

• **En travée :**

$$M_t = 342.19 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{342.19 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14,2} = 0,046 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{342.19 \times 10^3}{0,976 \times 97 \times 348} = 10.39 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+2 HA16 = 12.06 cm²/ml. Avec : S_t = 12 cm.

b) Sens longitudinale x-x :

$$M_t^{\max} = 261.40 \text{ KN}.$$

$$M_a^{\max} = -399.26 \text{ KN.m}$$

b = 55 cm, h = 100 cm, d = 97 cm , f_{bc} = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

• **Aux appuis :**

$$M_{app} = -399.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{399.26 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14,2} = 0,054 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,054 \rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{399.26 \times 10^3}{0,972 \times 97 \times 348} = 12.17 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+4HA16 = 16.08 cm²/ml.

Avec : S_t = 12 cm

• **En travée :**

$$Mt = 342.19 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{342.19 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14,2} = 0,046 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{342.19 \times 10^3}{0.976 \times 97 \times 348} = 10.39 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}16 + 2\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec : $S_t = 12 \text{ cm}$.

9.6.1 Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 97 \times 2.1}{400} = 6.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$.

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{ 25 ; 19.20 \}$$

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

Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.475 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$A_t = 4\text{HA} 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } T_{u \max} = 549.92 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{549.82 \times 10^3}{400 \times 970} = 1.42 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

9.6.2 Vérification à l'ELS :**➤ Sens transversale :****• Aux appuis :**

$$M_{S_{\max}}=305.97 \text{ KN.m} \quad \mu=0.042 \quad \longrightarrow \quad \alpha=0.0536$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{405.16}{305.97} = 1.32$$

$$\alpha = 0.0536 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• En travées :

$$M_{S_{\max}} = 258.42 \text{ KN.m} \quad \mu=0.035 \quad \longrightarrow \quad \alpha=0.045$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{342.19}{258.42} = 1.32$$

$$\alpha = 0.045 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens longitudinale :**• Aux appuis :**

$$M_{S_{\max}}=301.51 \text{ KN.m} \quad \mu=0.041 \quad \longrightarrow \quad \alpha=0.052$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{399.26}{301.51} = 1.32$$

$$\alpha = 0.052 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• En travées :

$$M_{S_{\max}}=197.41 \text{ KN.m} \quad \mu=0.027 \quad \longrightarrow \quad \alpha=0.0345$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{261.40}{197.41} = 1.32$$

$$\alpha = 0.0345 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

CHAPITRE 10

Mur de Soutènement

Introduction :

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m.

10.1 Pré-dimensionnement du mur de soutènement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur de soutènement est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

a) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,52 \text{ (pour le sable)}$$

Avec : K_0 : Coefficient des poussées des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

- Surcharges éventuelles $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres $\gamma = 22 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion $C = 0$

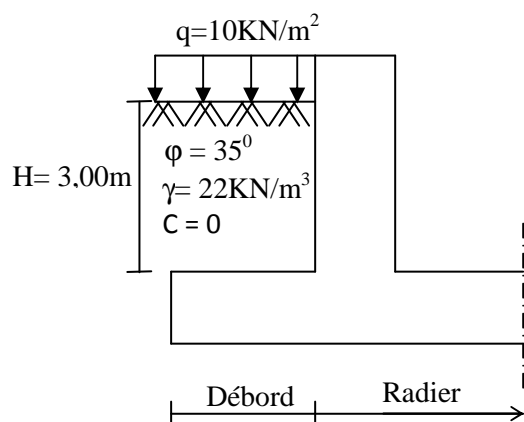


Figure 10.1 : Schéma statique du voile périphérique.

c) Calcul des sollicitations :

• ELU :

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_H = 7,8 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,00 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 54,132 \text{ KN/m}^2$$

• ELS :

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_H = 5,2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,00 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 39,52 \text{ KN/m}^2$$

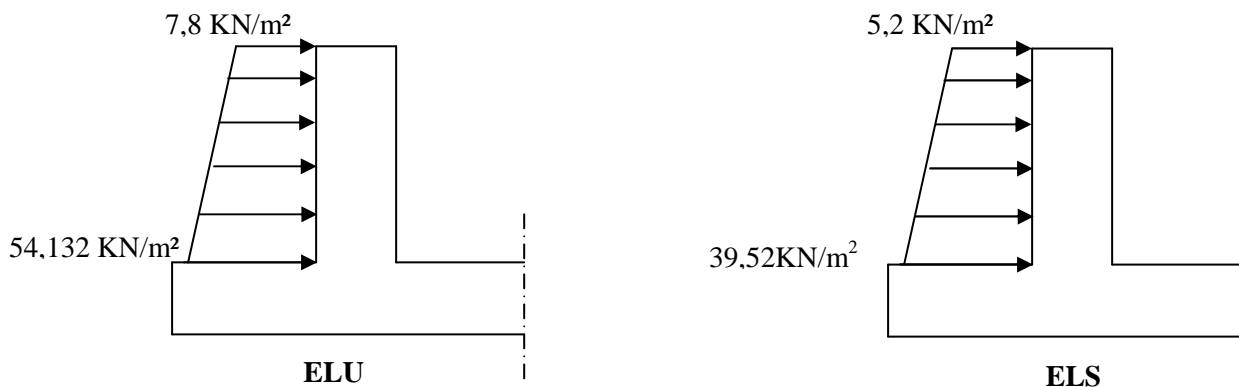
d) Diagramme des contraintes :

Figure 10.2 : Diagramme des contraintes

e) Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 54,132 + 7,8) \cdot 1}{4} = 42,549 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 39,52 + 5,2) \cdot 1}{4} = 30,94 \text{ KN/m}$$

10.2 Ferrailage du mur de soutènement :

a) Méthode de calcul :

Le mur de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées des quatre cotés (au niveau des nervures, des poteaux).

b) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :

0,3 → appui de rive

0,5 → autre appui

c) Identification des panneaux :

$$l_x = 3,00 \text{ m}$$

$$l_y = 4,40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,00}{4,40} = 0,68 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

d) Calcul des moments isostatiques :

- **ELU :**

$$\rho = 0,68 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0707 \\ \mu_y = 0,408 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0707 \times 42,549 \times 3^2 = 27,074 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,408 \times 27,074 = 11,046 \text{ KN.m}$$

e) **Correction des moments :**• **Sens xx :**

$$M_a = 0.5 \times 27,074 = 13,54 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 27,074 = 20,31 \text{ KN.m}$$

• **Sens yy :**

$$M_a = 0.5 \times 11,046 = 5,52 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 11,046 = 8.28 \text{ KN.m}$$

f) **Ferraillage :**

Tableau 10.1: Ferraillage du voile périphérique.

Sens	zone	$M_u(\text{KN.m})$	μ	μ_1	section	β	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	St (cm)
XX	Appuis	13,54	0,033	0,392	SSA	0,780	2,93	2	5HA12/ml=5.65	20
	Travée	20,31	0,049	0,392	SSA	0,757	4,53	2	5HA12/ml=5.65	20
YY	Appuis	5,52	0,013	0,392	SSA	0,837	1,11	2	5HA12/ml=5.65	20
	Travée	8,28	0,020	0,392	SSA	0,811	1,72	2	5HA12/ml=5.65	20

g) **Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

h) **Vérification à l'ELS :**

$$v = 0.2 \quad \rho = 0.68 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0766 \\ \mu_y = 0,563 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0766 \times 30,94 \times 3^2 = 21,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,563 \times 21,33 = 12,01 \text{ KN.m}$$

- **Sens xx :**

$$M_a = 0.5 \times 21,33 = 10,66 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 21,33 = 15,99 \text{ KN.m}$$

- **Sens yy :**

$$M_a = 0.5 \times 12,01 = 6,005 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 12,01 = 9,008 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3f_e}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3 \times 400}; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

- **Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_b = K \sigma_s \leq 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 10.2 : Vérification des contraintes a l'ELS.

Sens	zone	As(cm ²)	Ms(KN.m)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obser
XX	Appuis	5HA12	10,66	0,332	0,910	0,025	121,85	201.63	3,05	15	C.V
	Travée	5HA12	15,99	0,332	0,910	0,025	182,78	201.63	4,57	15	C.V
YY	Appuis	5HA12	6,005	0,332	0,910	0,025	68,64	201.63	1,72	15	C.V
	Travée	5HA12	9,008	0,332	0,910	0,025	102,97	201.63	2,57	15	C.V

Résultats:

- L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de **20cm**.
- Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

Sens x-x :

En travée : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.
 Aux appuis : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

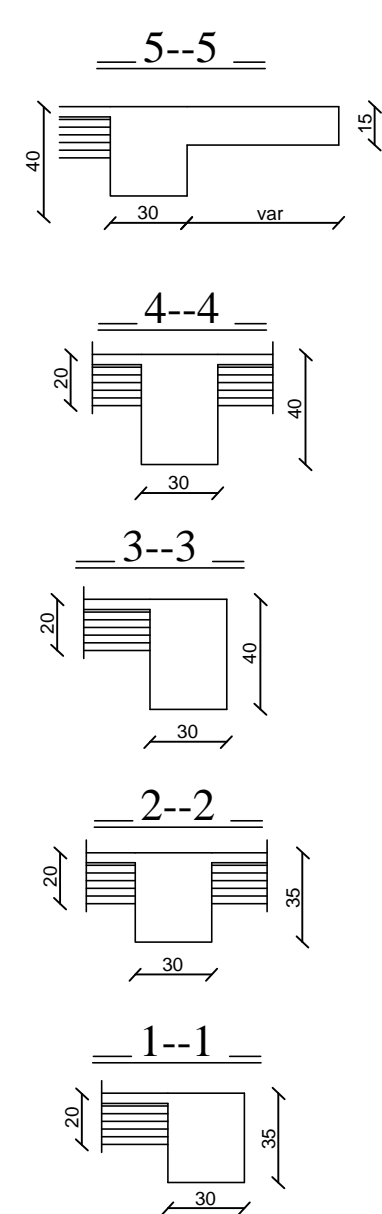
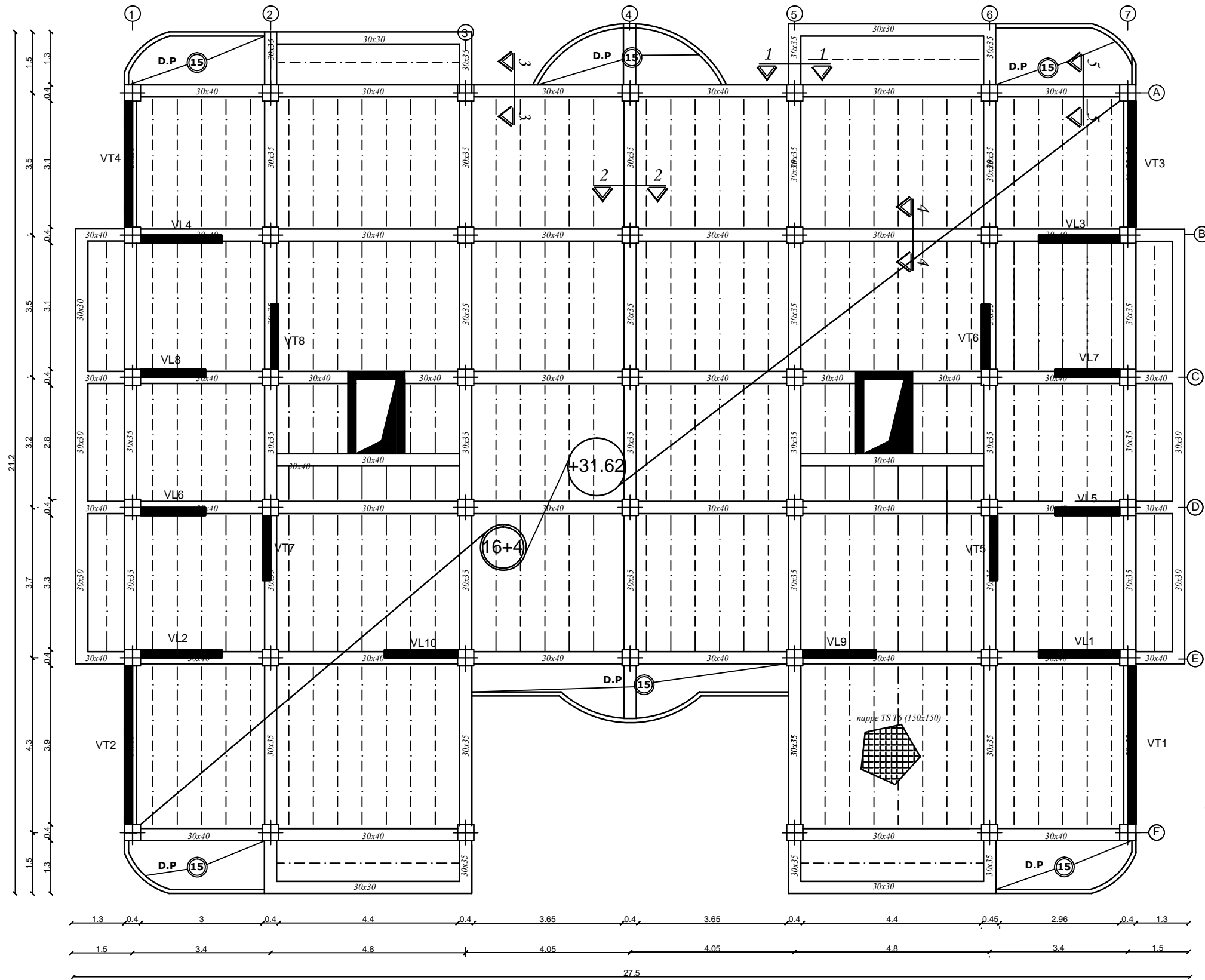
Sens y-y :

En travée : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.
 Aux appuis : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

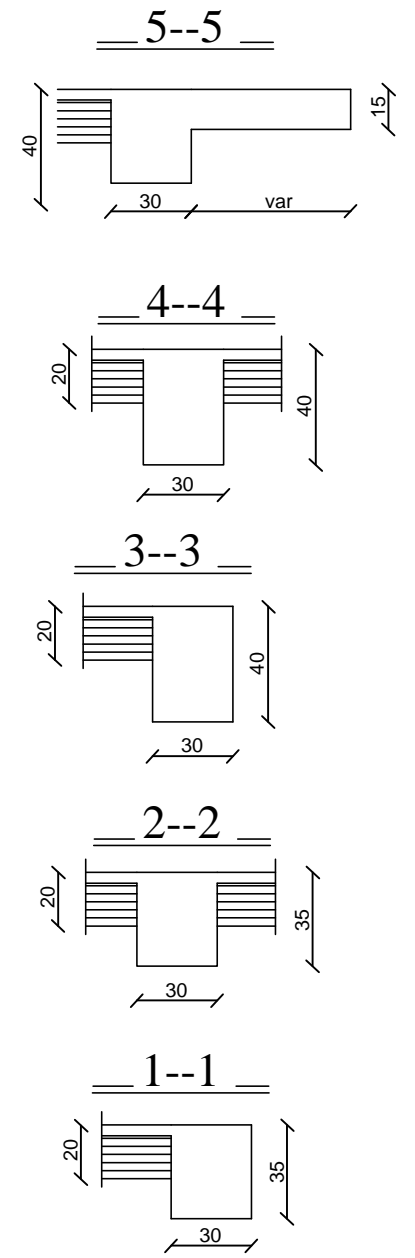
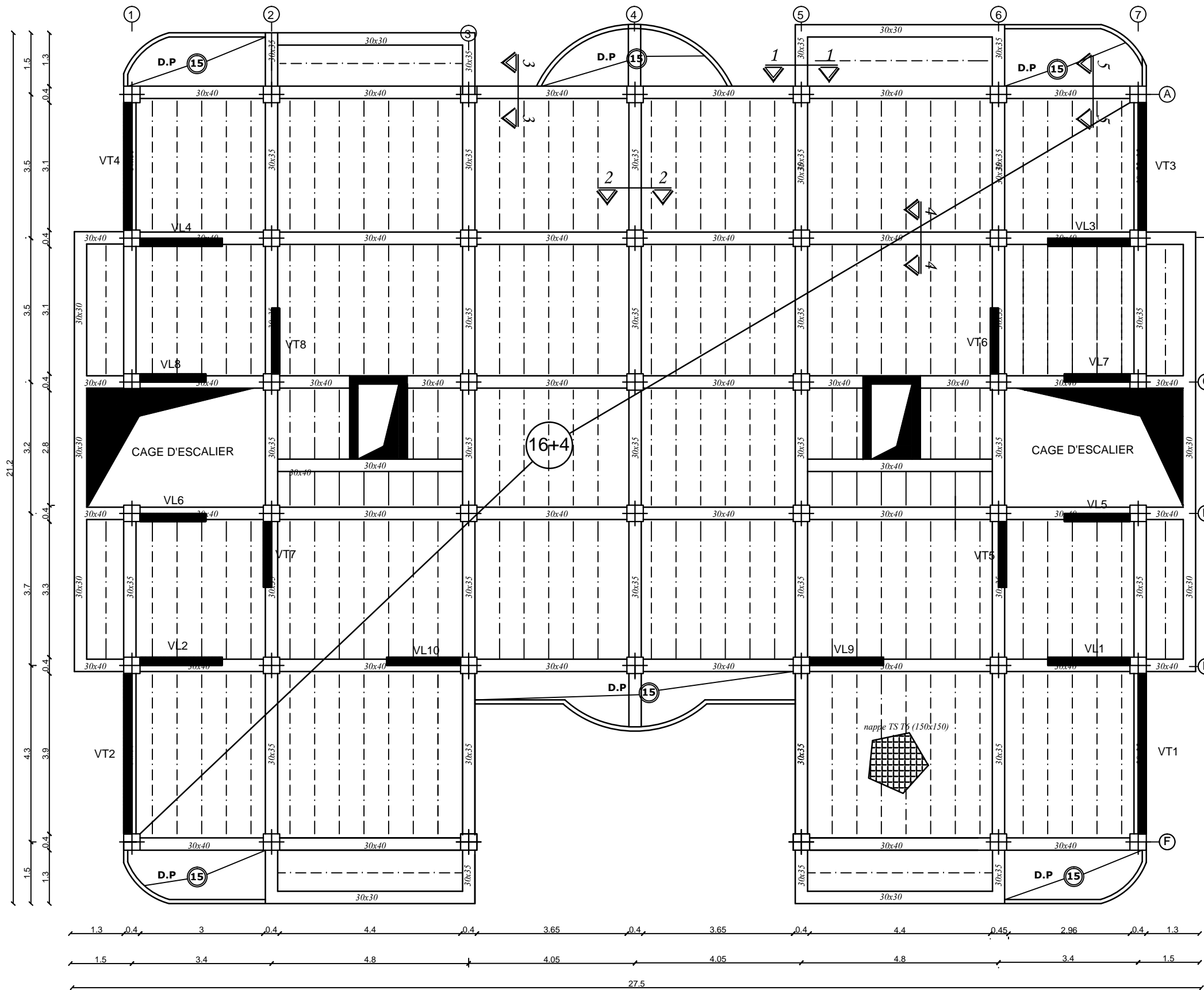
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COFFRAGE PLANCHER TERRASSE NIV +31.62

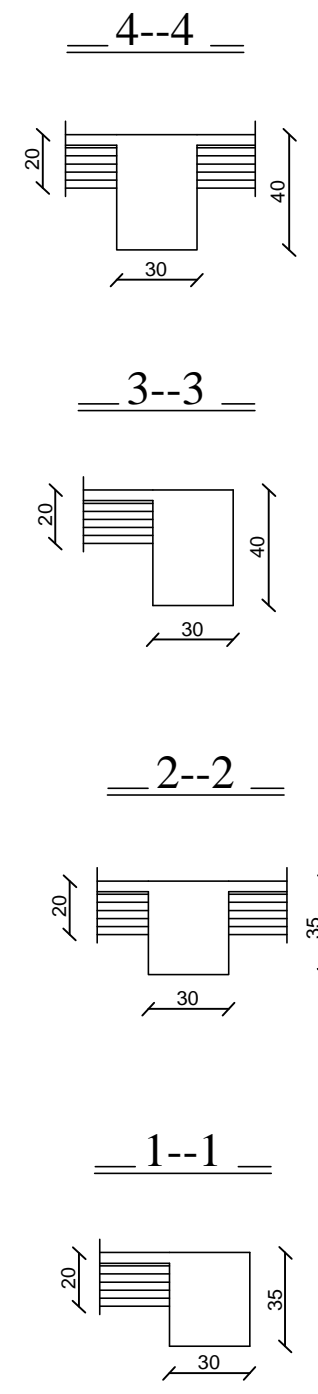
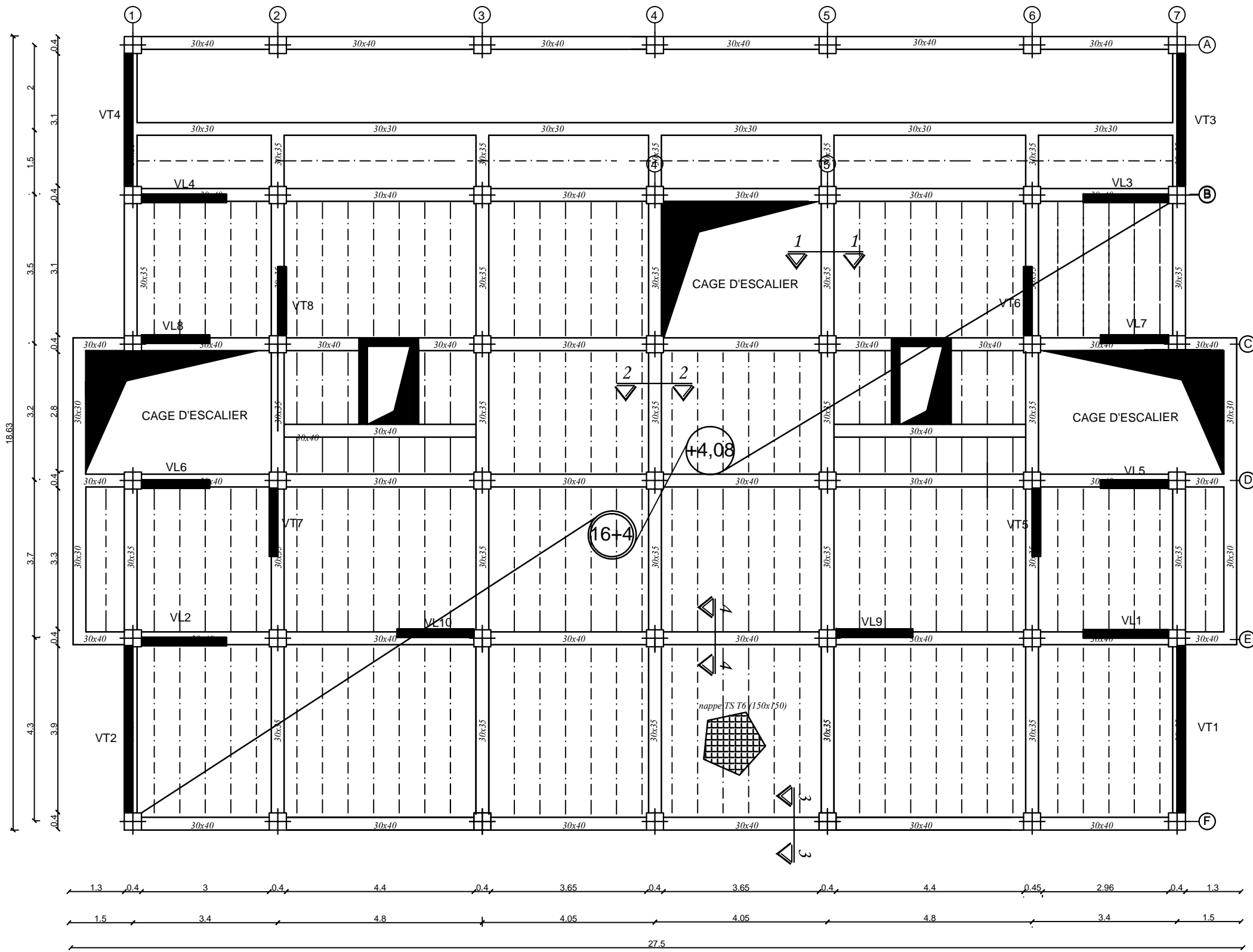
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Dirigé par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles Mr MANSOURI. A
DESIGNATION: PLAN DE COFFRAGE PLANCHER TERRASSE	ECHELLE 1/50 DATE Sep 2013 PLANCHE N° 29

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



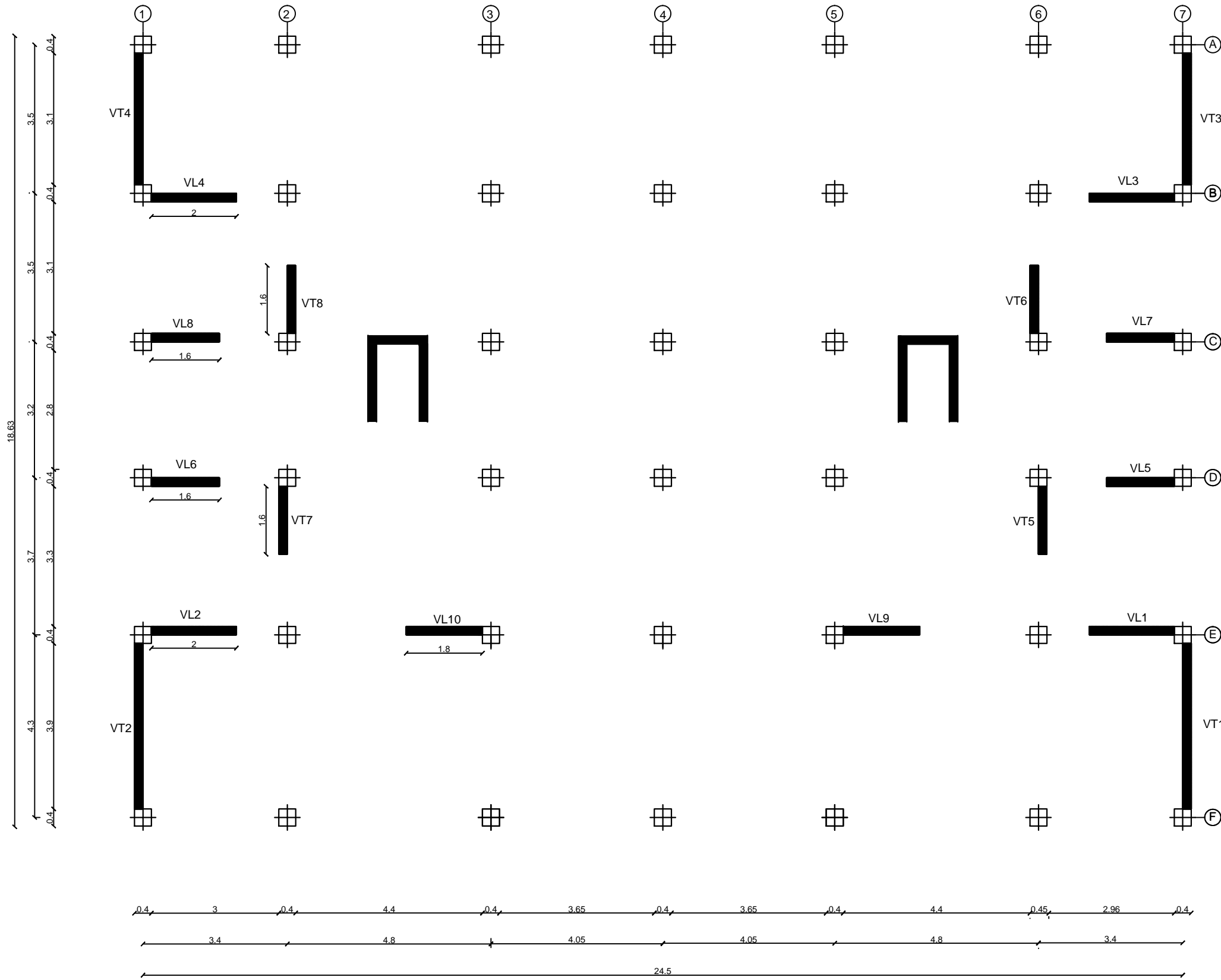
COFFRAGE PLANCHER D'ETAGE COURANT
 NIV : +7.14 ; +10.20 ; +13.26 ; +16.32 ; +19.38 ; +22.44 ; +25.50 ; +28.56

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles	Dirigé par Mr MANSOURI A
DESIGNATION: PLAN DE COFFRAGE D'ETAGE COURANT	ECHELLE 1/50 DATE Sep 2013 PLANCHE N° 28



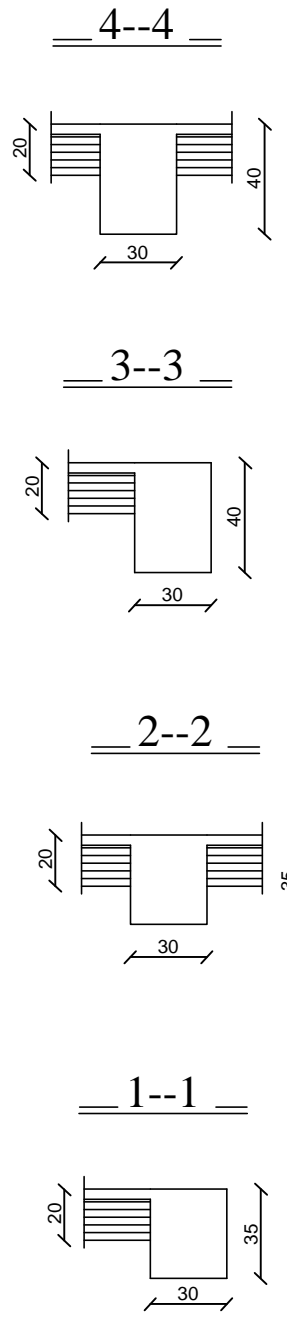
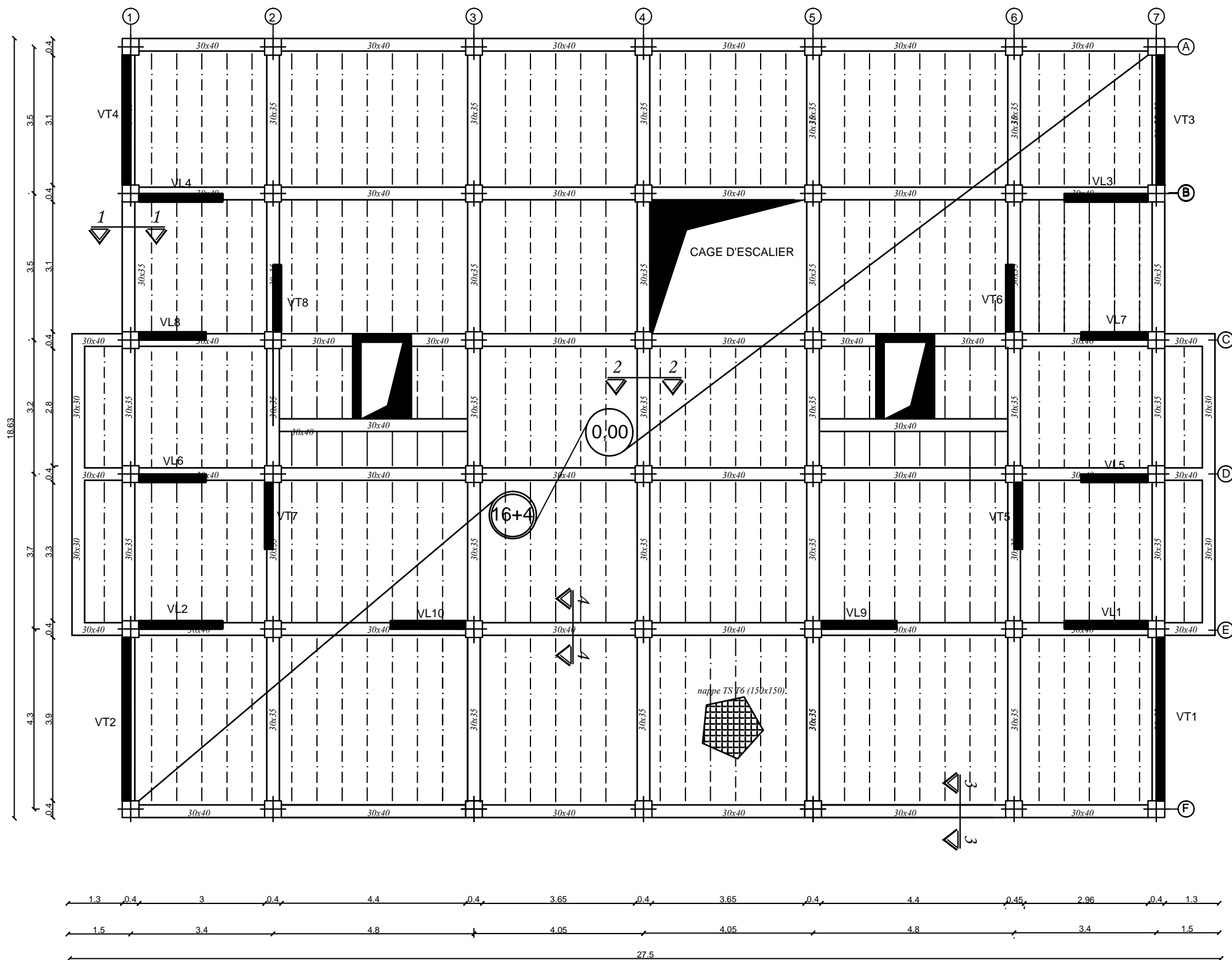
COFFRAGE PLANCHER D'ETAGE DE SERVICE NIV +4.08

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles	Dirigé par Mr MANSOURI. A
DESIGNATION: PLAN DE COFFRAGE D'ETAGE DE SERVICE	ECHELLE 1/50 DATE Sep 2013 PLANCHE N° 27



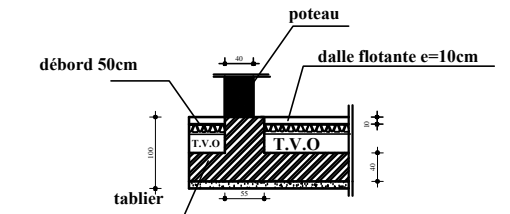
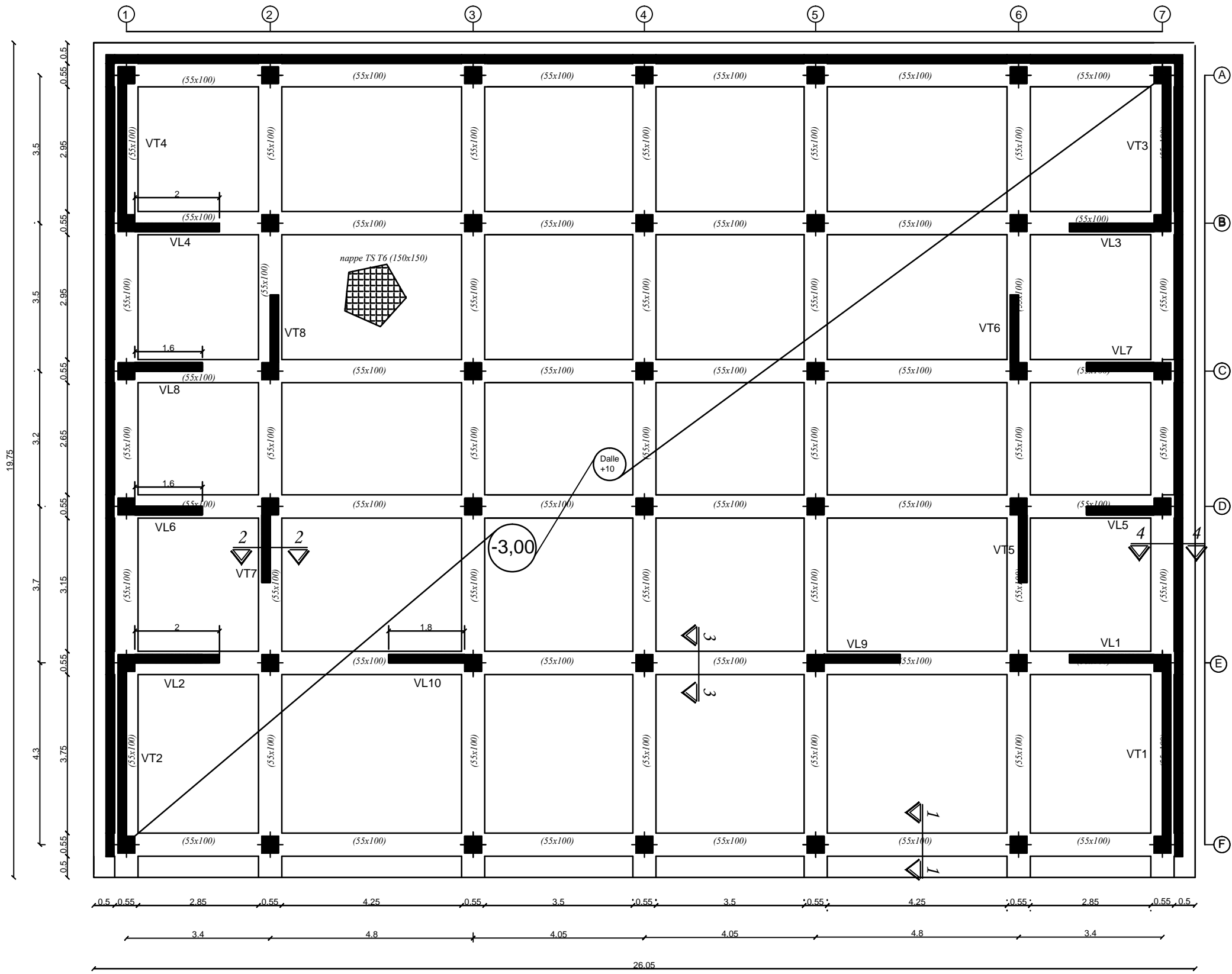
DISPOSITION DES VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles	Dirigé par Mr MANSOURI. A
DESIGNATION: DISPOSITION DES VOILES	ECHELLE 1/50 DATE Sep 2013 PLANCHE N° 25

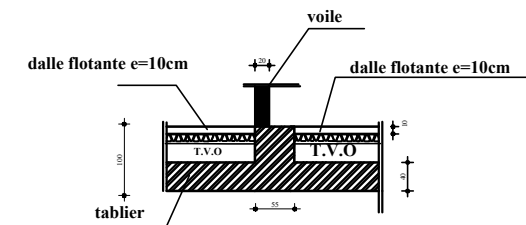


COFFRAGE PLANCHER S.SOL NIV 0.00

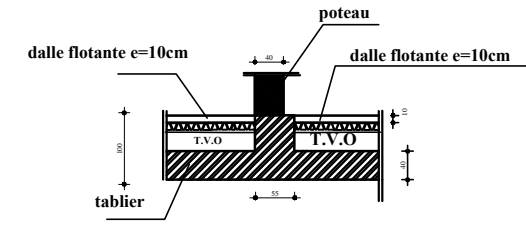
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Dirigé par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles Mr MANSOURI. A
DESIGNATION: PLAN DE COFFRAGE PLANCHER S.SOL	ECHELLE 1/50 DATE Sep 2013 PLANCHE N° 26



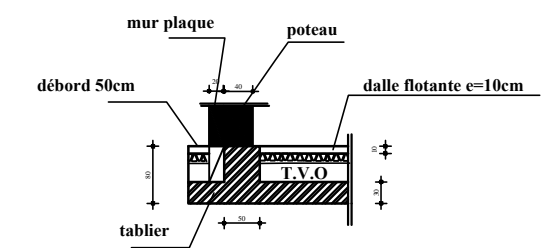
Coupe1--1



Coupe2--2



Coupe3--3



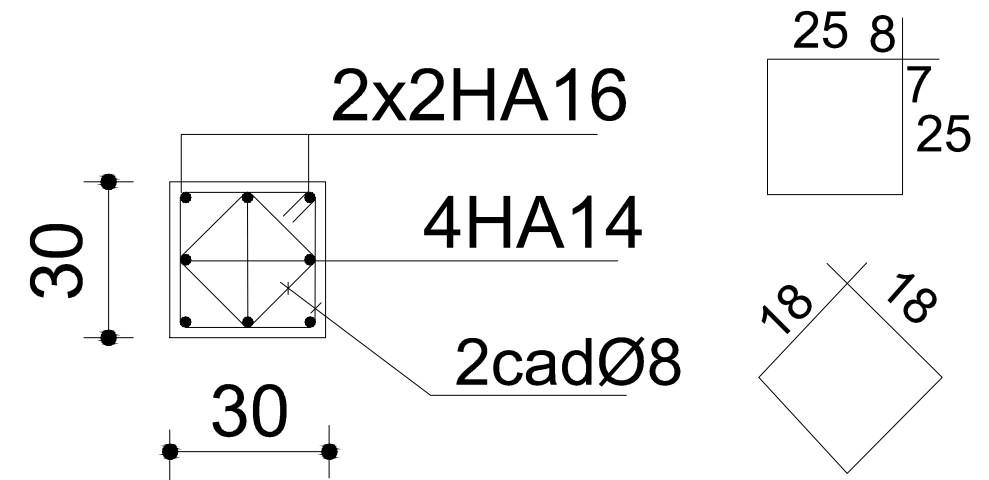
Coupe4--4

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles
Dirigé par	Mr MANSOURI. A
DESIGNATION:	PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS
ECHELLE	1/50
DATE	Sep 2013
	PLANCHE N° 30

COFFRAGE DU RADIER GENERALE NIV -3,00

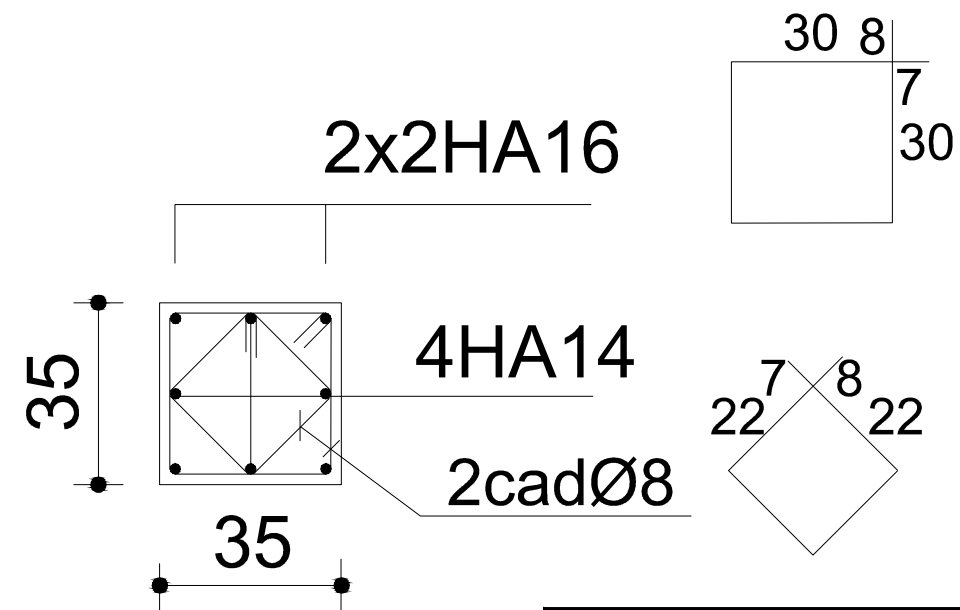
ZONE III 7eme au 9eme niveau

7eme étage



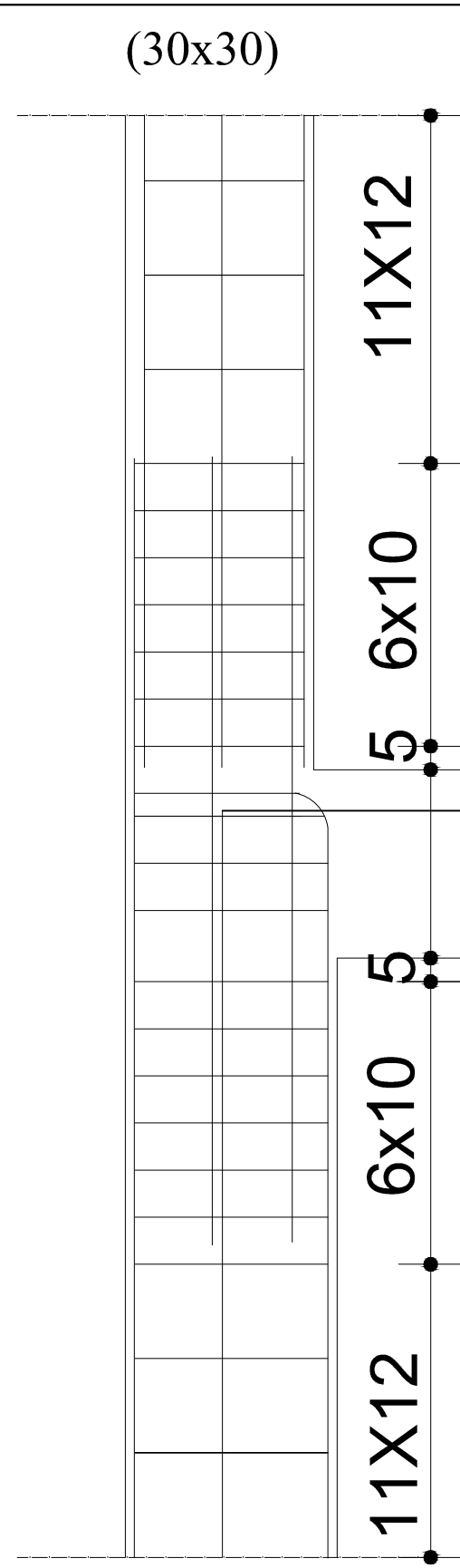
ZONE II 3eme au 6eme niveau

6eme étage



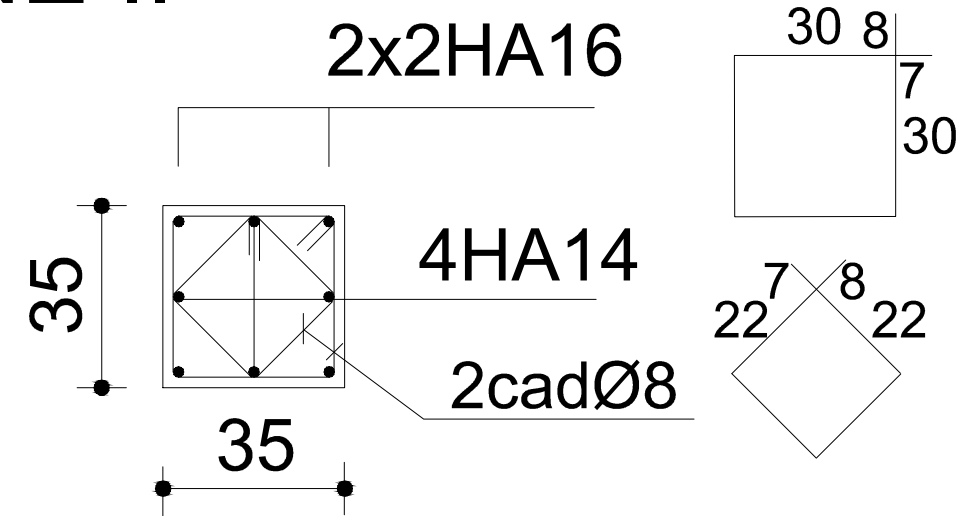
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



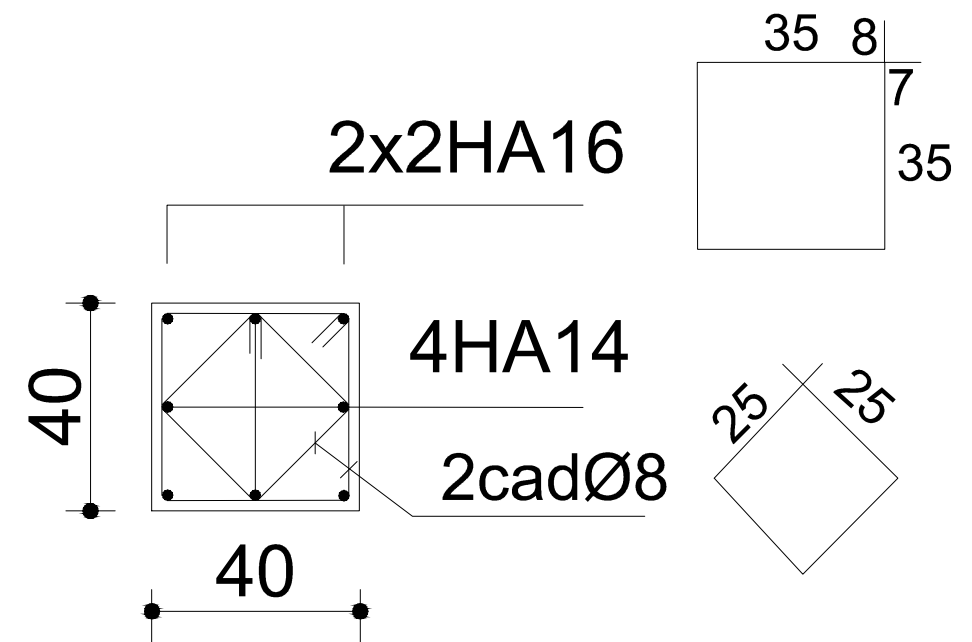
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELLIL Ghiles
Dirigé par	Mr MANSOURI. A
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX	DATE Sep 2013
	PLANCHE N° 11

ZONE II 3eme au 6eme niveau

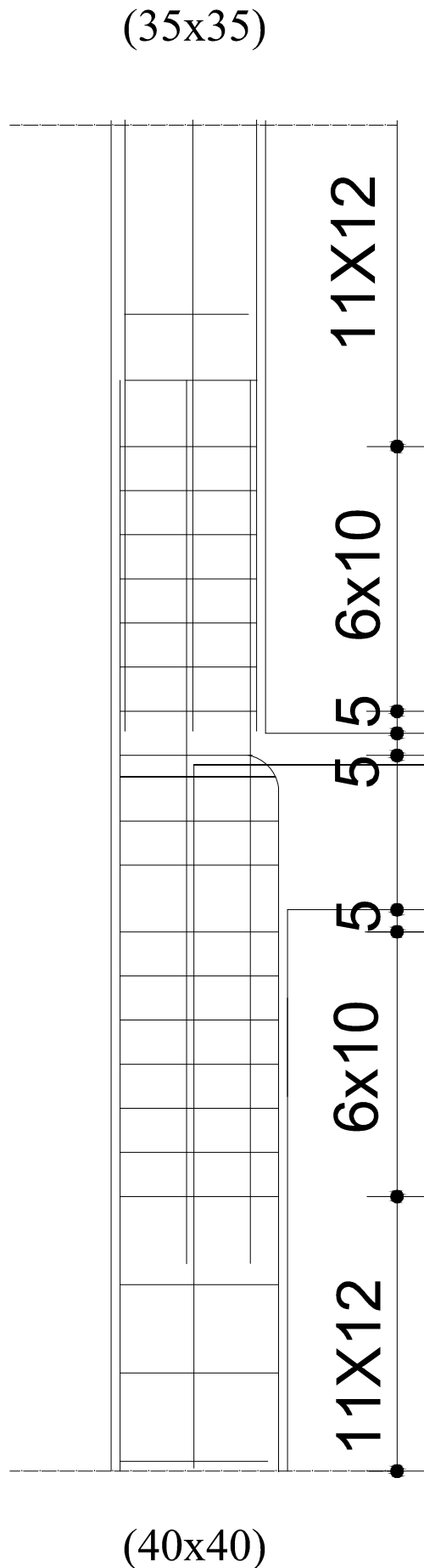


3eme étage

ZONE I S.Sol au 2eme niveau



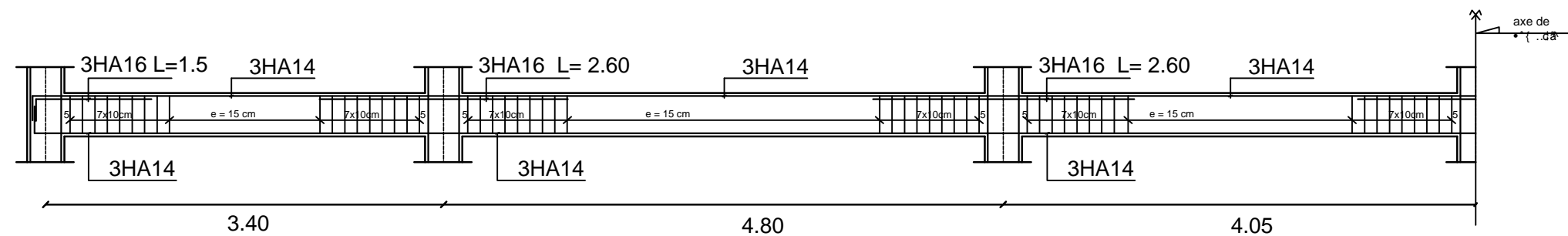
2eme étage



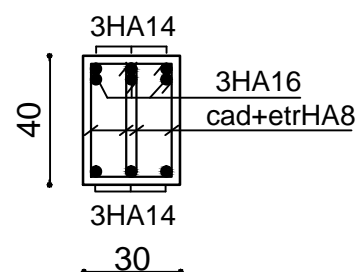
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles
Dirigé par	Mr MANSOURI. A
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX	DATE Sep 2013
	PLANCHE N° 10

ZONE III : 7eme au 9eme niveau

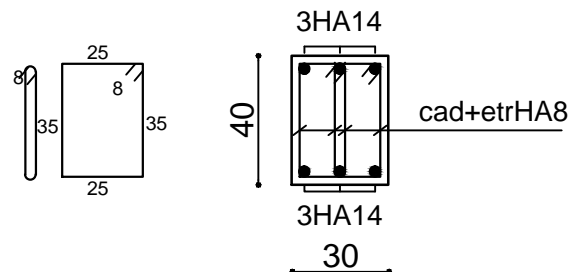
POUTRE PRINCIPALE



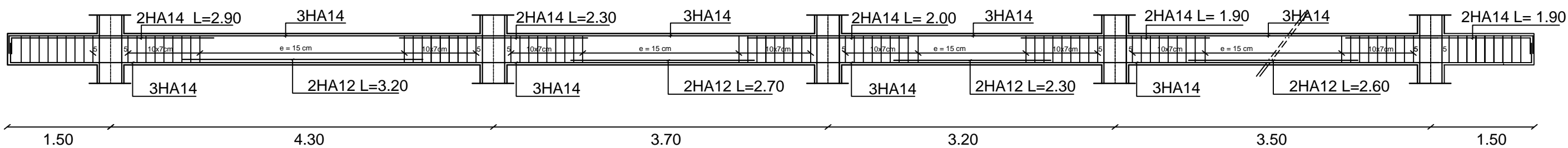
Coupe en appuis



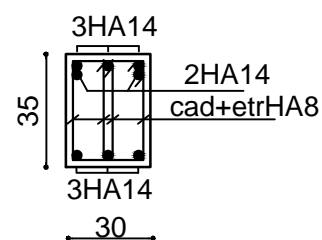
Ô[] ^A} Aæ..^



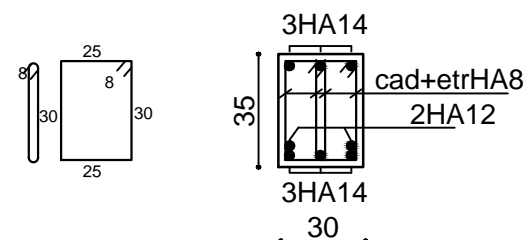
POUTRE SECONDAIRE



Coupe en appuis



Ô[] ^A} Aæ..^



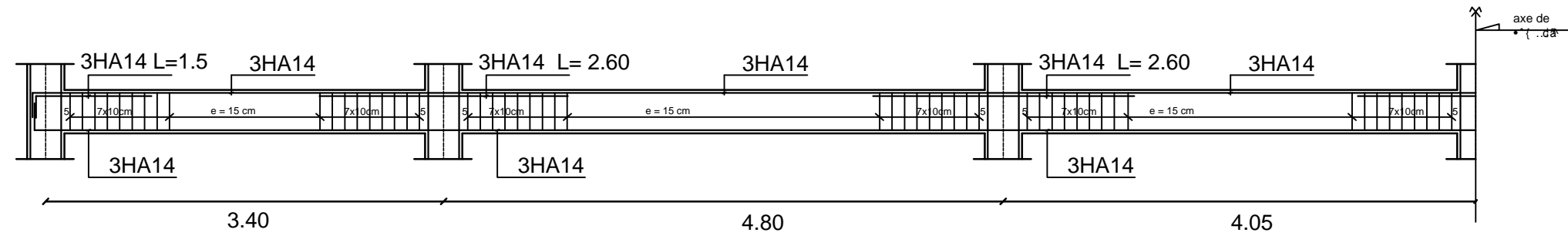
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles
Dirigé par	Mr MANSOURI. A

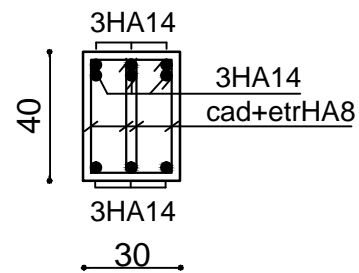
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES	DATE Sep 2013
	PLANCHE N° 12

ZONE II : 3eme au 6eme niveau

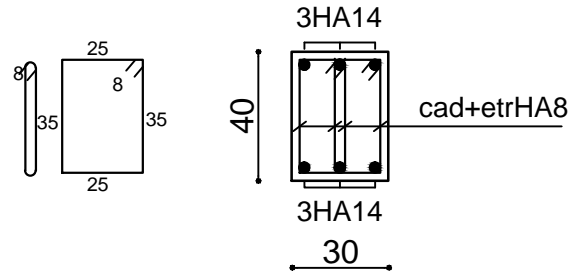
POUTRE PRINCIPALE



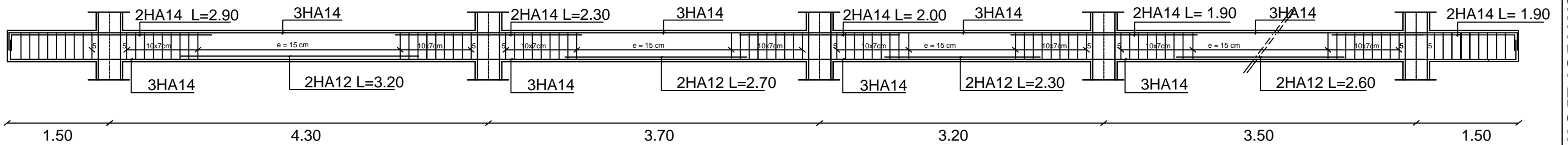
Coupe en appuis



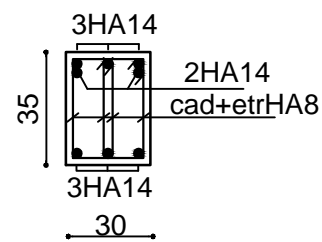
Ô[] ^A} Aæ..^



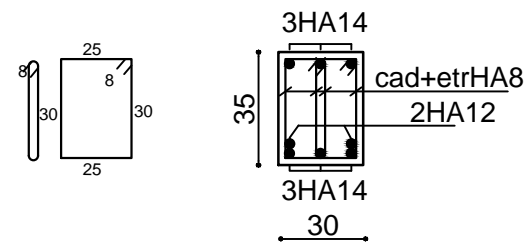
POUTRE SECONDAIRE



Coupe en appuis



Ô[] ^A} Aæ..^



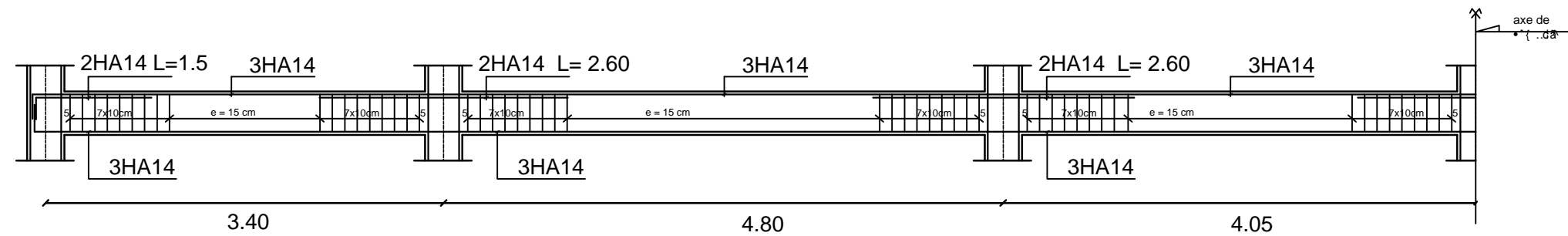
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles
Dirigé par	Mr MANSOURI. A

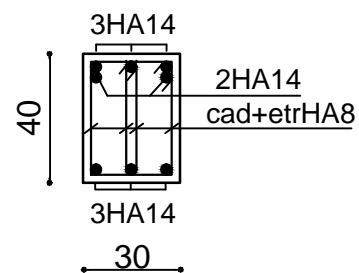
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES	DATE Sep 2013
	PLANCHE N° 13

ZONE I : S.Sol au 2eme niveau

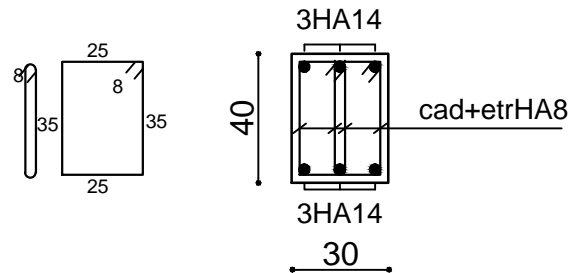
POUTRE PRINCIPALE



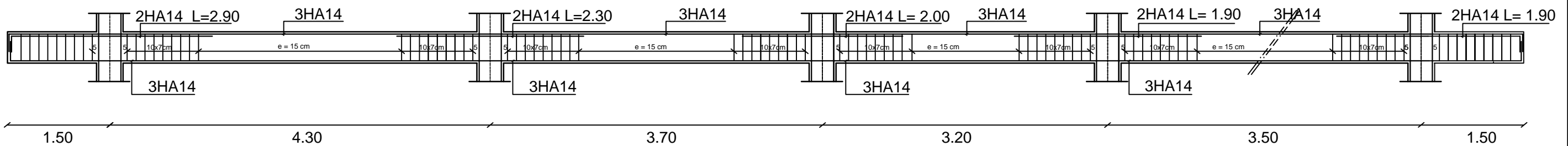
Coupe en appuis



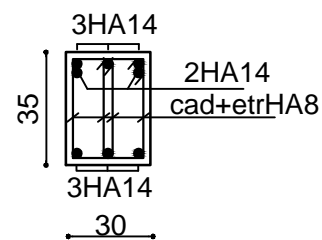
Ô[] ^A} Aæ..^



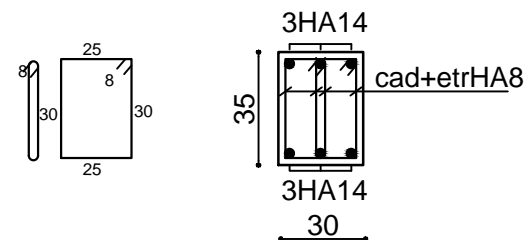
POUTRE SECONDAIRE



Coupe en appuis



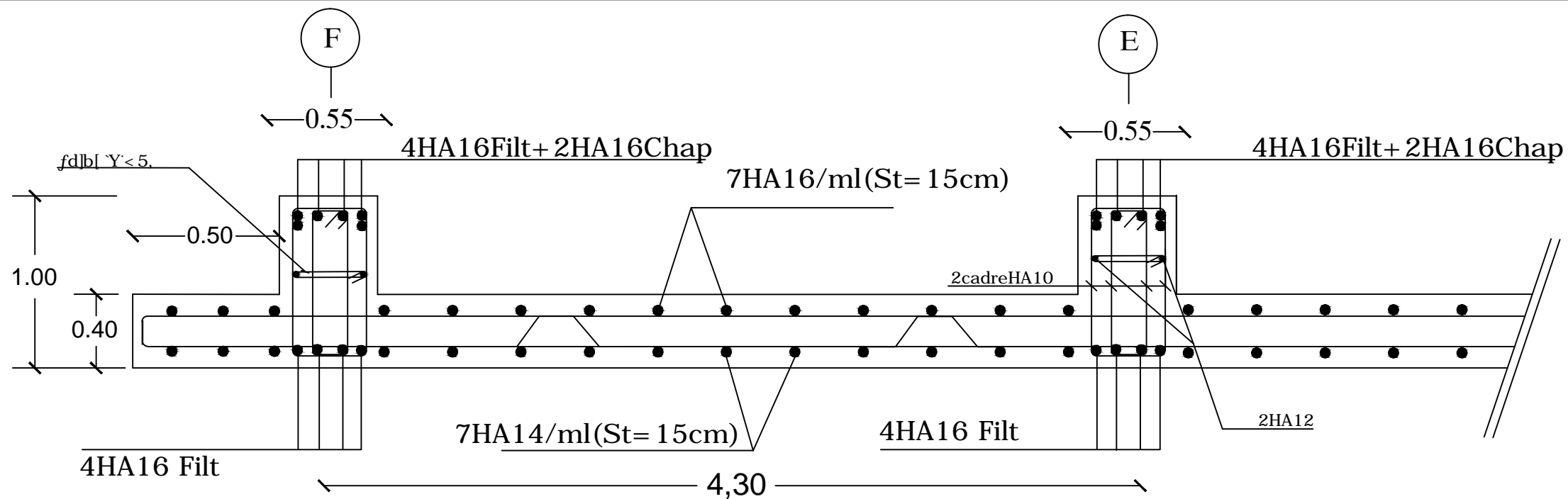
Ô[] ^A} Aæ..^



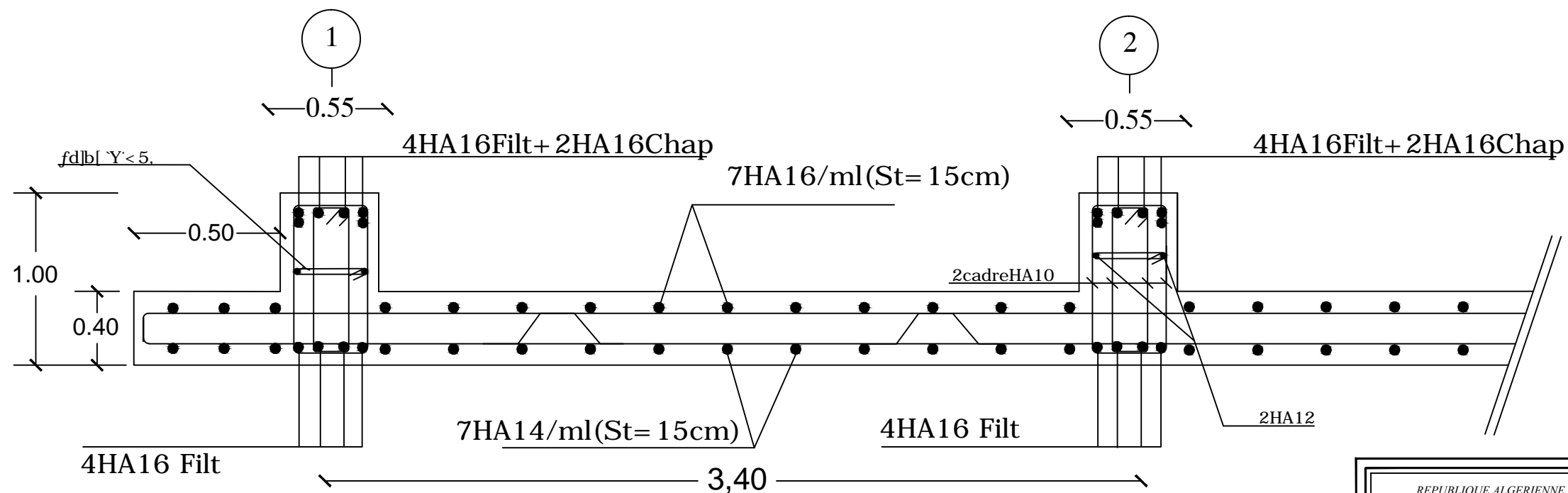
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles
Dirigé par	Mr MANSOURI. A

DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES	DATE Sep 2013
	PLANCHE N° 14



Ferrailage du radier sens longitudinal X-X

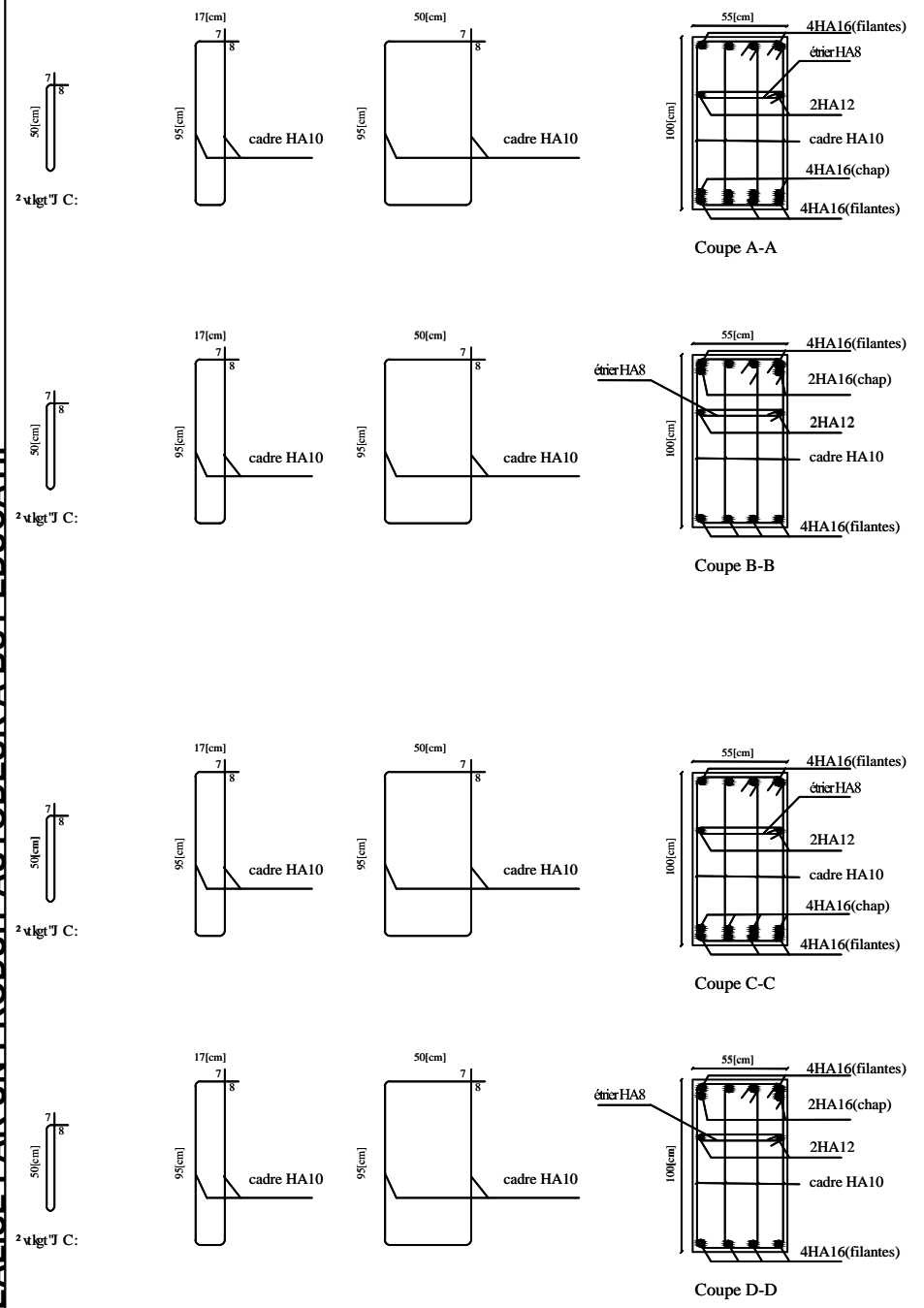


Ferrailage du radier sens transversal Y-Y

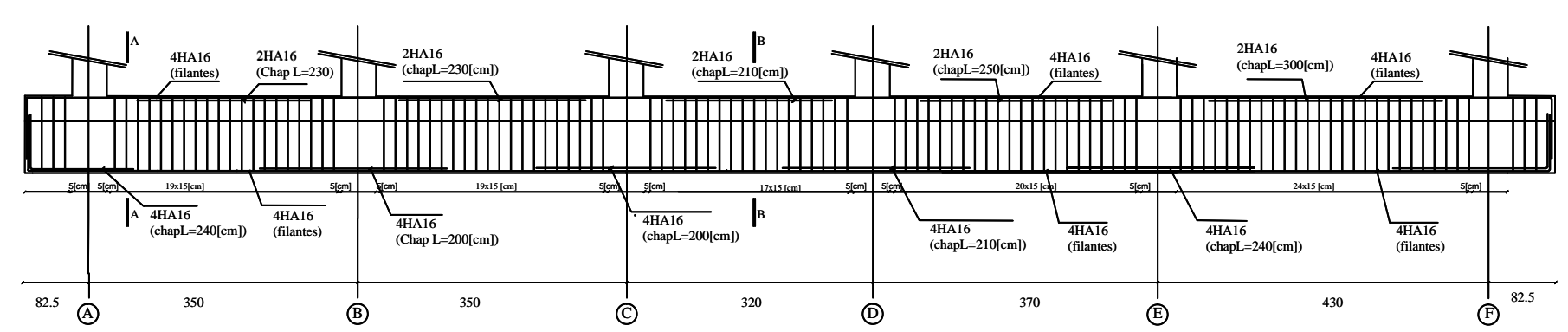
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles
Dirigé par	Mr. MANSOURI. A
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
PLAN DE FERRAILAGE DU RADIER	DATE Sep 2013
	PLANCHE N° 22

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

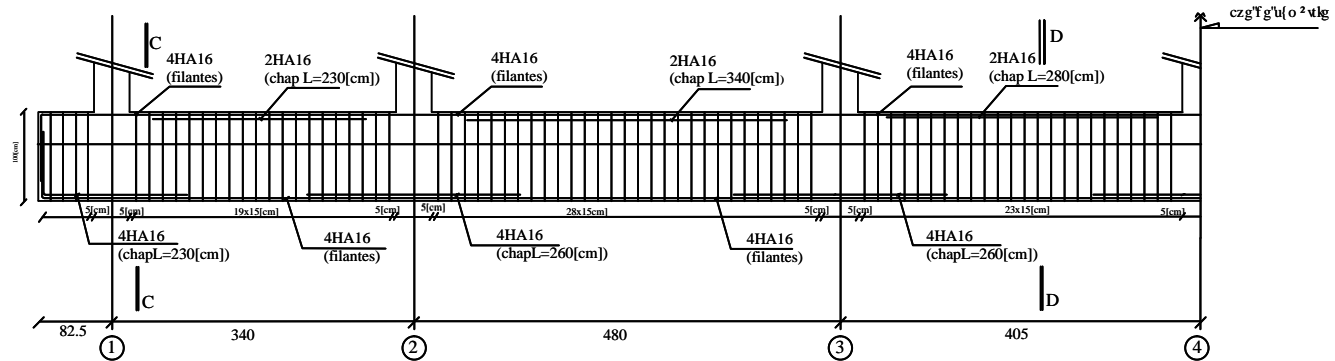
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



Sens Transversal

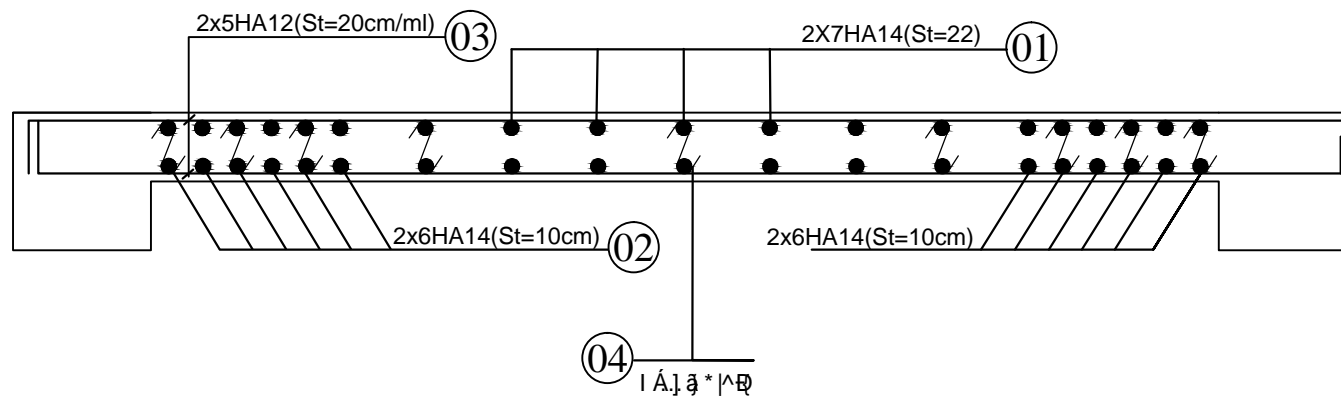


Sens Longitudinal

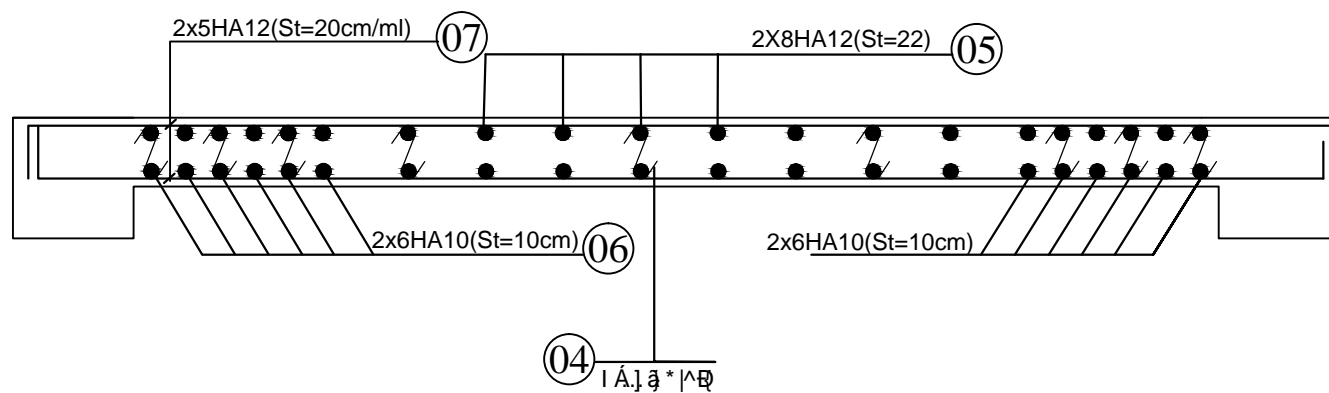


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles
Dirigé par	Mr MANSOURI A
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
PLAN DE FERRAILLAGE DES NERVURES	DATE Sep 2013
	PLANCHE N° 23

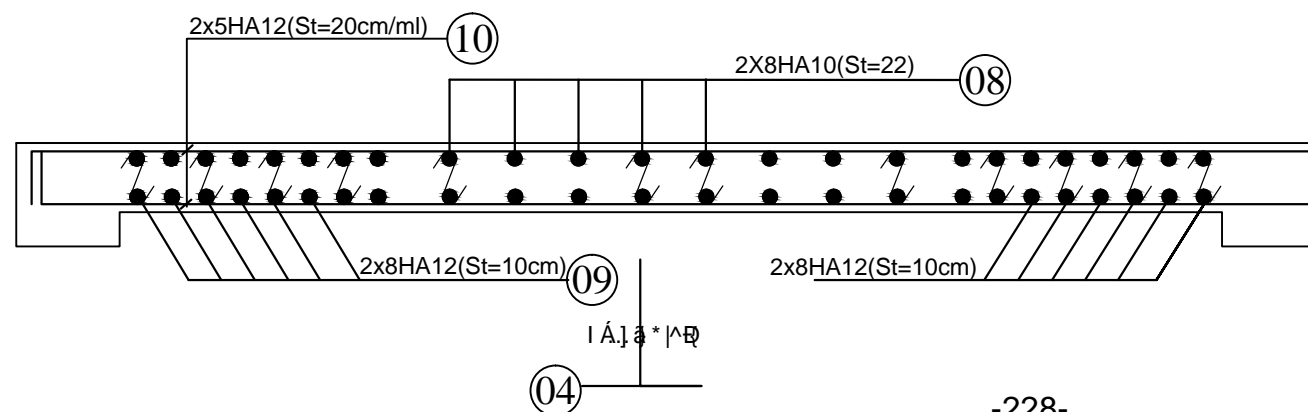
Ferrailage des voiles transversaux (VT3,VT4) Zone I



Ferrailage des voiles transversaux (VT3,VT4) Zone II



Ferrailage des voiles transversaux (VT3,VT4) Zone III



NOMENCLATURE DES ACIERS

REP.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T14		3.80
02	T14		3.80
03	T12		4.13
04	T08		0.25
05	T12		3.08
06	T12		3.08
07	T12		4.08
08	T10		3.23
09	T12		3.23
10	T12		4.03

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLICHE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

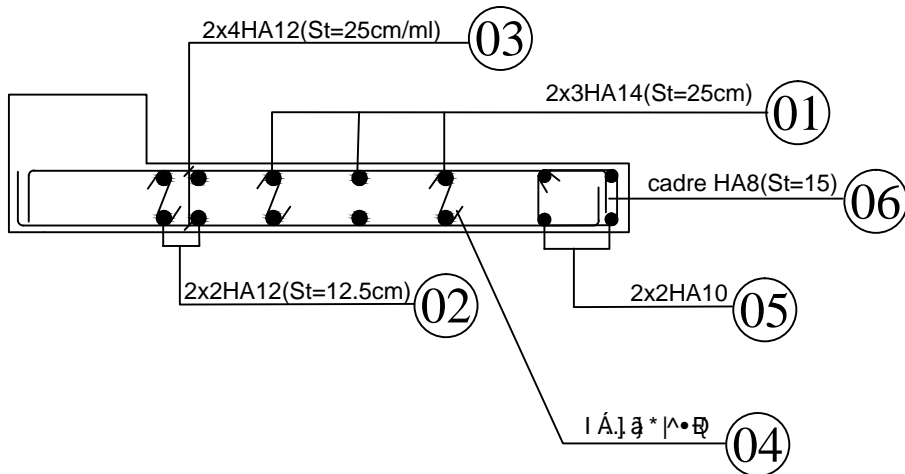
Etudié par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles
Dirigé par	Mr MANSOURI. A

DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
PLAN DE FERRAILAGE DES VOILES	DATE Sep 2013
	PLANCHE N° 16

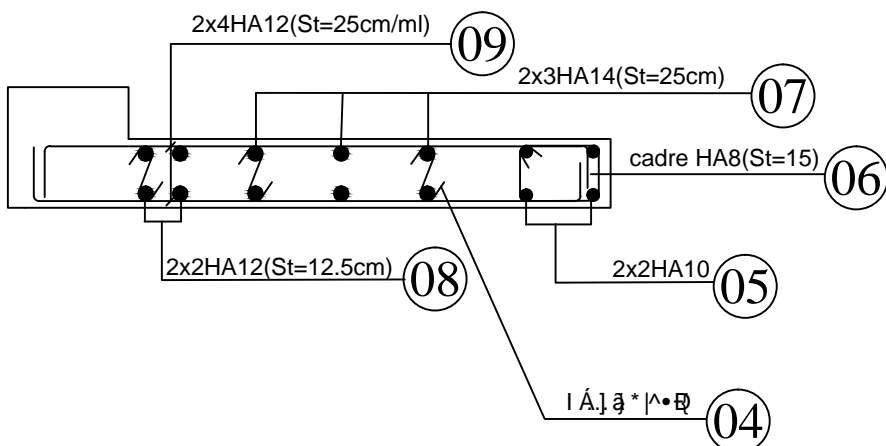
NOMENCLATURE DES ACIERS

REP.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T14		3.80
02	T12		3.80
03	T12		1.95
04	T08		0.25
05	T10		3.80
06	T08		0.76
07	T14		3.08
08	T12		3.08
09	T12		1.85
10	T14		3.23
11	T14		3.23
12	T12		1.80

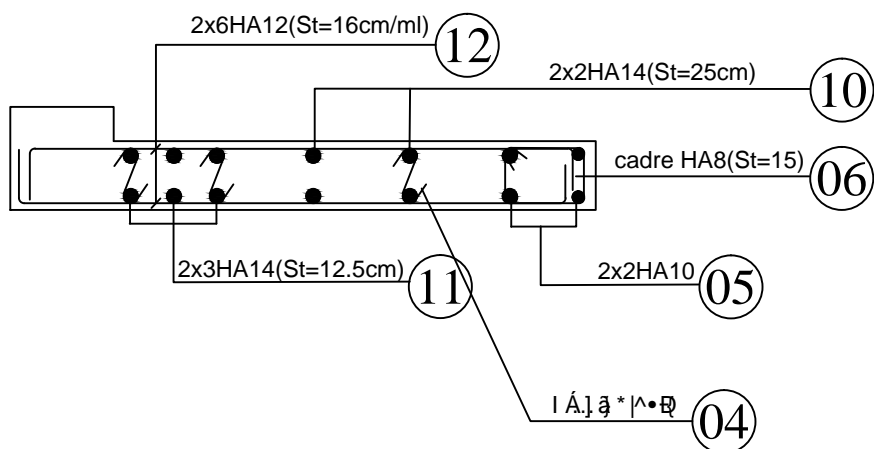
Hgttkmci g'f gu'xqkngu'tcpuxgtucwz '*XV7i í 0XV: +\ qpg'K



Hgttkmci g'f gu'xqkngu'tcpuxgtucwz '*XV7i í 0XV: +\ qpg'K



Hgttkmci g'f gu'xqkngu'tcpuxgtucwz '*XV7i í 0XV: +\ qpg'K



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

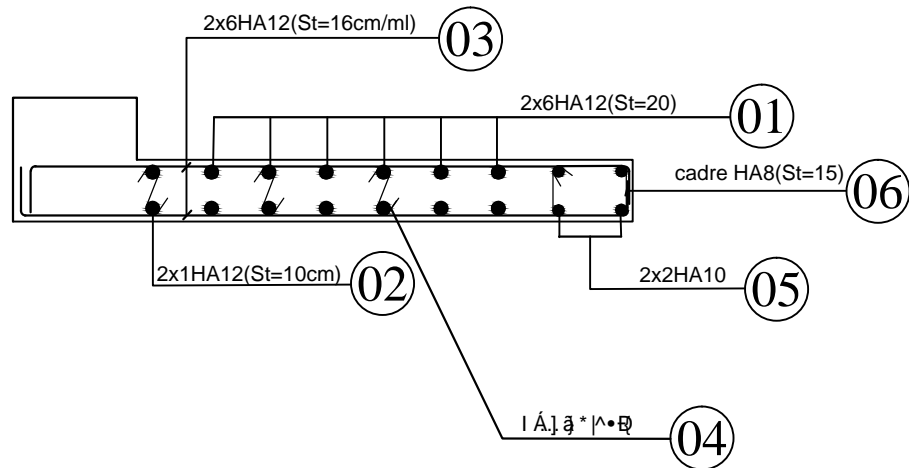
Etudié par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles
Dirigé par	Mr MANSOURI. A

DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES	DATE Sep 2013
	PLANCHE N° 17

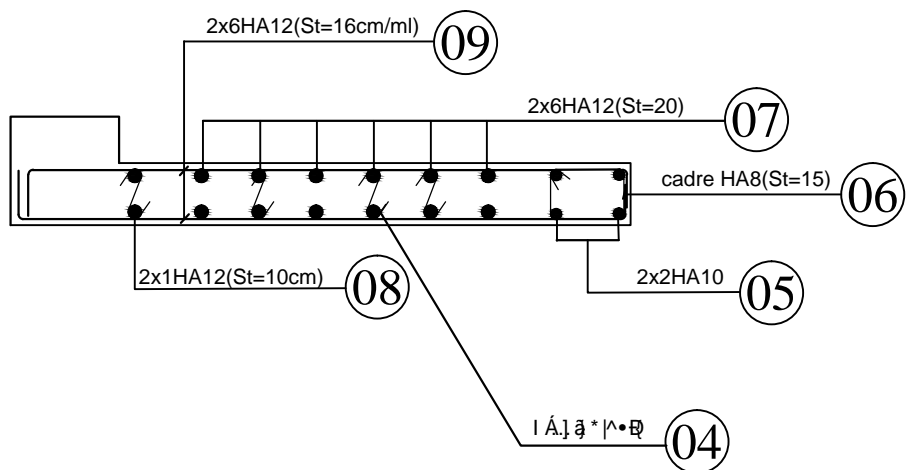
NOMENCLATURE DES ACIERS

REP.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T14		3.80
02	T12		3.80
03	T12		2.20
04	T08		0.25
05	T10		3.80
06	T08		0.76
07	T14		3.08
08	T12		3.08
09	T12		2.15
10	T14		3.23
11	T14		3.23
12	T12		2.10

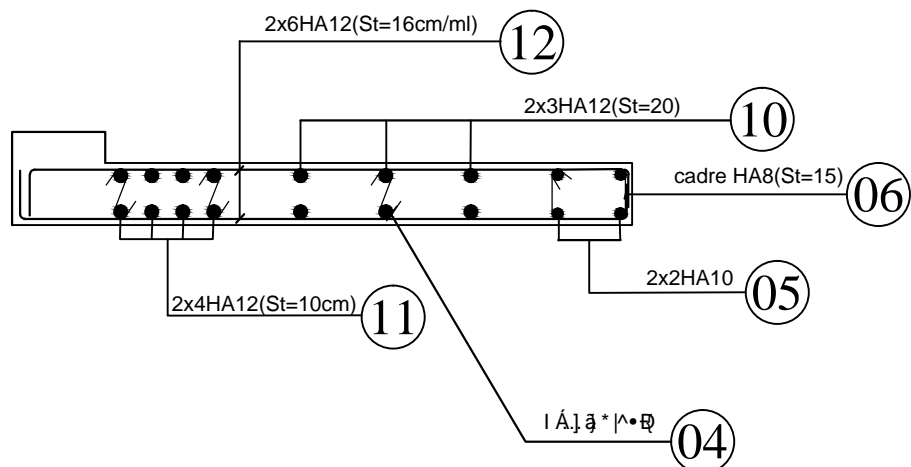
Ferraillage des voiles longitudinaux (VL9,VL10) Zone I



Ferraillage des voiles longitudinaux (VL9,VL10) Zone II

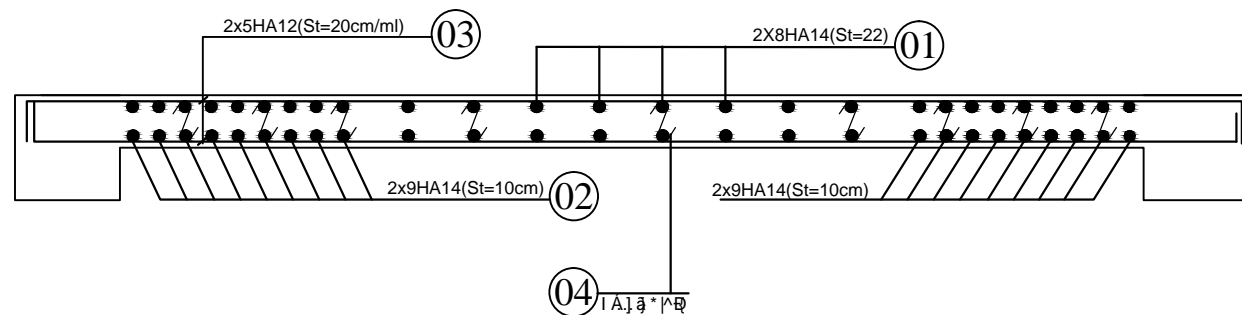


Ferraillage des voiles longitudinaux (VL9,VL10) Zone II

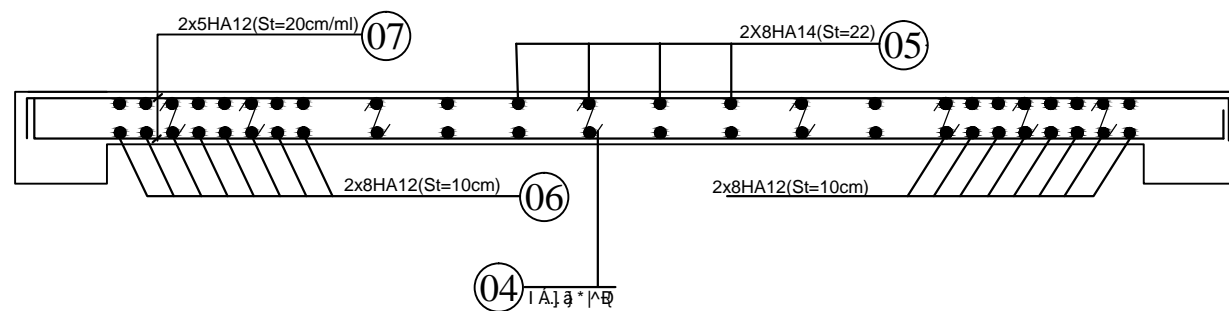


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles	Dirigé par Mr MANSOURI. A
DESIGNATION: PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES	ECHELLE 1/50 DATE Sep 2013 PLANCHE N° 20

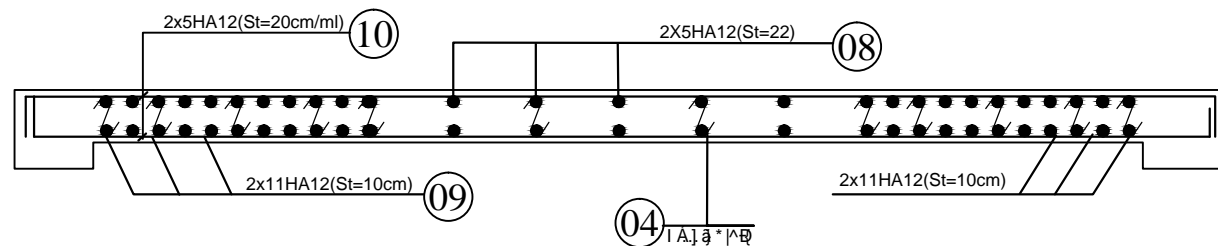
Ferrailage des voiles transversaux (VT1,VT2) Zone I



Ferrailage des voiles transversaux (VT1,VT2) Zone II



Ferrailage des voiles transversaux (VT1,VT2) Zone III



NOMENCLATURE DES ACIERS

REP.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T14		3.80
02	T12		3.80
03	T12		4.93
04	T08		0.25
05	T14		3.08
06	T12		3.08
07	T12		4.88
08	T12		3.23
09	T12		3.23
10	T12		4.83

REPUBLICHE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

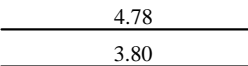
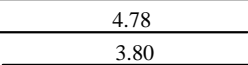
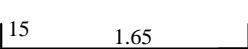
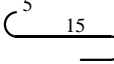
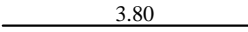
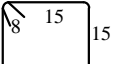
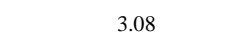
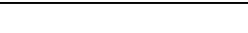
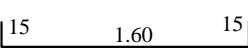
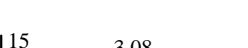
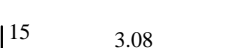
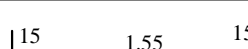
Etudié par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles
Dirigé par	Mr MANSOURI. A

DESIGNATION:	PLAN DE FERRAILAGE DES VOILES	ECHELLE	1/50
		DATE	Sep 2013
		PLANCHE N°	15

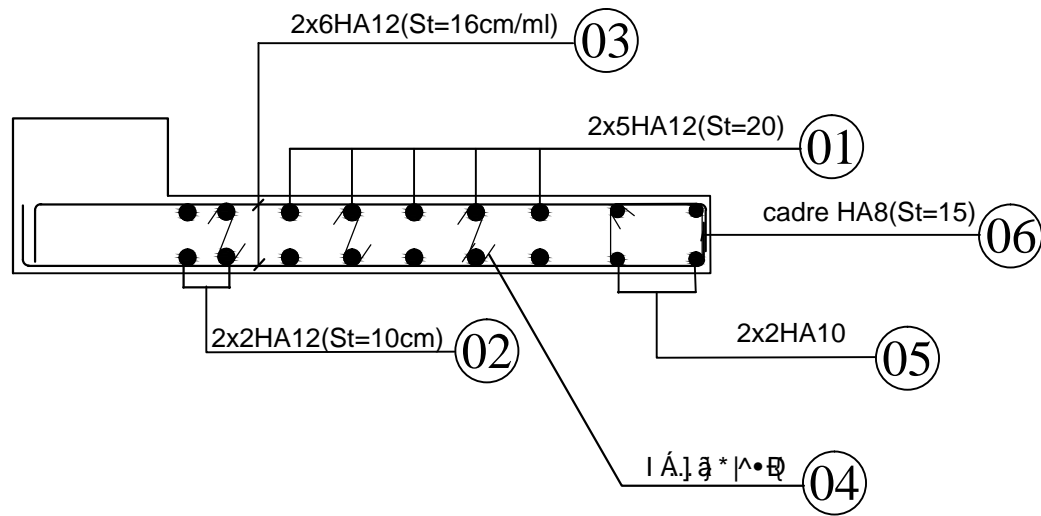
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

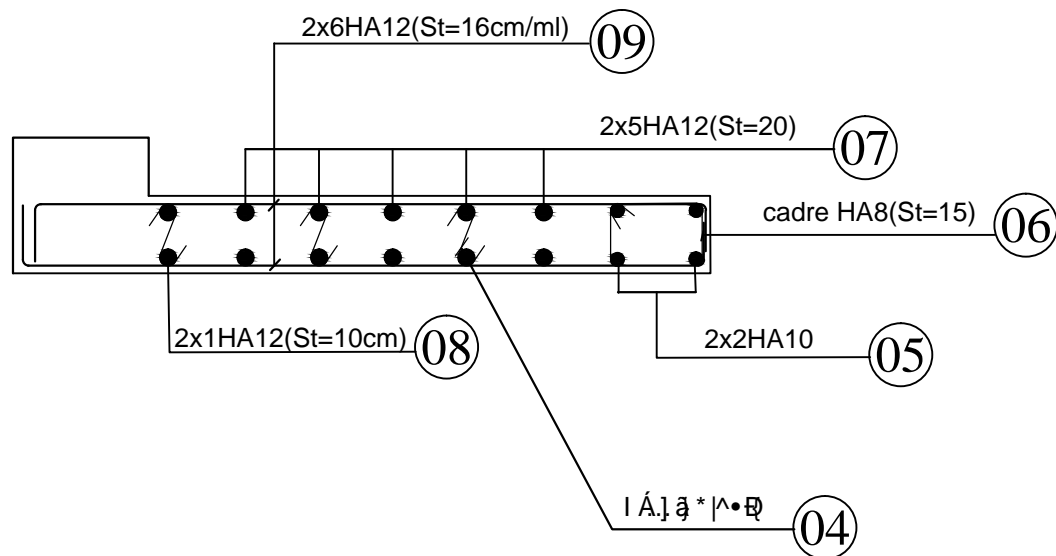
NOMENCLATURE DES ACIERS

REP.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T14		3.80
02	T12		3.80
03	T12		1.95
04	T08		0.25
05	T10		3.80
06	T08		0.76
07	T14		3.08
08	T12		3.08
09	T12		1.90
10	T14		3.23
11	T14		3.23
12	T12		1.85

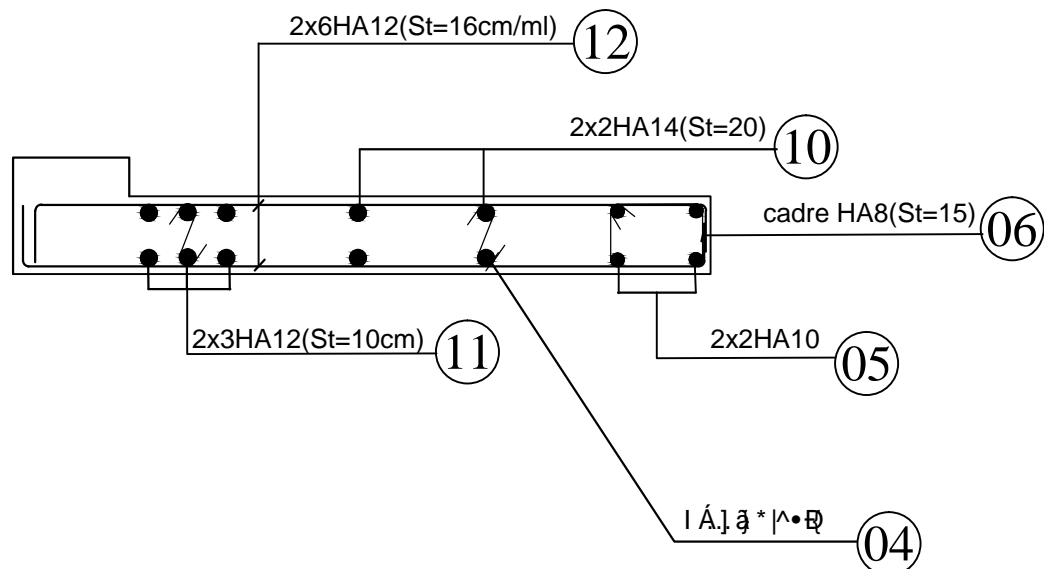
Ferrailage des voiles longitudinaux (VL5.....VL8) Zone I



Ferrailage des voiles longitudinaux (VL5.....VL8) Zone II



Ferrailage des voiles longitudinaux (VL5.....VL8) Zone III

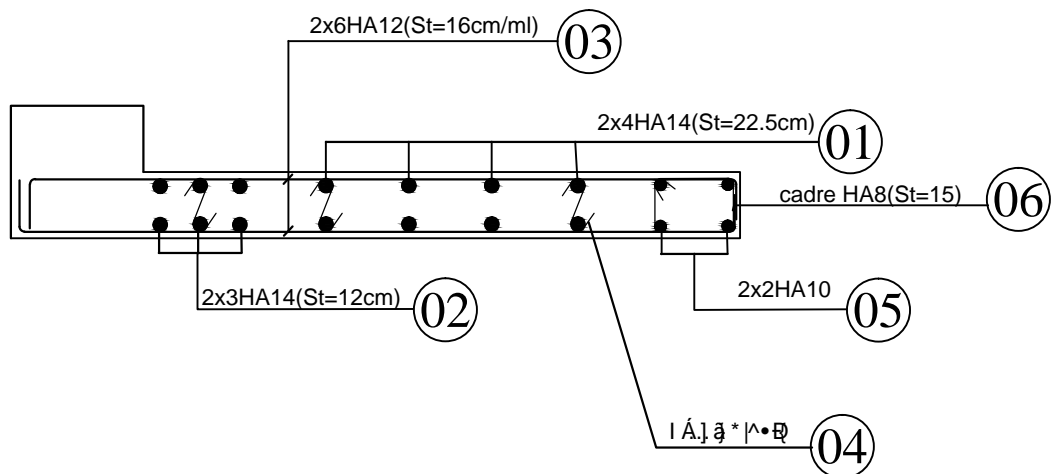


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles	Dirigé par Mr MANSOURI. A
DESIGNATION: PLAN DE FERRAILAGE DES VOILES	ECHELLE 1/50 DATE Sep 2013 PLANCHE N° 19

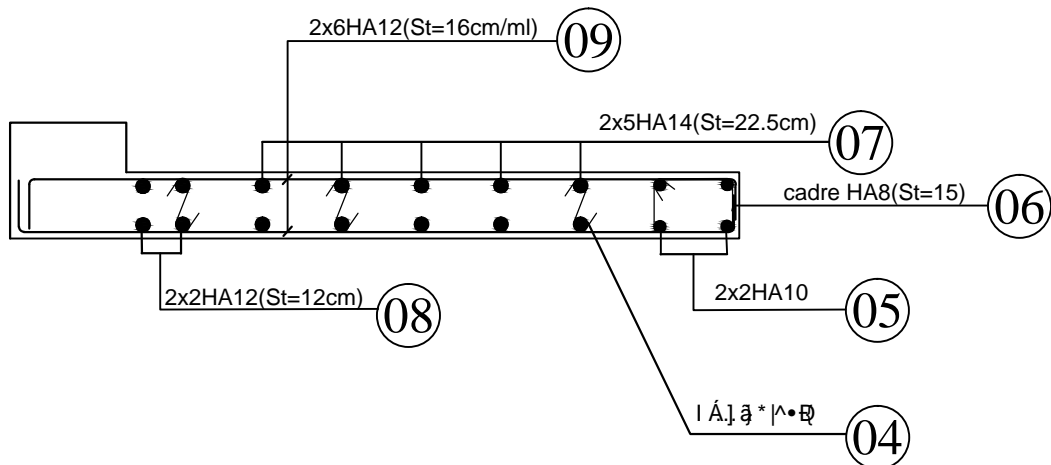
NOMENCLATURE DES ACIERS

REP.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T14		3.80
02	T12		3.80
03	T12		2.40
04	T08		0.25
05	T10		3.80
06	T08		0.76
07	T14		3.08
08	T12		3.08
09	T12		2.30
10	T14		3.23
11	T14		3.23
12	T12		2.20

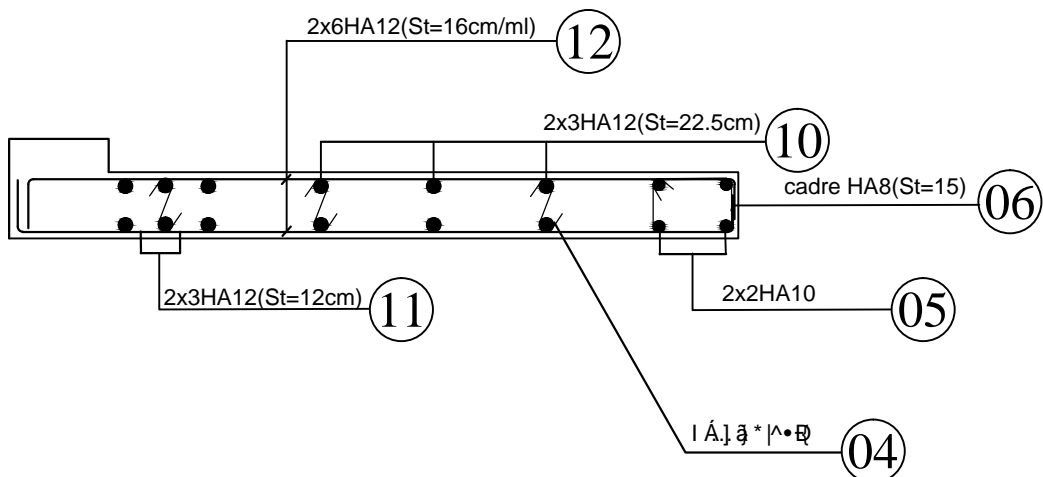
Ferrailage des voiles longitudinaux (VL1.....VL4) Zone I



Ferrailage des voiles longitudinaux (VL1.....VL4) Zone II

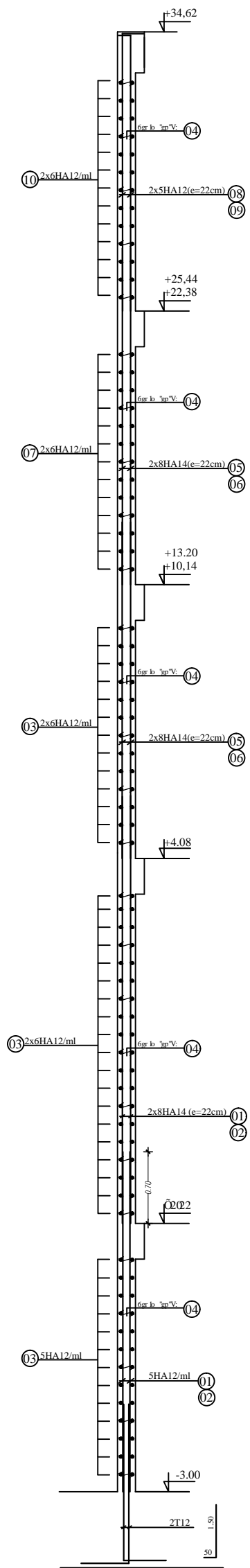


Ferrailage des voiles longitudinaux (VL1.....VL4) Zone III



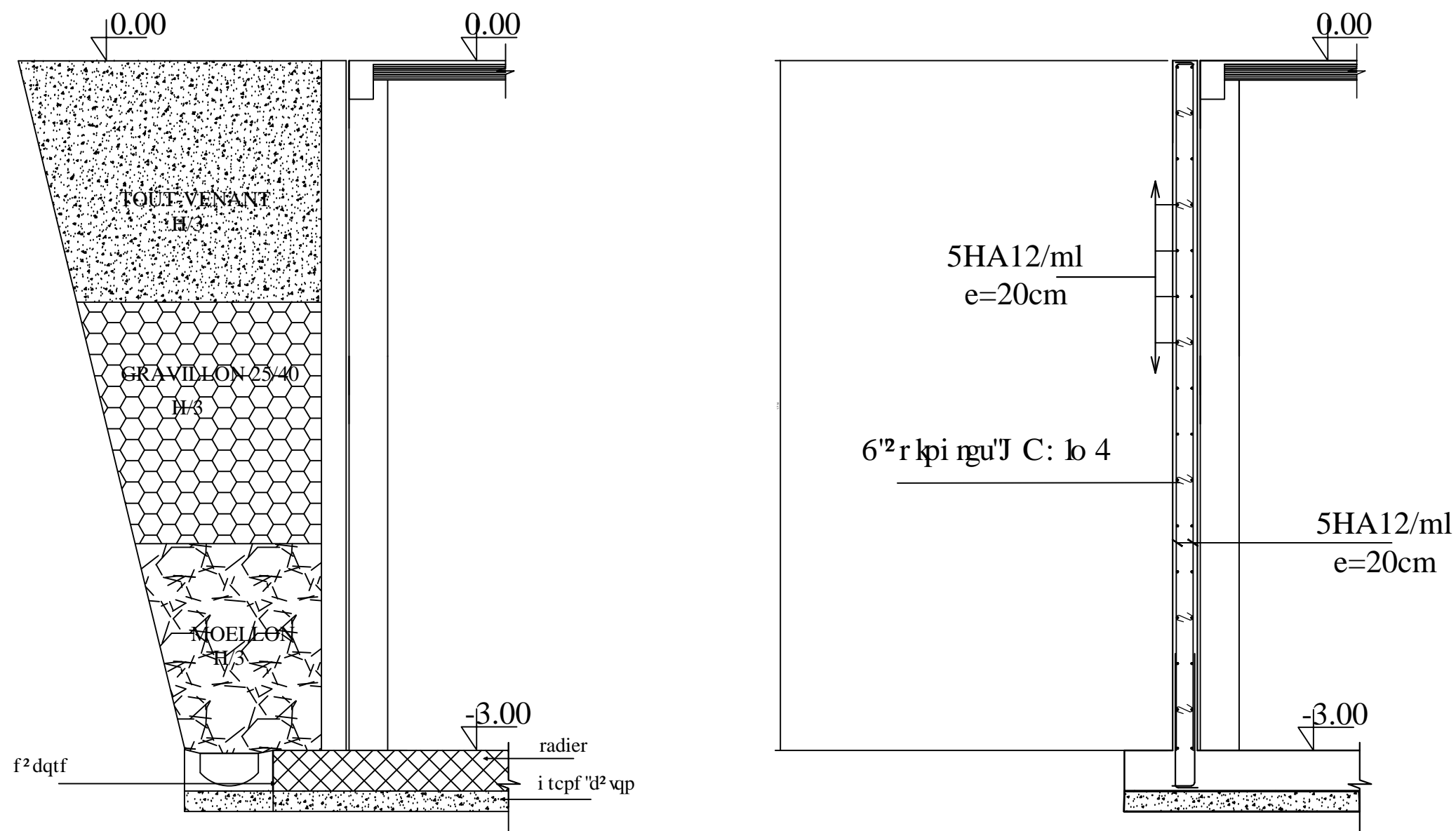
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Dirigé par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles Mr MANSOURI. A
DESIGNATION: PLAN DE FERRAILAGE DES VOILES	ECHELLE 1/50 DATE Sep 2013 PLANCHE N° 18

COUPE VERTICALE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Dirigé par	Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles Mr MANSOURI. A
DESIGNATION: FERRAILLAGE DES VOILES COUPE VERTICAL	ECHELLE 1/50 DATE Sep 2013 PLANCHE N° 21

Ferrailage de mur plaque



Coffrage de mur plaque

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Mr. BOUFATIS Tarek Mr. CHABNI Yazid Mr. KHELIL Ghiles	Dirigé par Mr MANSOURI. A
DESIGNATION: MUR PLAQUE	ECHELLE 1/50 DATE Sep 2013 PLANCHE N° 24

Conclusion :

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à ossature mixte, est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en Génie Civil en tenant compte des règlements en vigueur, comme il nous a incité à nous documenter d'avantage parce que quelle que soit la méthode utilisée pour le calcul d'un bâtiment (calcul manuel ou calcul avec logiciel) l'ingénieur fera toujours appel à ses connaissances de base en domaine du génie civil.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie

En fin nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.