

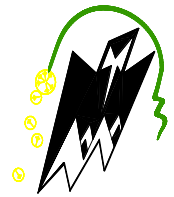
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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'étude

En vue d'obtention du diplôme d'un master en génie civil.

Option : construction civil et industriel.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+9+un sous-sol) à usage
d'habitation avec application de logiciel
ETABS*



Etudié par : M^r MEDOUR RACHID
M^r AIT ALIOUA ALAOUA

Dirigé par : M^r S. ILOULI

Année 2012/2013

REMERCIEMENT

En premier lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur Mr ILOULI SAID pour ces orientations et conseils tout le long de notre travail.

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

Dédicace

À...

- ✓ mes très chères parent, pour qui je dois beaucoup.
- ✓ Ma très chère grand-mère.
- ✓ Mes frères, Louanas, Malik, Mourad, Karim.
- ✓ Mes sœurs, Farida et Lynda.
- ✓ Ma future femme Zahia.
- ✓ Toute La famille belkacemi.
- ✓ Tous Mes proches.
- ✓ À mon binôme Ait Alioua Alaoua, et qui je lui souhaite tout le bonheur et la belle vie.
- ✓ À mes amis Kamal Alger , Said , Farid, Lyes, Amar, arache n tzeqa
- ✓ À toute la promotion 2012.
- ✓ À tous mes amis

Medour rachid

Dédicace

À...

- ✓ mes très chères parent, pour qui je dois beaucoup.
- ✓ Mes frères, Amer, Malik, Soufiane, Ahcene.
- ✓ Mes sœurs, Kahina ,Djidji et Zahra.
- ✓ Tous Mes proches.
- ✓ À mon binôme Medour Rachid, et qui je lui souhaite tout le bonheur et la belle vie.
- ✓ À mes amis Rabah, Farid
- ✓ À toute la promotion 2012.
- ✓ À tous mes amis

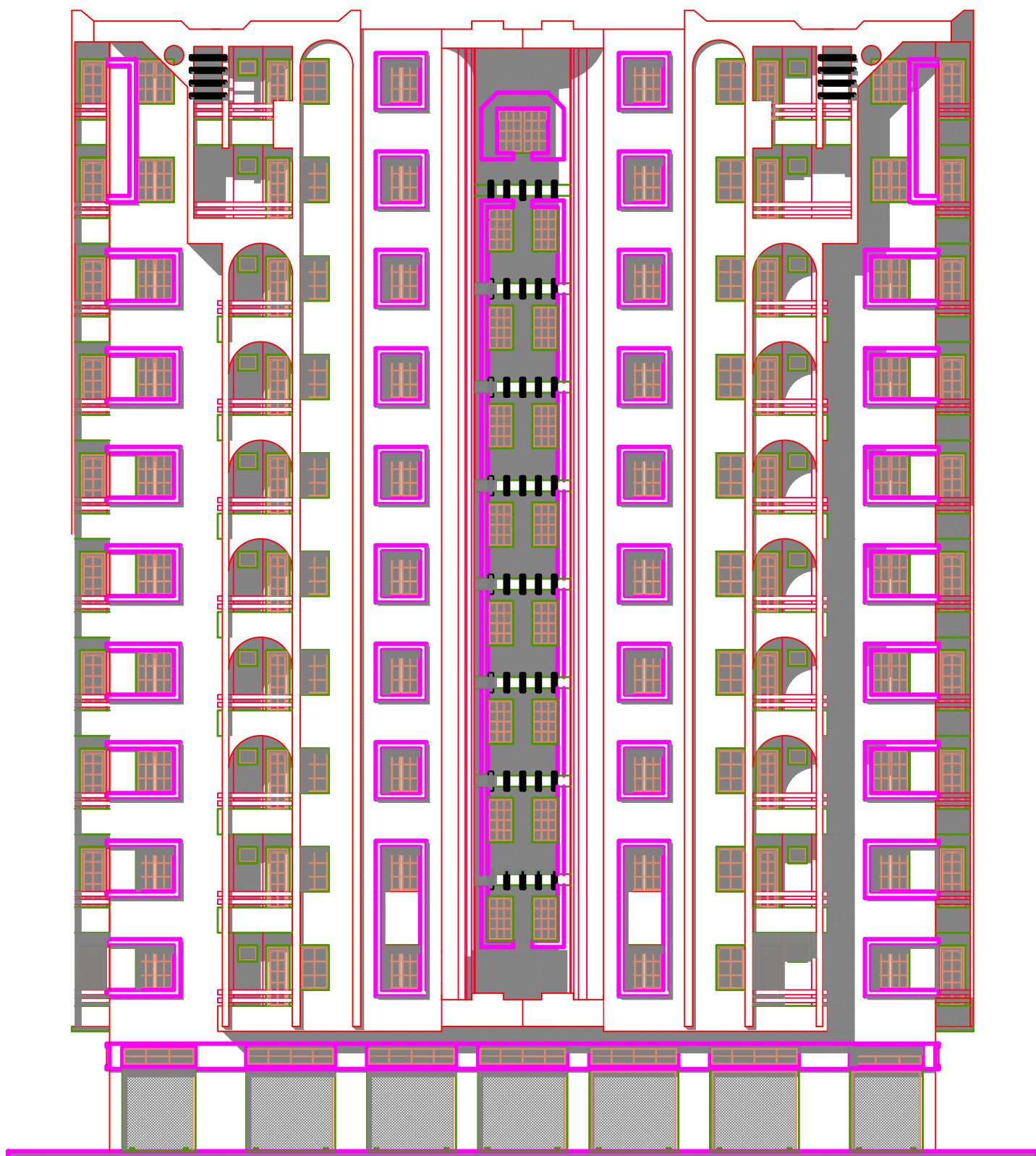
Ait Alioua Alaoua

SOMMAIRE

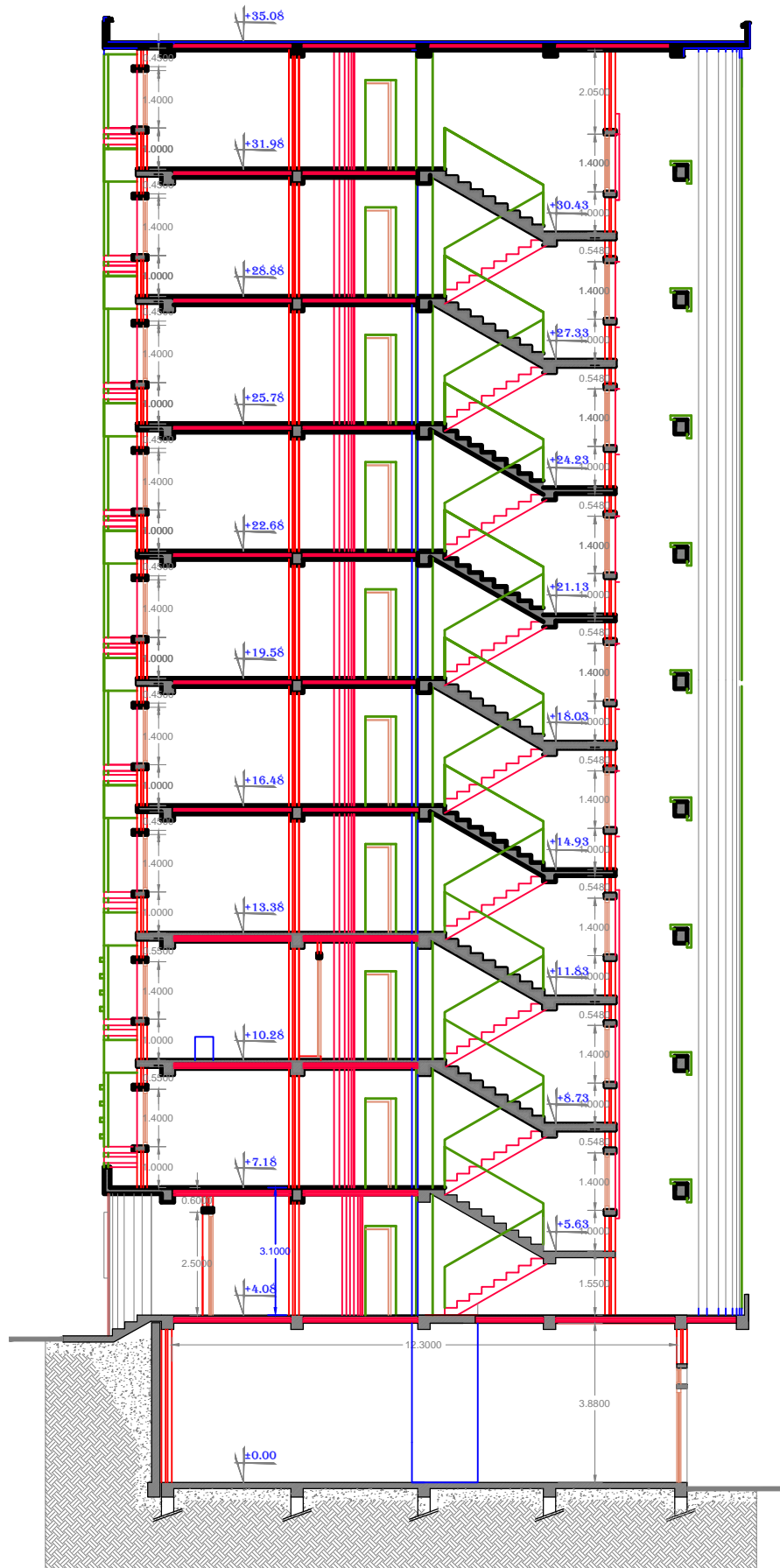
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1	8
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge.....	9	23
Chapitre III : Calcul des éléments.....	24	101
Chapitre IV : Fichier résultats.....	/	
Chapitre V: Vérifications au RPA	102	115
Chapitre VI : Ferrailage des poutres.....	116	129
Chapitre VII. : Ferrailage des poteaux.....	130	143
Chapitre VIII: Ferrailage des voiles	144	154
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	155	177
Chapitre X : mur de soutènement	178	183
CONCLUSION		



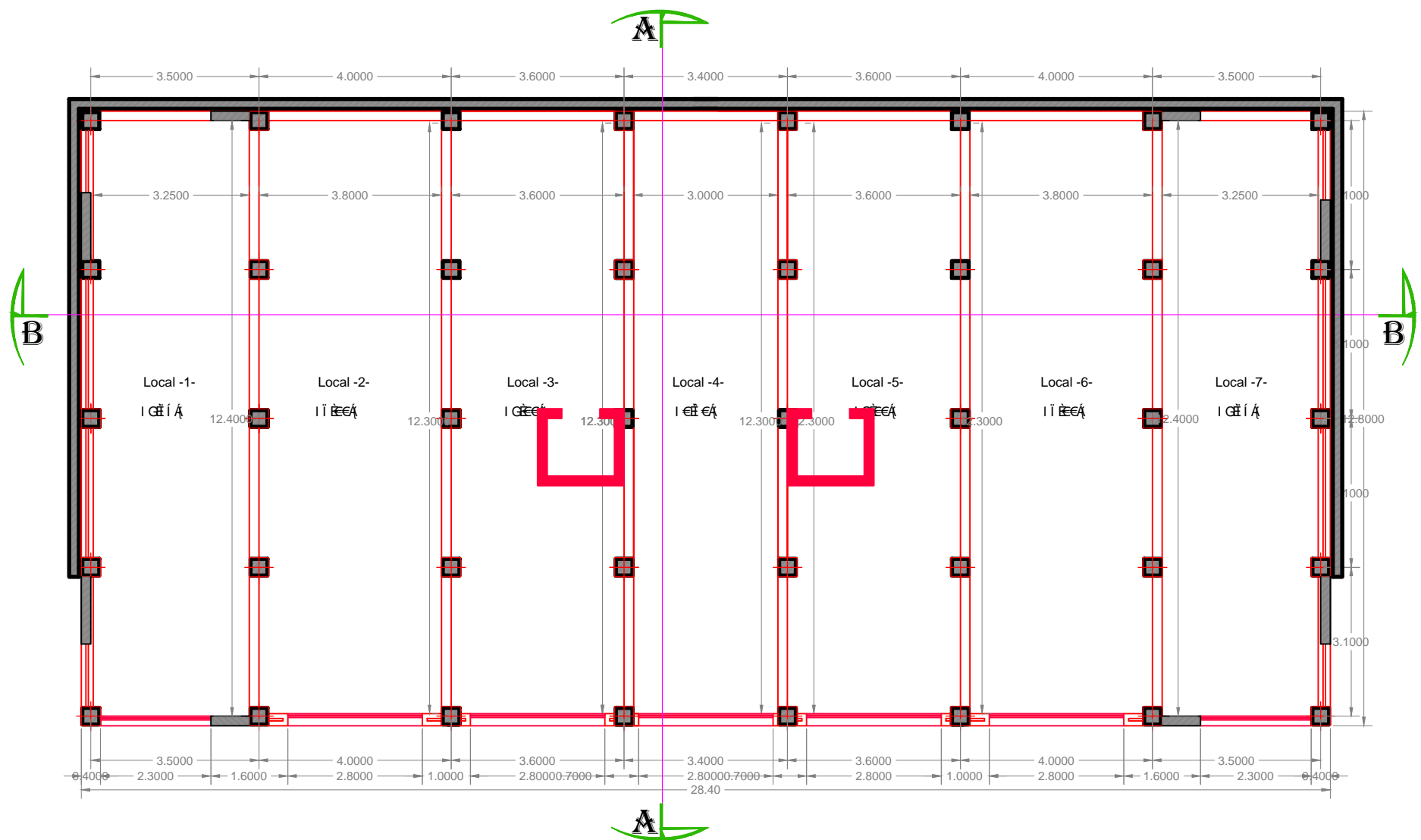
FAÇADE POSTERIEURE



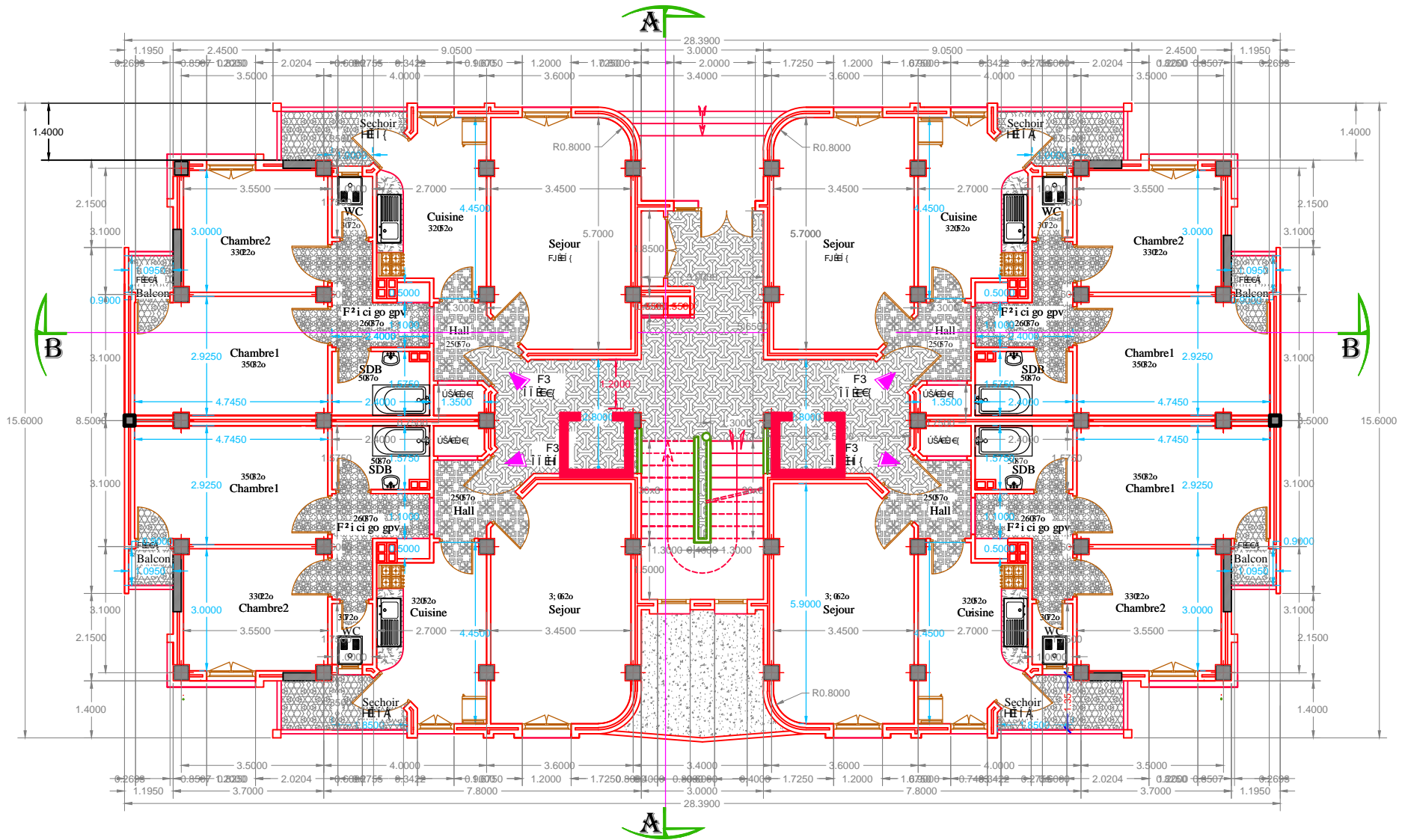
FAÇADE PRINCIPALE



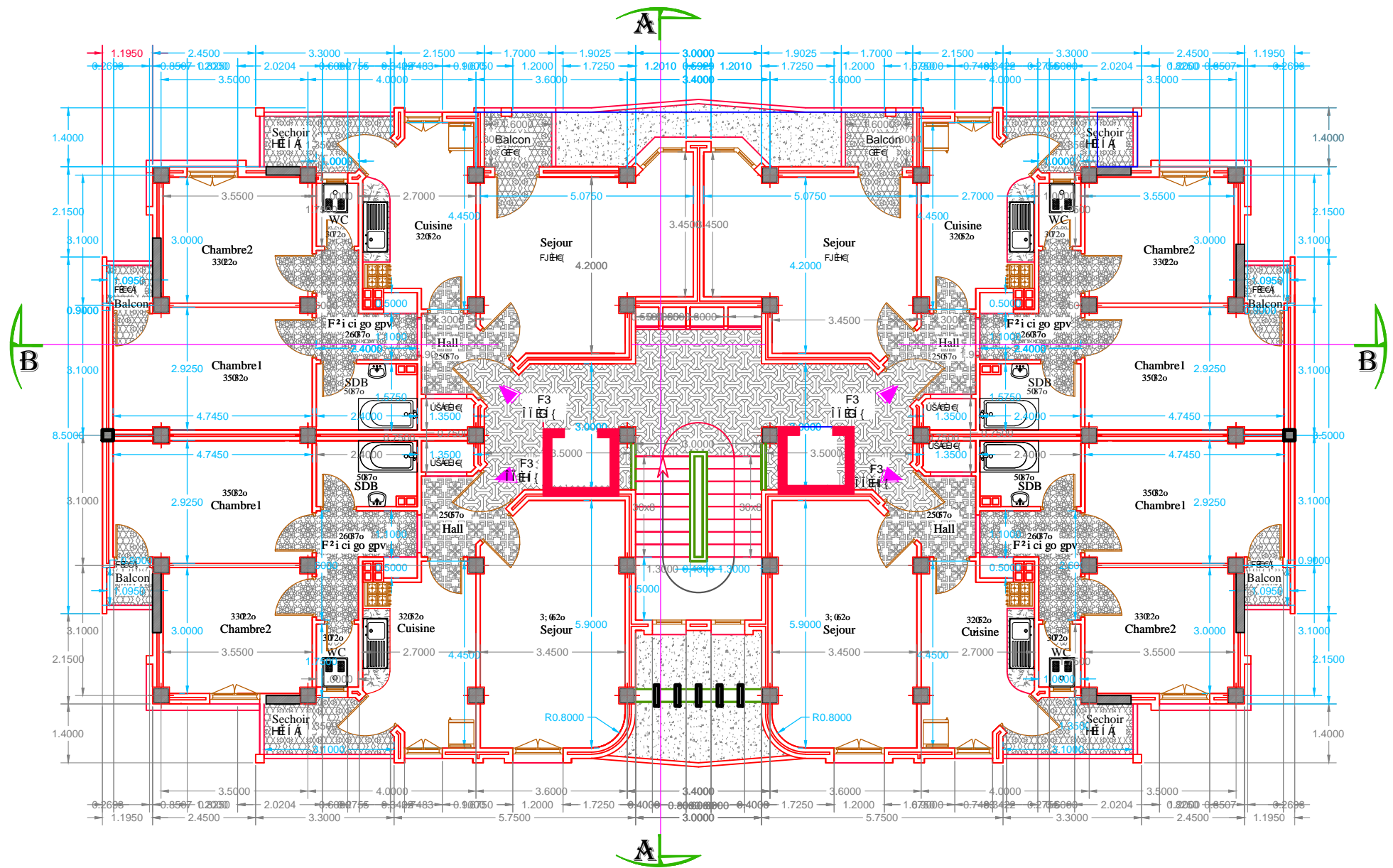
COUPE A-A



PLAN DE SOUS-SOL

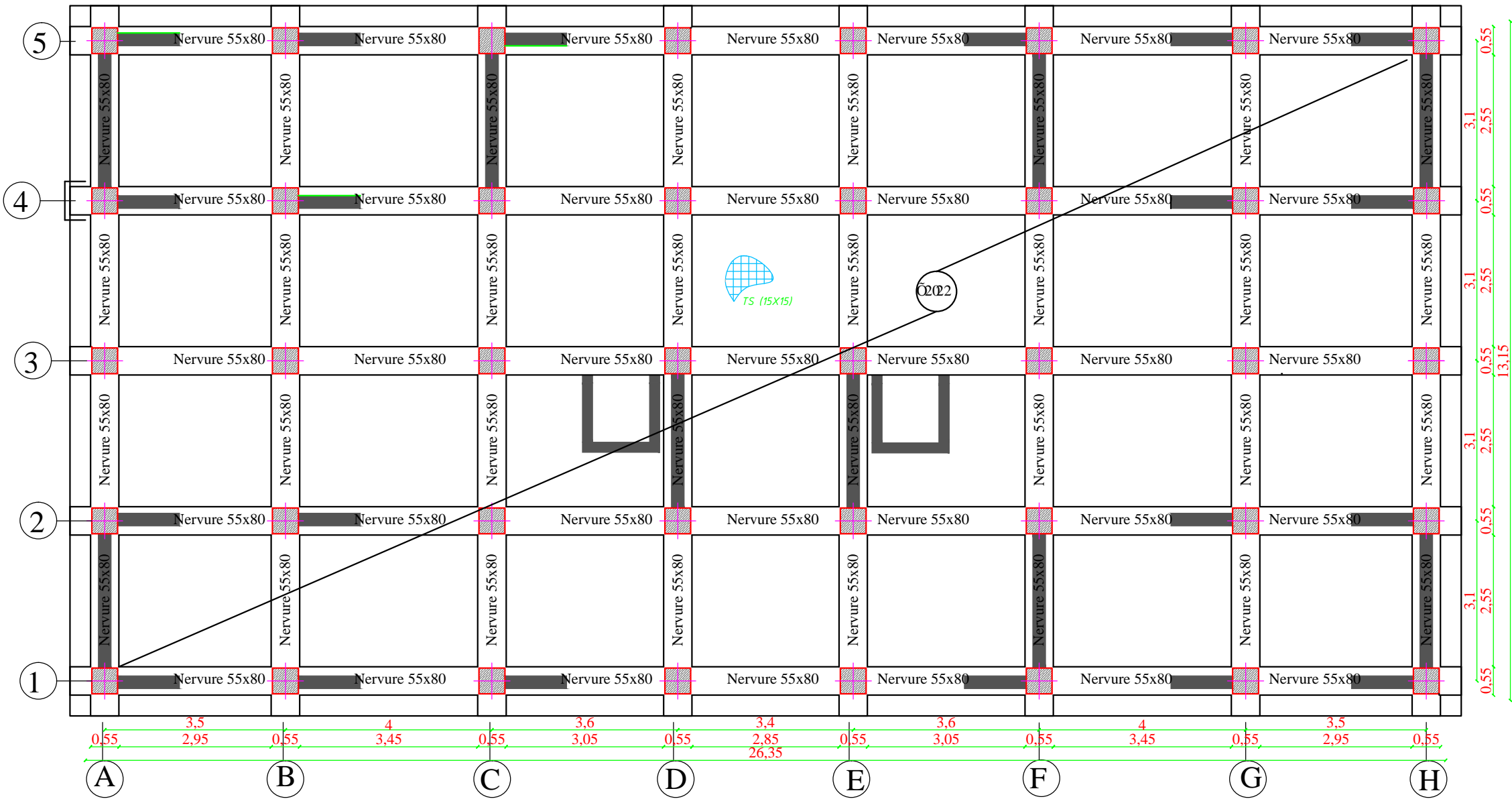


PLAN DU RDC

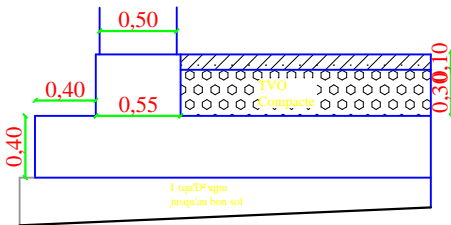


PLAN DU 1ER AUX 9EME ETAGE

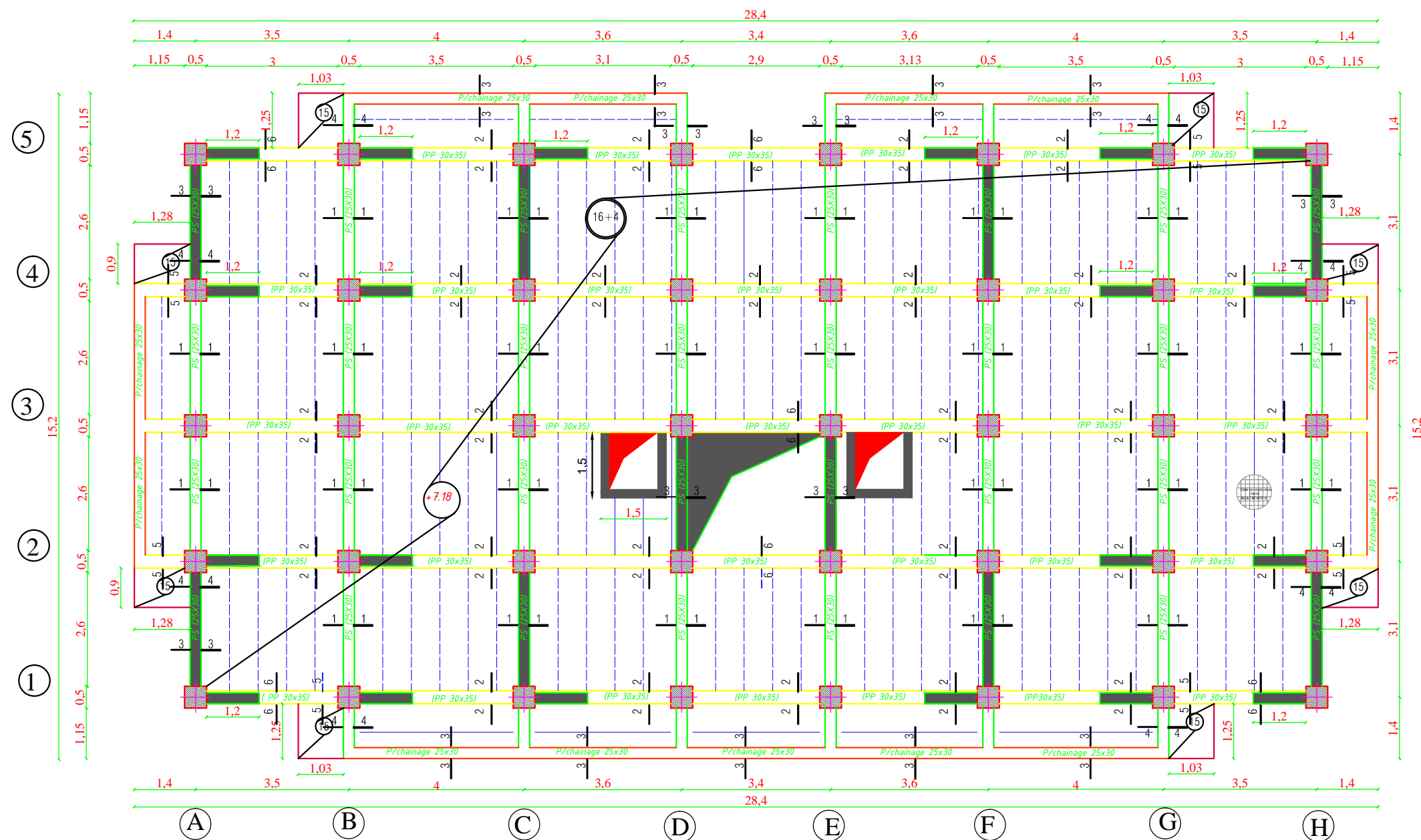
COFFRAGE des fondations



COFFRAGE D'UNE PARTIE DE RADIER

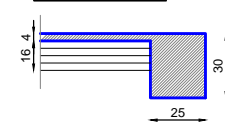


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: Mr AIT ALIOUA ALAOUA	TITRE: Eqhhtci g'f gu'hqpf cvkqpu'plk'Ø202	
DIRIGE PAR: Mr I LOULI SAID		
PROMOTION 2012-2013	RNCPEJ G'P Å	ECHELLE: 1/50; 1/25

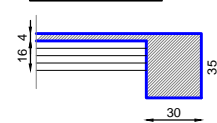


Coffrage Des Planchers Niv: +4.08

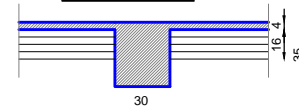
Coupe 3-3



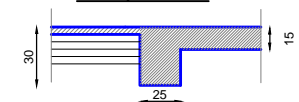
Coupe 6-6



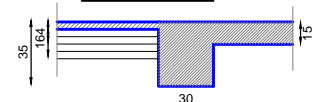
Coupe 2-2



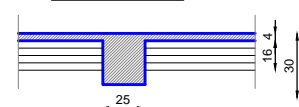
Coupe 4-4



Coupe 5-5



Coupe 1-1



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

ETUDE PAR:
Mr MEDOUR RACHID

DIRIGE PAR:
Mr ILOU I SAID

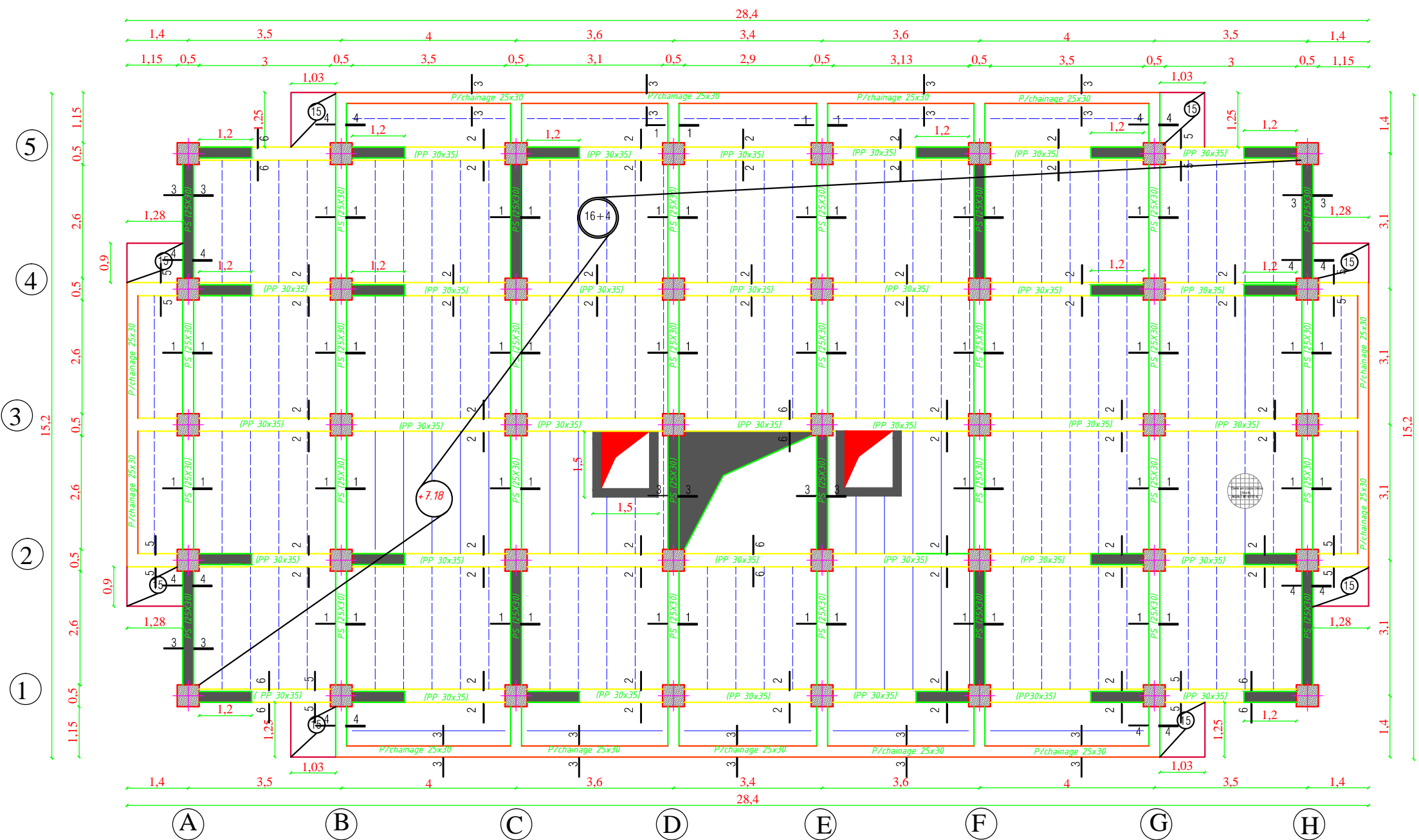
PROMOTION 2012-2013

TITRE:

Coffrage plancher niv +4.08

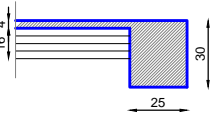
RNCPEJ GP À

ECHELLE: 1/50; 1/25

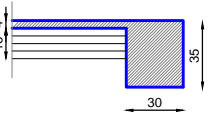


Coffrage Des Planchers Niv: +7.18

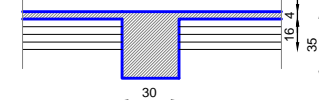
Coupe 3-3



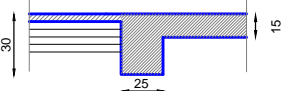
Coupe 6-6



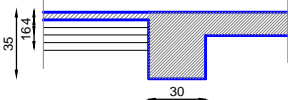
Coupe 2-2



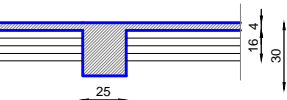
Coupe 4-4



Coupe 5-5



Coupe 1-1



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

ETUDE PAR:
Mr AIT ALIOUA ALAOUA

DIRIGE PAR:
Mr LOULI SAID

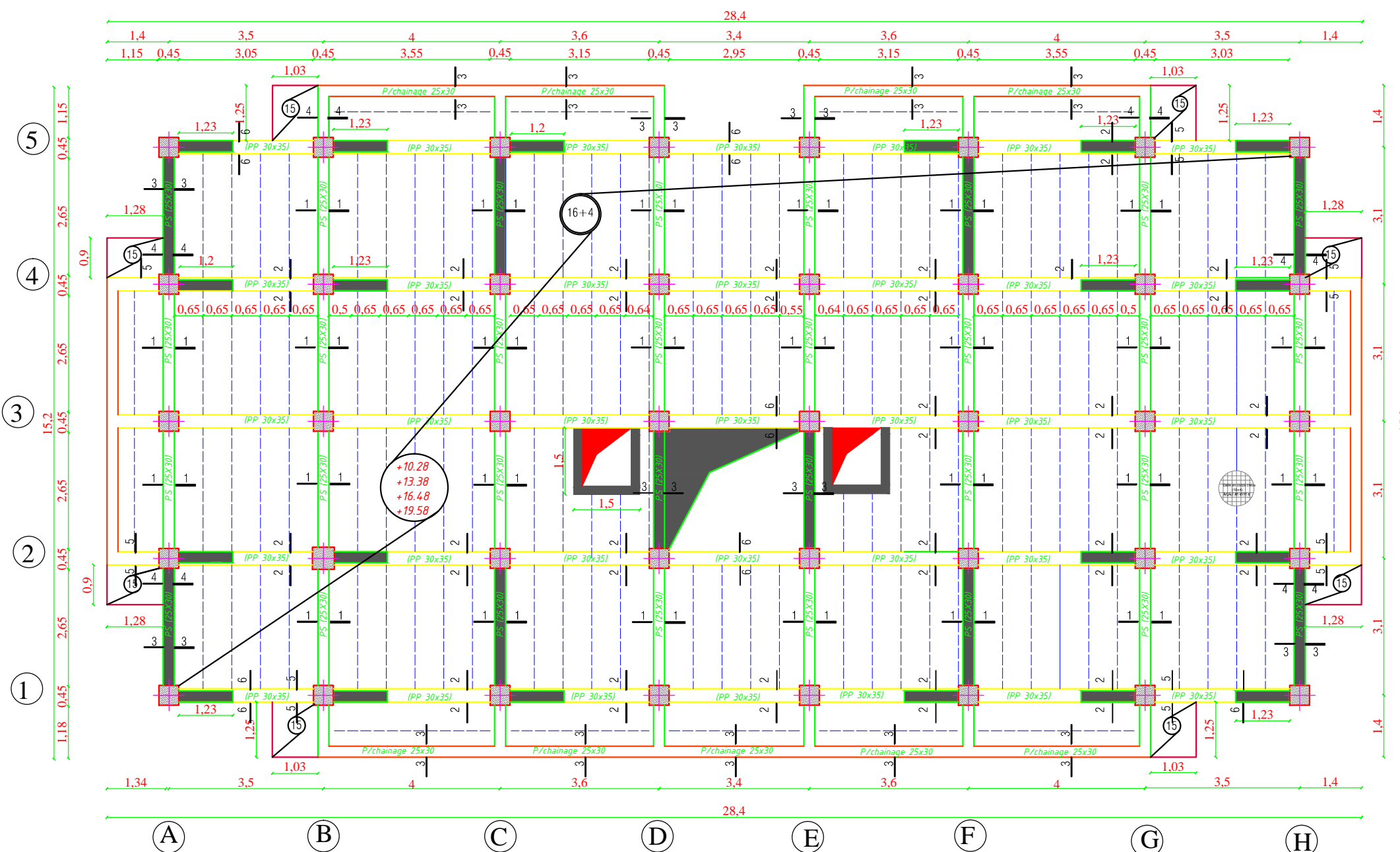
PROMOTION 2012-2013

TITRE:

Coffrage plancher niv +7.18

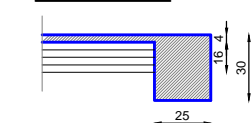
RNCPEJ GP A

ECHELLE: 1/50; 1/25

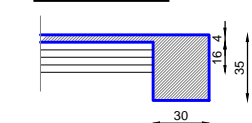


Coffrage Des Planchers Niv: +10.28; +13.38; +16.48; +19.58

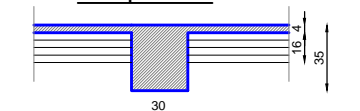
Coupe 3-3



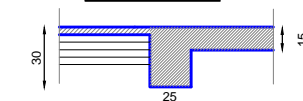
Coupe 6-6



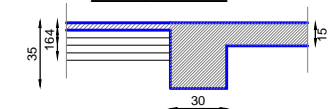
Coupe 2-2



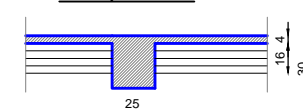
Coupe 4-4



Coupe 5-5

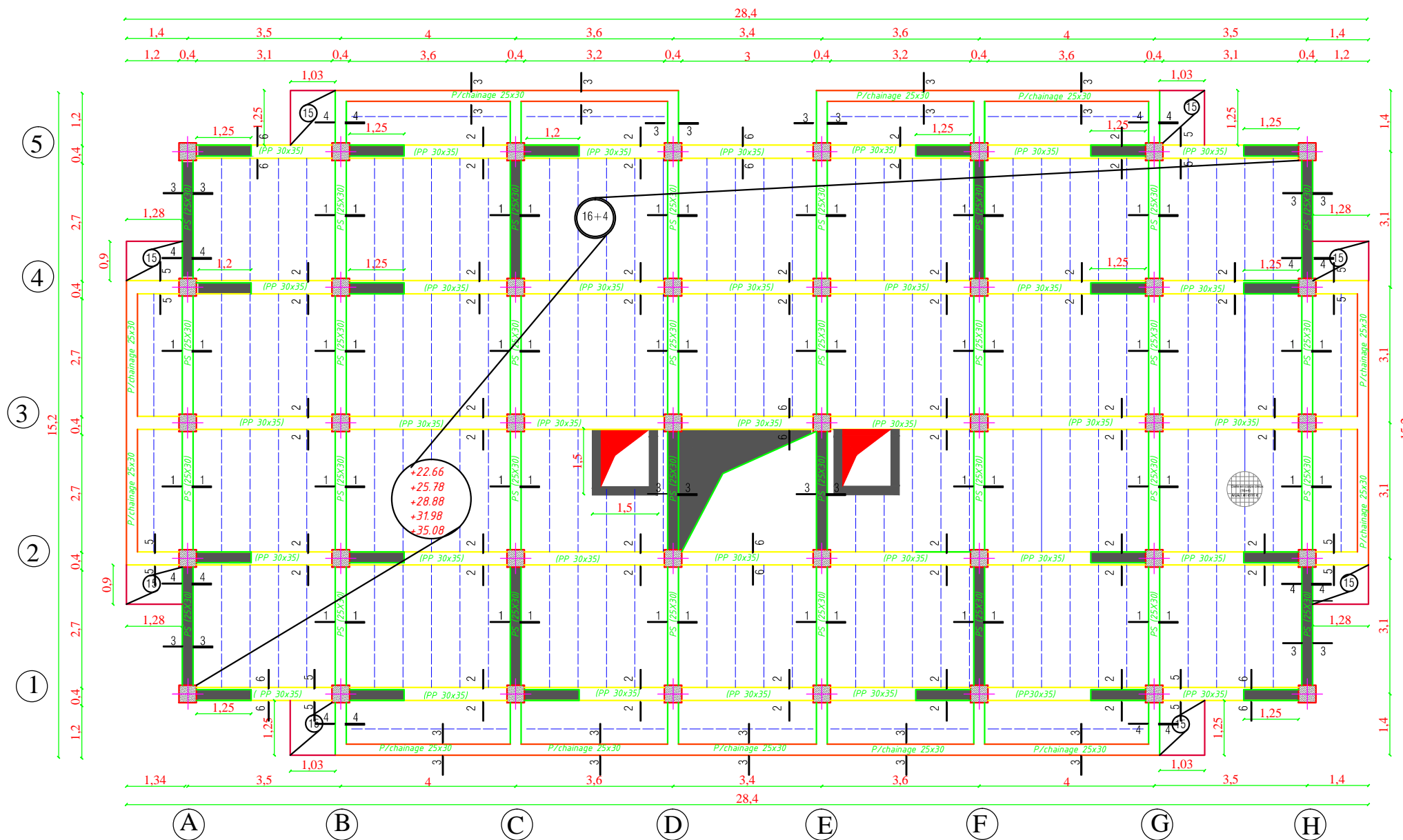


Coupe 1-1

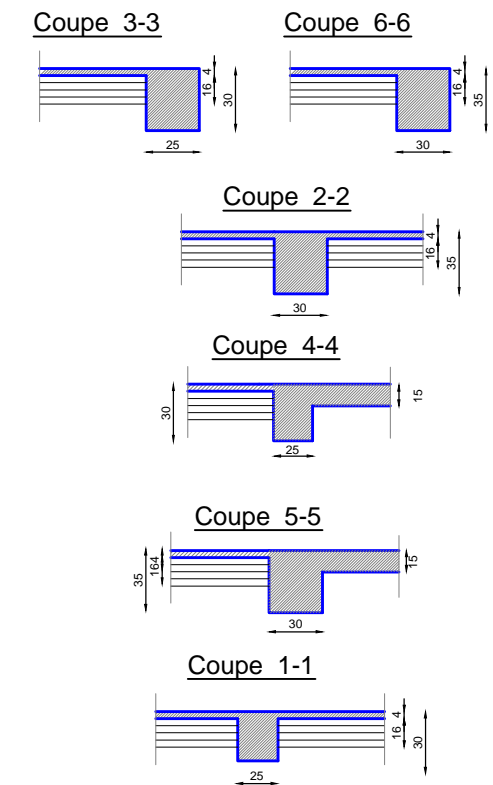


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR: Mr MEDOUR RACHID	Coffrage Des Planchers Niv: +10.28; +13.38; +16.48; +19.58
DIRIGE PAR: Mr ILOULI SAID	
PROMOTION 2012-2013	RNCPEJ G.P.À
ECHELLE :1/50;1/25	



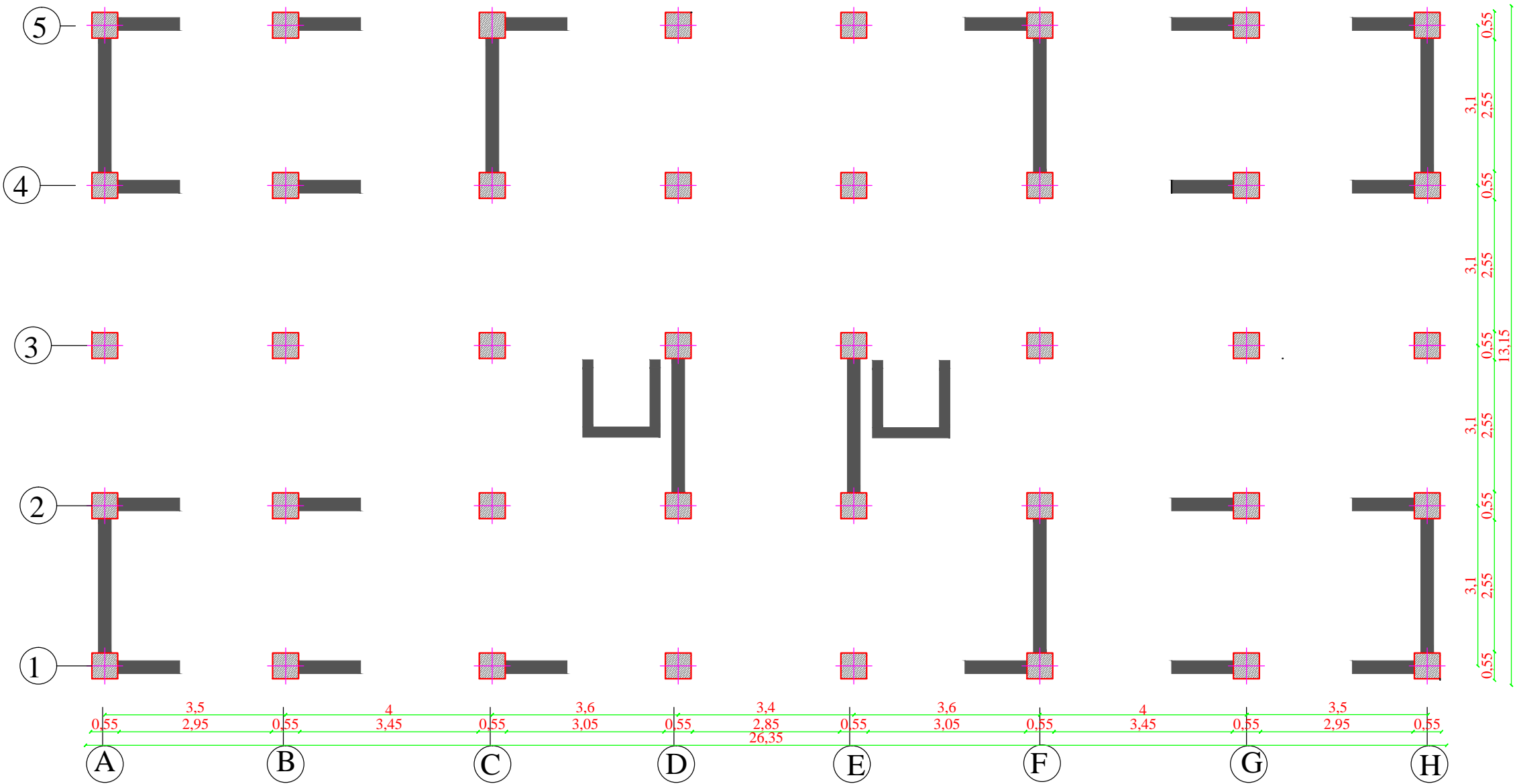
Coffrage Des Planchers Niv: +22.66; +25.78; +28.88; +31.98; +35.08



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

ETUDE PAR: Mr MEDOUR RACHID	TITRE: Eqltici g'r npej gtu'pks < 4408: 'twus wks 35.08
DIRIGE PAR: Mr ILOULI SAID	
PROMOTION 2012-2013	RNCPEJ GP A
	ECHELLE : 1/50; 1/25

La disposition des voiles



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: Mr AIT ALIOUA ALAOUA	TITRE: la disposition des voiles	
DIRIGE PAR: Mr I LOULI SAID		
PROMOTION 2012-2013	RNCPEJ G'P Å	ECHELLE:1/50;1/25

Introduction générale

L'étude des ouvrages en génie civil nous incite à élaborer un calcul de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation, sans oublier le volet économique.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003) et le règlement du béton aux états limites (BAEL 91 modifiée 99).c'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

On a commencé par la présentation de l'ouvrage et les matériaux utilisés notamment l'acier et le béton .par la suite on a calculé les différents éléments (acrotère, escalier, plancher,...), après avoir défini leurs différentes sections, charges et surcharges.

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui s'avère un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures .nous passerons par la suite à la définition des données à introduire dans le logiciel ETABS après avoir effectué toutes les étapes de la modélisation et lancé les calculs, nous passerons à l'exploitation et vérification des résultats qui nous permis de procéder au ferrailage de la structure.

Dans le dernier chapitre, on a procédé à l'étude de l'infrastructure. Enfin, on a achevé notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.

I.1) Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale de bâtiment).
- Ses éléments constitutifs :(éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

I.2) Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'une tour (R+9+1Sous sols) à usage d'habitation, commercial et de service. Cet ouvrage sera implanté à TIZI OUZOU qui est classée selon le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cette tour est composée :

- d'un sous-sol à usage commercial.
- d'un RDC à usage d'habitation.
- de neuf (9) étages à usage d'habitation.
- d'une (01) cage d'escalier.
- de deux (02) cages d'ascenseur.

I.3) Caractéristiques géométriques :

La présente structure a pour dimensions :

- | | |
|-------------------------------|---------|
| • Longueur total | 28.40 m |
| • Largeur total | 15.20 m |
| • Hauteur totale | 35.08 m |
| • Hauteur du RDC | 03.10m |
| • Hauteur des étages courants | 03.10m |
| • Hauteur du sous-sol | 04.08m |
| • Hauteur de l'acrotère | 00.60 m |

I-4) Eléments de l'ouvrage :

I-4-1) Ossature :

Ce bâtiment est en ossature mixte composée des portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles.

✓ **Portiques :**

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.

✓ **Voiles :**

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

I-4-2) Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Dans notre bâtiment nous avons un seul type de plancher :

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.

- **Plancher en corps creux :**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonctions :

- ✓ Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).
- ✓ Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

I-4-3) les Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

I-4-4) les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée de paliers et de paillasse, réalisées en béton armé coulé sur place.

I-4-5) Cage d'ascenseur :

Le bloc comporte aussi deux(2) cages d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place.

I-4-6) Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :**

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

- **Murs intérieurs :**

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

I-4-7) Les Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelages scelle pour le revêtement horizontale
- Céramiques pour les cuisines et salles d'eaux.
- Enduits plâtres pour les cloisons intérieurs.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

I-4-8) Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les Voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I-4-9) Terrasse inaccessible :

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

- forme de pente 2 % pour faciliter l'écoulement des eaux.
- revêtement d'étanchéité.
- protection lourde (gravier roulé).

I-4-10) Fondations :

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.

Sa fonction est de reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

I-5) Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 3 \text{ bar}$.

I-6) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-6-1) 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.

Le ciment utilisé est de classe CPJ 32,5 dosé à 350 kg/m^3 dans le béton.

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

Le dosage courant par un m^3 sera comme suit :

✓ **Granulats :**

Sable :380 à 450 l (Dg \leq 5 mm).

Gravillons :750 à 850 l (Dg \leq 25 mm).

✓ **Ciment :**350 kg/m^3 .

✓ **Eau de gâchage :**150 à 200 L.

I-6-1-1) Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur des cylindres normalisés (de diamètre $\varnothing = 16 \text{ cm}$, hauteur $h = 32 \text{ cm}$).

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

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,46 + 0,83 j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,4 + 0,95 j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour le présent projet on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. (BAEL 91).

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.

I-6-1-2) Résistance caractéristique à la traction : (Art A-2 12 BAEL91)

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06.f_{cj} \quad \text{MPa}$$

Pour notre cas on aura:

$$f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

I-6-1-3) Contraintes limites de béton: On définit les contraintes limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels la structure est calculée.

A : Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de la stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture).

-Contrainte limite à la compression: (A.4.3.4.B.A.E.L91 modifier99):

$$f_{bc} = 0,85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b \quad [\text{Mpa}]$$

γ_b : Coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle.
- $\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante.

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

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

B : État limite de service (ELS) :

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des contraintes ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj}$$

Dans notre cas :

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

• Diagramme Contraintes – Déformations du béton :

a : A l'ELU :

La relation contrainte déformation est illustrée dans la figure ci-dessus.

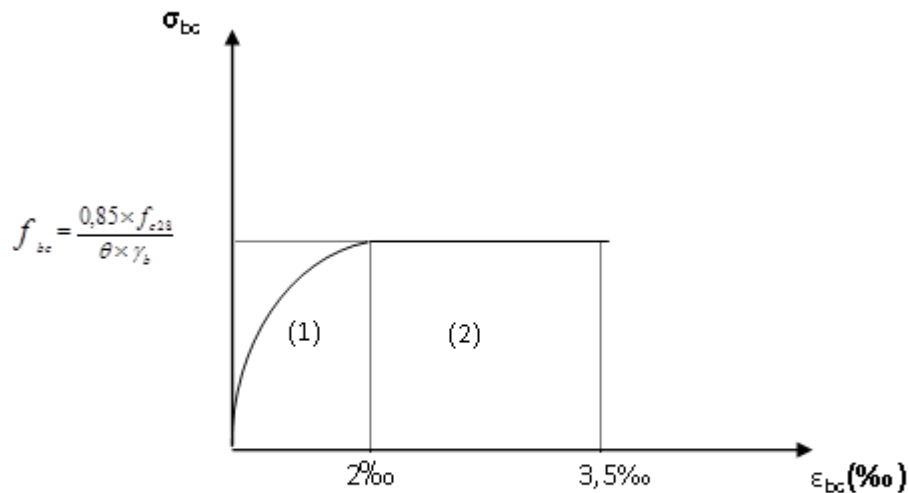


Figure : relation contraintes- déformations.

ε: Déformation du béton en compression.

b : A l'ELS :

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte déformation est illustrée dans la figure suivante :

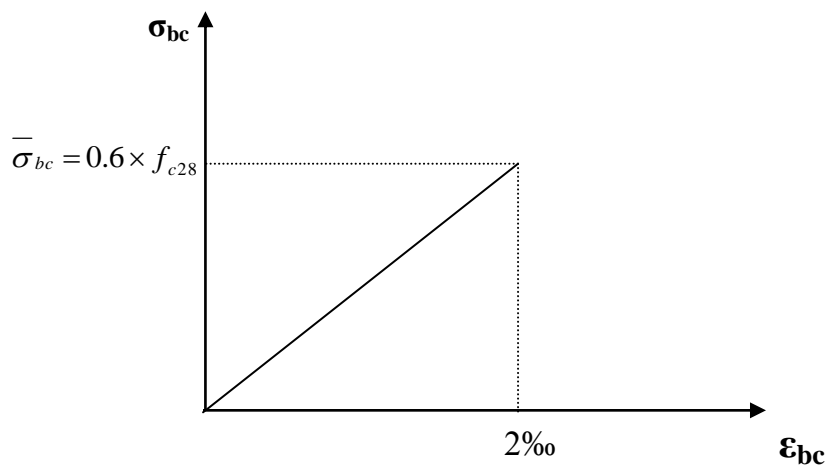


Figure : Diagramme contrainte déformation du béton (ELS).

➤ Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.5.1, BAEL.91) :

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

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée (ELU).

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (Art A-5121BAEL91modifier99):

cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min(0.20 \times f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$

- cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min(0.15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$

I-6-1-4) Module d'élasticité :

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

a) Module d'élasticité instantané : (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} .$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} . \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa} .$

b) Module d'élasticité différée : (Art A – 2.1.22 BAEL91)

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} .$

$$\Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

c) Module d'élasticité transversale :

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad \text{MPa}$$

Avec: $G = 13400 \text{ MPa} .$

E : Module de Young,

ν : Coefficient de Poisson.

d) Coefficient de poisson :(Art A.2 1 3 BAEL91)

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

➤ $\nu = 0.2$ béton non fissuré (ELS)

➤ $\nu = 0$ béton fissuré (ELU)

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.

I-6-2) L'acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I-6-2-1) Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau : Caractéristiques des aciers utilisés.

I-6-2-2) module d'élasticité longitudinal :

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

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

I-6-2-3) Diagramme contrainte déformation de calcul :

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

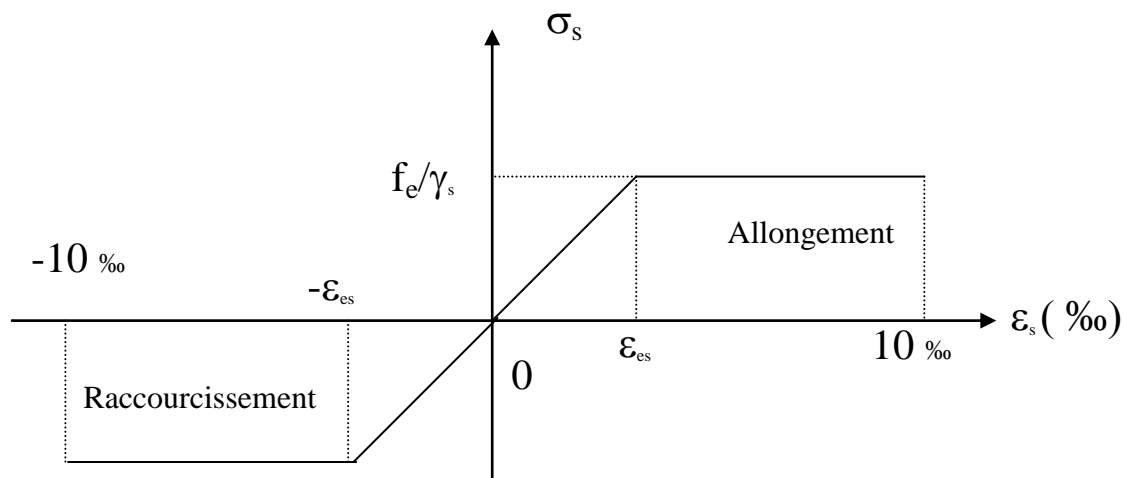


Figure : Diagramme contraintes – déformations de l'acier.

I-6-2-4) Limite d'élasticité :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- γ_s : Coefficient de sécurité
- $\gamma_s = 1,15$ En situation durable
 - $\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle

I-6-2-5) La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est indispensable de limiter l'ouverture des fissures dans le béton (risque de corrosion des aciers) ; on distingue trois cas de fissuration :

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL9 / Art 4-5-32)

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

b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \quad \text{en MPa}$$

c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)

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

I-6-2-6) Protection des armatures : (Art A.7-2 4 BAEL91) .

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

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

Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II-1) Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Ce pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir

- Le RPA 99
- Le BAEL 91
- Le DTR

II-2) Pré dimensionnement des éléments :

II-2-1) Plancher en corps creux :

Ce sont des planchers constitués de table de compression, de poutrelles et de corps creux, leurs rôles principaux est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir leurs taches, les planchers doivent être conçus de telle sorte à supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Pour cela leur dimensionnement est donné par les formules de BAEL suivantes :

$$h_{tp} \geq L/22.5$$

Avec: h_{tp} : hauteur totale du plancher.

L : longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

Dans notre cas : $L = 3.10 - 0.40 = 2.70 \text{ m}$

Ce qui nous donne : $h_{tp} \geq 420/22.5 = 12 \text{ (cm)}$

Donc : $h_t \geq 12 \text{ cm}$.

On optera pour un plancher de (16+4) cm.

Soit : (16+4) qui sera valable Pour tous les étages .

{ La hauteur du corps creux : 16[cm]
 La hauteur de la dalle de compression : 4[cm]

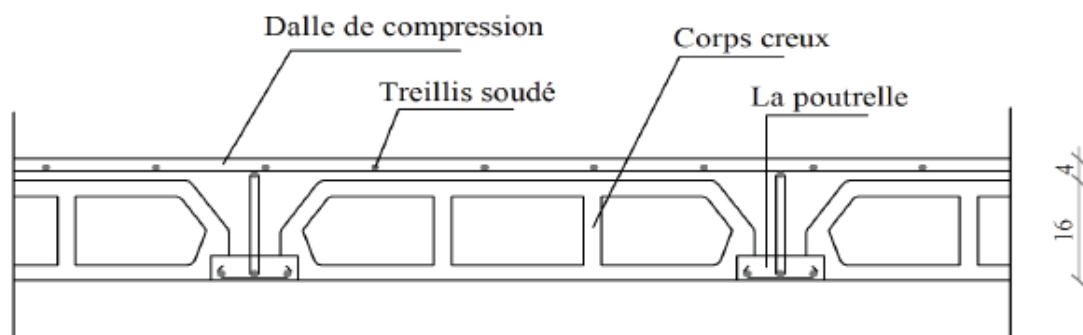


Figure : Schéma descriptif d'un plancher.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II-2-2-Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

a)Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1,40 \text{ m}$$

$$e \geq 14 \text{ cm.}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

b) Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

c)Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse:

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2.$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2.$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m².

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = 350 / 2500 = 14 \text{ cm}$$

$$h_0 = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons : $h_0 = 15 \text{ cm.}$

II-2-3) Les poutres :

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

Hauteur de la poutre :

$$L_{\max} / 15 \leq h_p \leq L_{\max} / 10$$

Largeur de la poutre :

$$0.4 h_t \leq b_p \leq 0.7 h_t$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Avec :

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

h_p : hauteur de la poutre.

b_p : largeur de la poutre.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \quad \dots\dots\dots\text{selon le RPA 99, modifié en 2003/ art 7.5.1} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

➤ **les poutres principales (sens transversal) :**

Elles sont dans le sens perpendiculaire à celui des poutrelles.

✓ **La hauteur de la poutre :**

Sachant que : $L_{\max} = 400 - 40 = 360\text{ cm}$.

$360/15 \leq h_t \leq 360/10$ ce qui donne : $28 \leq h_t \leq 36\text{cm}$

On prend : **$h_t = 35\text{ cm}$** .

✓ **La largeur de la poutre :**

la largeur b sera :

$$0.4 h_t = 14\text{cm}$$

$$0.7 h_t = 24.5\text{ cm}$$

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

➤ **poutres secondaires (sens longitudinal) :**

Sachant que $L_{\max} = 310 - 40 = 270\text{ cm}$, il vient :

$$L/15 = 18\text{cm} ; \quad L/10 = 27\text{cm}$$

$$\text{Donc : } 18 \leq h_t \leq 27$$

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

La largeur b sera donc :

$$0.4 h_t = 12\text{ cm}$$

$$0.7 h_t = 21\text{cm}$$

$$14 \leq h_t \leq 24.5$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

On prend : $b = 25 \text{ cm}$.

Tableau : Vérification des conditions exigées par le RPA :

conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	25 cm	vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	1,16	1,2	vérifiée

- On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- poutres secondaires $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

II-2-4) Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Le Pré dimensionnement se fera conformément aux règles (RPA 99 version 2003) :

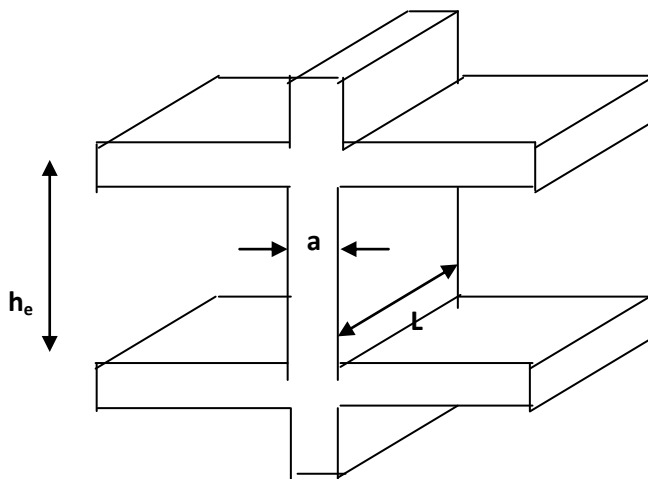


Figure : Vue en 3D d'un voile

➤ **Epaisseur du voile :**

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement sera conforme au RPA 99 qui exige les conditions suivantes :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (H_e) et de la condition de rigidité aux extrémités.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Dans notre cas :

Pour le L'ENTRE SOL :

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm.}$$

$$e = h_e / 20$$

$$e = 388 / 20 = 19.4 \text{ cm.}$$

Pour l' étage courant:

$$h_e = 310 - 20 = 290 \text{ cm.}$$

$$e = h_e / 20$$

$$e = 290 / 20 = 14.5 \text{ cm.}$$

En conclusion, on adoptera une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

➤ **Largeur du voile :**

Les voiles de contreventements doivent satisfaire la condition suivante :

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

Avec : L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

$$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

II-2-5) Les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionné à L'ELS en considérant un effort de compression axial N_s , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :

$$S \geq N_s / \sigma$$

Avec :

N_s : effort de compressions revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q) .

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

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

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge.

- **surface d'influence :**

Surface d'influence du poteau le plus chargé (G_3 ou G_4).

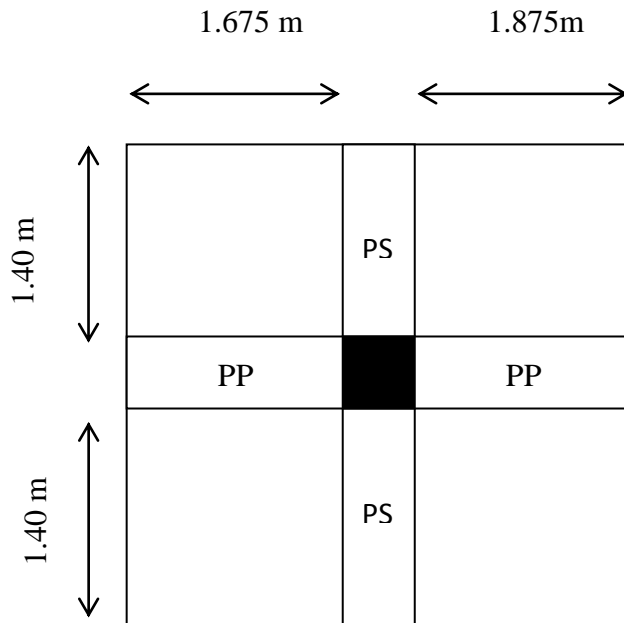


Figure : surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité (G3)

Aire du plancher revenant au poteau le plus chargé :

$$St = (1.4 \times 1.675 \times 2) + (1.4 \times 1.875 \times 2) = 9.94 \text{ m}^2$$

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

II-2-5-1) Détermination des charges et surcharges :

- **Charges permanentes :**

A/ plancher terrasse (inaccessible) :

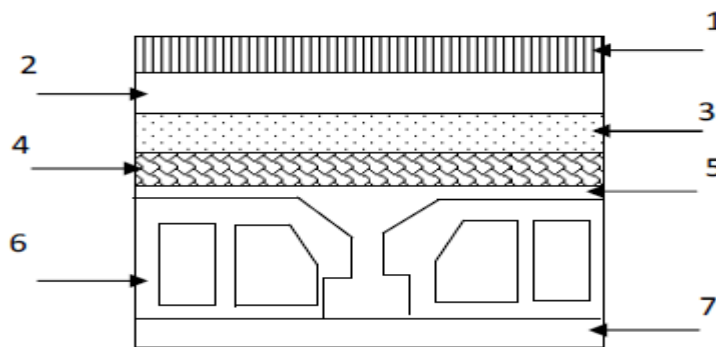


Figure : Eléments constituant le plancher terrasse.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

N°	Désignation	Epaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3	Formes de pentes	0.07	22	1.76
4	Feuille de polyane	0.04	04	0.01
5	Isolation thermique	0.04	04	0.16
6	Dalle à corps creux	0.16+0.04	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				$G_t = 5.90$

Tableau : Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse :

B/ plancher étage courant :

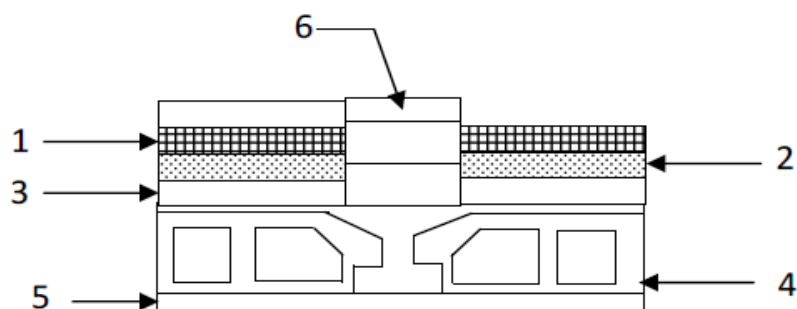


Figure : Eléments constituant les planchers d'étage courant.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Valeur de i	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge G_t (KN/m ²)
01	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en corps creux	14	0.2	2.80
05	Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
06	Cloison de séparation	/	/	1.00
				Totale $G_t = 5.24$ (KN/m²)

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

E/Mur extérieur: En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.

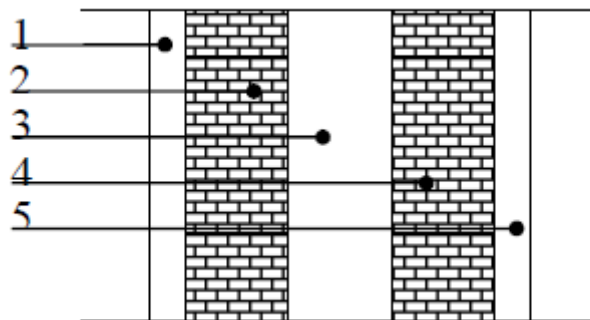


Figure : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau: Valeur de la charge permanente G du mur extérieur :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ²)	G (KN / m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	0.1	0.20
				$G_t = 2.36$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

D/Mur intérieur :

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	épaisseur	Charge G (KN/m ²)
01	Enduit de plâtre	12	0.04	0.48
02	Brique creuse	9	0.1	0.9
Totale $G_t=1.38$ KN/m ²				

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

E/L'acrotère :

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

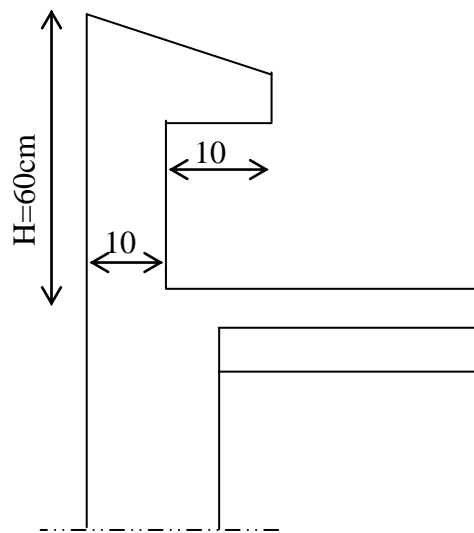


Figure : Coupe verticale de l'acrotère

$G_{acr} = \rho \text{ béton} \times (\text{section de l'acrotère}).$

$$G_{acr}=25 \times [(0,5 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + (\frac{0,03 \times 0,2}{2})] = 1,675 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

F/• Dalle pleine (balcons):

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22.00	0.44
3	Couche de sable	0.02	18.00	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25.00	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18.00	0.36
			G_t = 5.35 KN/m²	

Tableau : Charges revenant à la dalle pleine.

• Les surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit

- Plancher terrasse : $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- plancher RDC : $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- L'acrotère : $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- L'escalier : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Les balcons : $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher de l'entre sol (commercial) $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$.

II-2-5-2) Poids propre des éléments:

✓ Poids du plancher : $P = G \times S$

-Plancher terrasse :
 $P = 5.90 \times 9.94 = 58.65 \text{ KN}$

- Plancher étage :
 $P = 5.24 \times 9.94 = 52.086 \text{ KN}$

✓ Poids des poutres :

-Poutres principales :
 $P = 25(3.55 \times 0.30 \times 0.35) = 9.32 \text{ KN}$.

-Poutres secondaires :
 $P = 25(2.8 \times 0.25 \times 0.30) = 5.25 \text{ KN}$.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

D'où le poids total $P = 9.32 + 5.25 = 14.57$

Ce qui donne : **$P = 14.57 \text{ KN}$** .

✓ Poids des poteaux :

RDC : $G = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.10 = 6.975 \text{ KN}$

Etage courant : $G = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.10 = 6.975 \text{ KN}$

Surcharge d'exploitation :

- Terrasse: $Q_0 = 1 \times 9.94 = 9.94 \text{ KN}$.

- Plancher étage courant : $Q_1 = \dots\dots\dots = Q_9 = 1.5 \times 9.94 = 14.91 \text{ KN}$.

- Plancher RDC: $Q_{10} = 1.5 \times 9.94 = 14.91 \text{ KN}$.

II-2-5-3) Dégression verticale des surcharges d'exploitation:

Le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitation sur des bâtiments à grand nombre d'étages ; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Le cas de ce projet tous les étages à usage d'habitations et la surcharge d'exploitation est la même pour tous les étages.

La loi de dégression est la suivantes :

Etages	surcharges	surcharge à considérer	cumule
E_0	Q	Q_0	$Q_{\text{totale}} = Q_0$
E_1	Q	Q	$Q_{\text{totale}} = Q_0 + Q$
E_2	Q	$0.9Q$	$Q_{\text{totale}} = Q_0 + (1 + 0.9) Q = Q_0 + 1.9 Q$
E_3	Q	$0.8Q$	$Q_{\text{totale}} = Q_0 + (1.9 + 0.8) Q = Q_0 + 2.7 Q$
E_4	Q	$0.7Q_0$	$Q_{\text{totale}} = Q_0 + (2.7 + 0.7) Q = Q_0 + 3.4 Q$

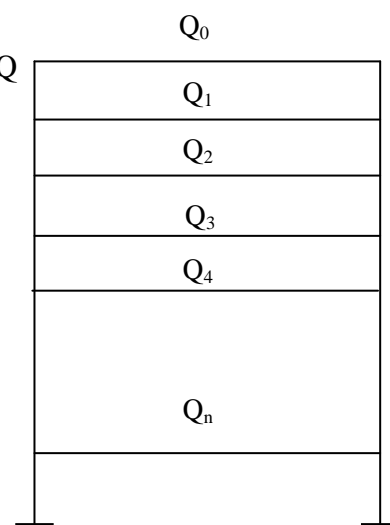
Pour $n \geq 5$.

E_n Q $Q_{\text{totale}} = Q_0 + ((3+n) / 2) Q$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q : surcharge d'exploitation de chaque étage.

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



- **Les surcharges cumulées :**

Niveau 10 : $Q_{\text{totale}} = Q_0 = 9.94 \text{ KN}$.

Niveau 09 : $Q_{\text{totale}} = Q_0 + Q = 9.94 + 14.91 = 24.85 \text{ KN}$.

Niveau 08 : $Q_{\text{totale}} = Q_0 + 1.9 Q = 9.94 + 1.9 (14.91) = 38.27 \text{ KN}$.

Niveau 07 : $Q_{\text{totale}} = Q_0 + 2.7 Q = 9.94 + 2.7 (14.91) = 50.19 \text{ KN}$.

Niveau 06 : $Q_{\text{totale}} = Q_0 + 3.4 Q = 9.94 + 3.4 (14.91) = 60.64 \text{ KN}$.

Niveau 05 : $Q_{\text{totale}} = Q_0 + 4Q = 9.94 + 4(14.91) = 69.58 \text{ KN}$.

Niveau 04 : $Q_{\text{totale}} = Q_0 + 4.5Q = 9.94 + 4.5(14.91) = 77.035 \text{ KN}$.

Niveau 03 : $Q_{\text{totale}} = Q_0 + 5Q = 9.94 + 5(14.91) = 84.49 \text{ KN}$.

Niveau 02 : $Q_{\text{totale}} = Q_0 + 5.5Q = 9.94 + 5.5(14.91) = 91.95 \text{ KN}$.

Niveau 01 : $Q_{\text{totale}} = Q_0 + 6Q = 9.94 + 6(14.91) = 99.4 \text{ KN}$.

Niveau 00 : $Q_{\text{totale}} = Q_0 + 6.5Q = 9.94 + 6.5(14.91) = 106.86 \text{ KN}$.

-Dégression verticale des surcharges d'exploitation

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

niveau	Charges permanentes					Surcharges d'exploitation (KN)		Effort normal (KN)	section du poteau (cm ²)	
	poids des planchers	poids des poutres	Poids des poteaux	G total	G cumul	Qi	Qc		section trouvée	section adoptée
11	58.65	14.57	0	73.22	73.22	9.94	9.94	83.16	55.44	(40x40)
10	52.086	14.57	6.975	73.63	146.85	14.91	24.85	171.7	114.46	(40x40)
9	52.086	14.57	6.975	73.63	220.48	14.91	39.76	260.24	173.49	(40x40)
8	52.086	14.57	6.975	73.63	294.11	14.91	54.67	348.78	232.52	(40x40)
7	52.086	14.57	6.975	73.63	367.74	14.91	69.58	437.32	291.55	(40x40)
6	52.086	14.57	6.975	73.63	441.37	14.91	84.49	525.86	350.57	(45x45)
5	52.086	14.57	6.975	73.63	515	14.91	99.4	614.4	409.6	(45x45)
4	52.086	14.57	6.975	73.63	588.63	14.91	114.31	702.94	468.63	(45x45)
3	52.086	14.57	6.975	73.63	662.26	14.91	129.22	791.48	527.65	(45x45)
2	52.086	14.57	6.975	73.63	735.89	14.91	144.13	880.02	586.68	(50x50)
1	52.086	14.57	9.18	75.84	811.73	14.91	159.04	970.77	647.18	(50x50)

Tableau: Récapitulatif de la descente des charges.

II-2-9) Vérifications :

➤ **vérification relative aux coffrages (Art 7.4.1 RPA 99) :**

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

$$1) \text{ Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{Min } (50,50) \geq 25 & \Rightarrow \text{vérifiée} \\ \text{Min } (45,45) \geq 25 & \Rightarrow \text{vérifiée} \\ \text{Min } (40,40) \geq 25 & \Rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

$$2) \text{ Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min } (40,40) \geq \frac{408-20}{20} = 19.4 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$3) 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 40/40 = 1.00 \leq 4 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

➤ **Condition de stabilité de forme :**

- **Vérification au flambement** : on doit vérifier que l'élancement :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 h_e$)

i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$; $I = bh^3/12$.

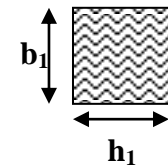
S : Section transversale du Poteau ($S = b \times h$)

h : Longueur libre du poteau.

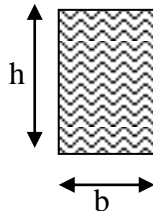
Ce qui donne $\lambda = 2.42 h_e / h$.

I : moment d'inertie du poteau

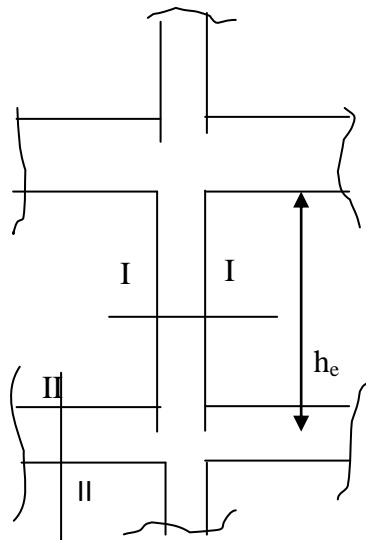
(Pour la section des poteaux on a des sections rectangulaire).



Section I-I



Section II-II



- Pour le sous-sol (poteau 50 x 50) ; $l_0 = 4,08 \text{ m}$; $\lambda = 19.75 < 50$
- Pour le RDC (poteau 50x 50) ; $l_0 = 3,10 \text{ m}$; $\lambda = 15.004 < 50$
- Pour le 1^{er} au 4^{eme} (poteau 45 x 45) ; $l_0 = 3,10 \text{ m}$; $\lambda = 16.67 < 50$
- Pour le 5^{eme} au 9^{eme} (poteau 40 x 40) ; $l_0 = 3,10 \text{ m}$; $\lambda = 18.75 < 50$

La condition de non-flambement des poteaux est vérifiée

➤ Vérification de l'effort normal [Art 7.4.3.1] :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3$$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute).

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Fc28 : Est la résistance caractéristique du béton.

$$V = \frac{970.77 \times 10}{50 \times 50 \times 25} = 0.155 < 0.3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Niveau	Section (cm ²)
SS-RDC	(50x50)
1 ^{er} - 2 ^{eme} - 3 ^{eme} - 4 ^{eme}	(45x45)
5 ^{eme} - 6 ^{eme} - 7 ^{eme} - 8 ^{eme} - 9 ^{eme}	(40x40)

Tableau : Récapitulatif des sections des poteaux.

Chapitre III

Calcul des éléments

Chapitre III : Calcul des éléments

Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments non structuraux à savoir l'acrotère, les planchers, les escaliers et les balcons.

III-1) Calcul de l'acrotère :

III-1-1 Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontale ($Q = 1 \text{ KN/ml}$) dû à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée et le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

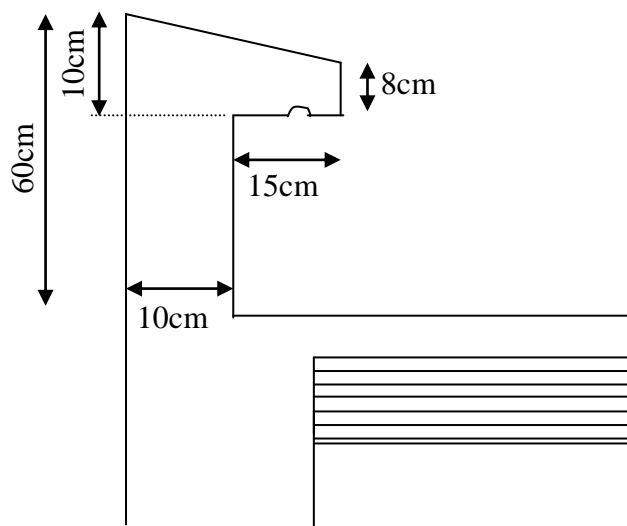
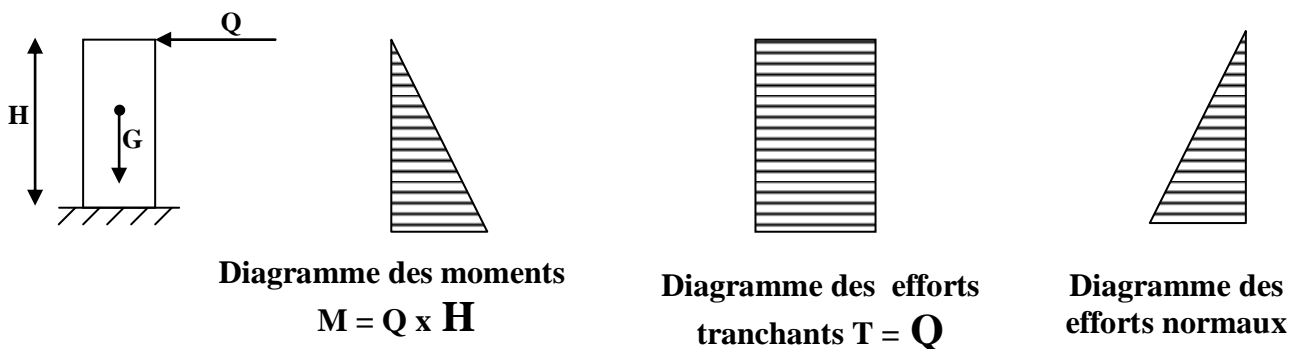


Figure : Coupe verticale de l'acrotère

a) Schéma statique :



b) Calcul des efforts :

- Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \times S = 25 \left[(0,5 \times 0,1) + (0,08 \times 0,25) + \frac{0,02 \times 0,25}{2} \right]$$

$$G = 1,8125 \text{ KN/ml}$$

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section de l'acrotère.

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
➤ Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
➤ Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,8125 \text{ KN/ml}$

c) Combinaison de charge :

A l'ELU :

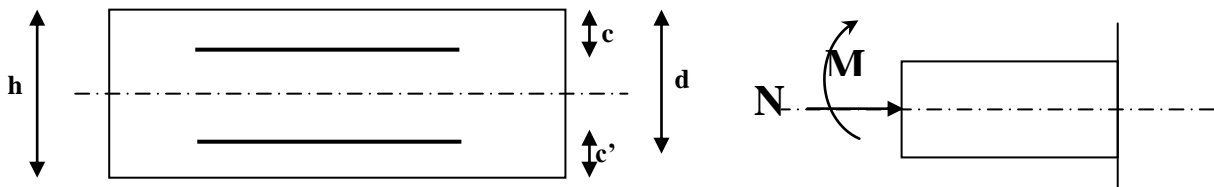
$$\begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,8125 = 2,447 \text{ (KN)} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ (KN.m)} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$\begin{cases} N_s = G = 1,8125 \text{ (KN)} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ (KN.m)} \end{cases}$$

d) Ferrailage de l'acrotère:

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



h : Epaisseur de la section.

c et c' : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

➤ **Calcul de l'excentricité:**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,447} = 0,367m = 36,7 \text{ cm}$$

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

Avec : M_u : moment dû à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité.

$\left(\frac{h}{2} - c\right) = y$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les Armatures.

1. Calcul de la section en flexion simple :

Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,447 \left(\frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 0,949 \text{ KN.m}$$

a) Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,949 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0136 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \quad \text{les armatures}$$

comprimées ne sont pas nécessaires.

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

$$\mu_b = 0,0136 \Rightarrow \beta = 0,995$$

b) Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,949 \times 10^3}{0,995 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,391 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée des armatures réels:**

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,391 - \frac{2,447}{34,8} = 0,32 \text{ cm}^2.$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$A_s=0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

- **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min}=0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e [e_s - 0,455 \times d / e_s - 0,185 \times d].$$

$$E_s = M_s / N_s = 0,6 / 1,8125 = 0,331.1m = 33.10cm.$$

$$F_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06.(25) + 0,6 = 2,1Mpa .$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1 / 400 [33,1 - (0,455 \times 7) / 33,1 - (0,185 \times 7)] = 0,735cm^2.$$

$$A_{\min} > A_s = 0,320 \Rightarrow \text{la section n'est pas vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,735cm^2/ml$$

$$\text{Soit } A_s = 4HA8 = 2,01cm^2/ml$$

$$\text{Avec : un espacement } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit : } 3HA8 = 0,85cm^2 \text{ avec un espacement } S_t = 60/3 = 20cm.$$

2) Vérification au cisaillement : [BAEL91 art 5.1.1] :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa) = 2,5MPa$$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification de l'adhérence des barres : [BAEL99/art A.6.1.1, 3] :

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

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

Avec : $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles de barres.

$$\sum u_i = 4\pi 8 = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

4) Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$

Armatures de répartition : $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$

\Rightarrow Condition vérifiée.

• Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

1) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,290 \Rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,914) = 0,258$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,258}{15(1 - 0,258)} = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,914 \times 7 \times 2,01} = 46,66 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,023 \times 46,66 = 1,0732 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,0732 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification des contraintes dans l'acier : [Art. A.4.5.33] :

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

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 46,55 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

- Armatures principales.....4HA8 = 2,01cm² avec S_t = 25cm.
- Armatures de répartitions.....3 HA8 = 0.85cm² avec S_t = 15cm.

a. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3) :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale qui doit être inférieure à la main courante.

Le calcul au séisme se fait si la formule suivante n'est pas vérifiée :

Chapitre III : Calcul des éléments

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

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone A=0.15 en zone II_a (groupe d'usage 2).

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0.8)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,8125KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.8125 = 0,86 \text{KN/ml} < Q = 1 \text{KN/ml}$$

⇒ Condition vérifiée donc le calcul au séisme n'est pas nécessaire

- **Ferraillage de l'acrotère :**

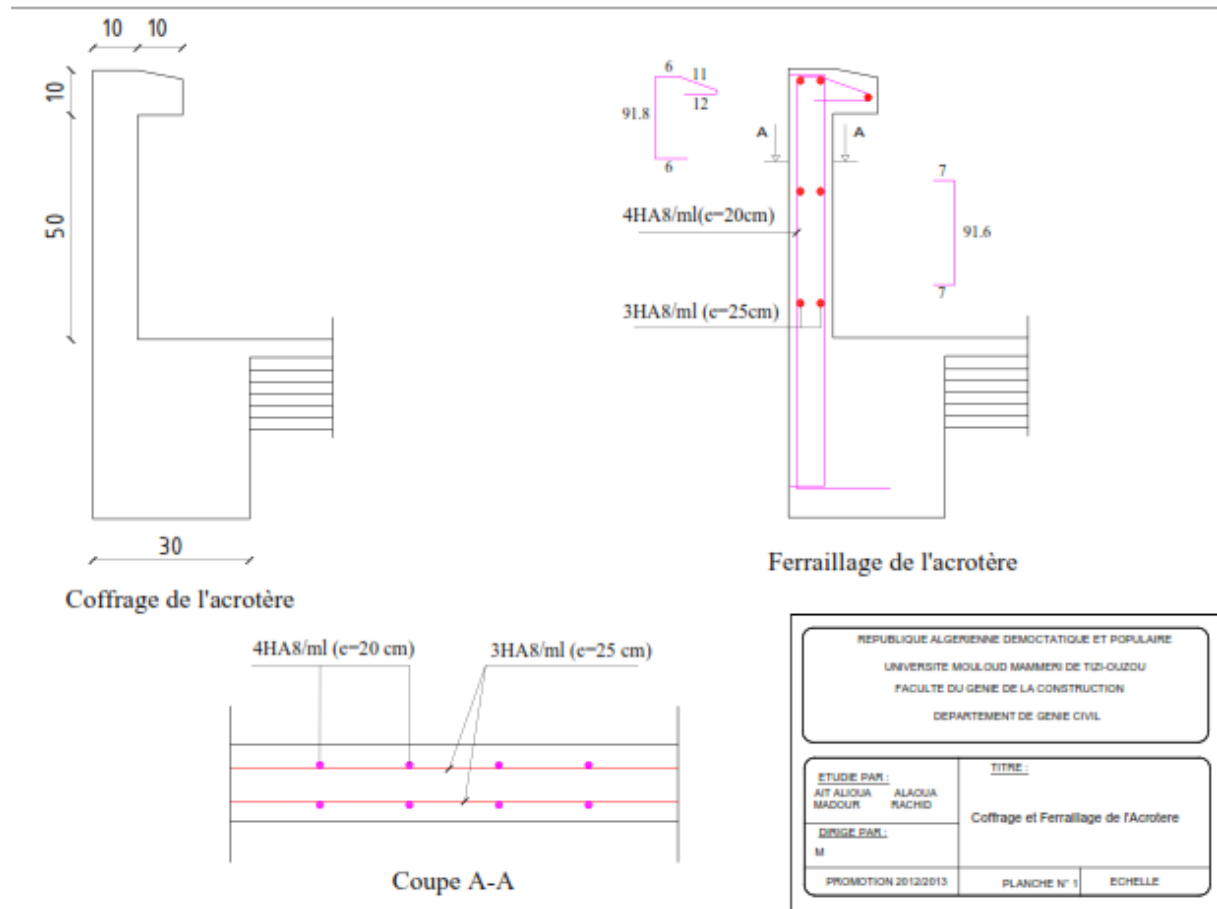
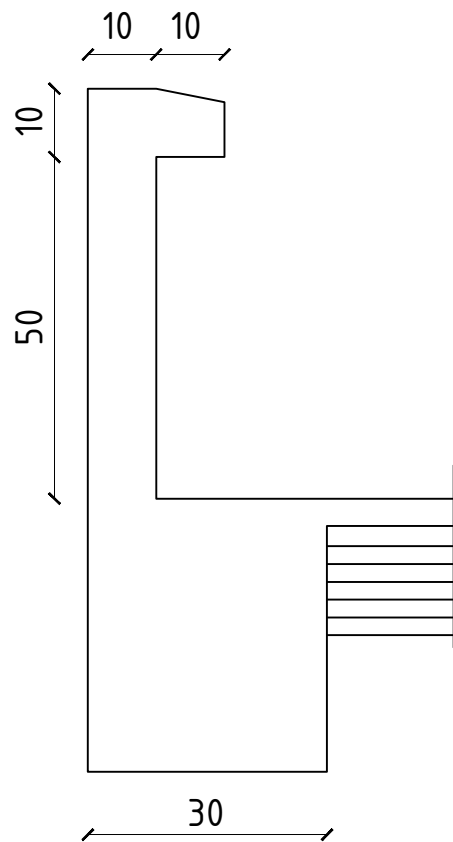
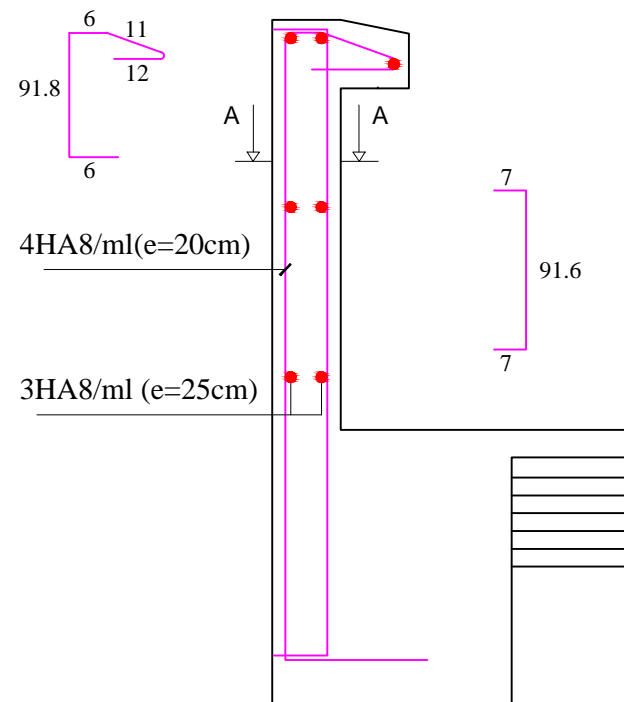


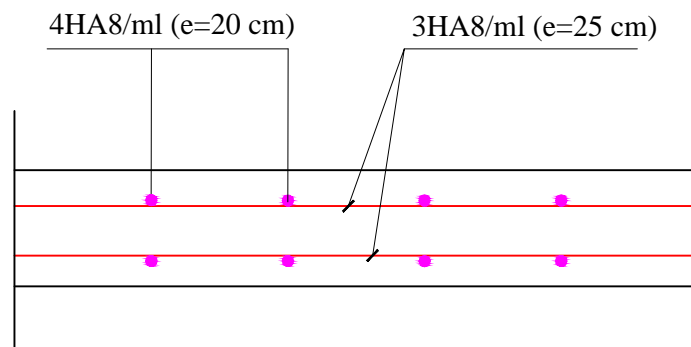
Figure III-1-3 : Ferraillage de l'acrotère.



Elevation g'f'g'ncetq³tg



Elevation g'f'g'ncetq³tg



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

AIT ALIOUA ALAOUA
MADOUR RACHID

TITRE :

Coffrage et Ferrailage de l'Acrotère

DIRIGE PAR :

M

PROMOTION 2012/2013

USCOPAF

ECHELLE

III-2) Calcul des planchers :

III-2-1) Introduction :

Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression (16+4), reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Elles sont disposées dans le sens de la petite portée.

III-2-2) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, sera armée d'un treillis soudé de type TLE520, avec une limite d'élasticité $f_e = 520 \text{ MPa}$ dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser : (BAEL91 / B.6.8.423).

- 20cm pour les armatures \perp aux poutrelles.
- 33cm pour les armatures $//$ aux poutrelles.

La largeur de l'hourdis :

$$50 \text{ cm} \leq L' \leq 80 \text{ cm} \quad (L' : \text{entre axe des poutrelles}).$$

1) Ferrailage de la dalle de compression :

- **Armature perpendiculaire aux poutrelles :**

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

Nous adopterons une section $A = 6\text{T}6 / \text{ml} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $e = 15 \text{ cm}$.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,7 / 2 = 0,87 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Nous adopterons la même section que précédemment, soit $6\text{T}6/\text{ml}$ avec $e = 15 \text{ cm}$.

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension **(6x6x150x150)**.

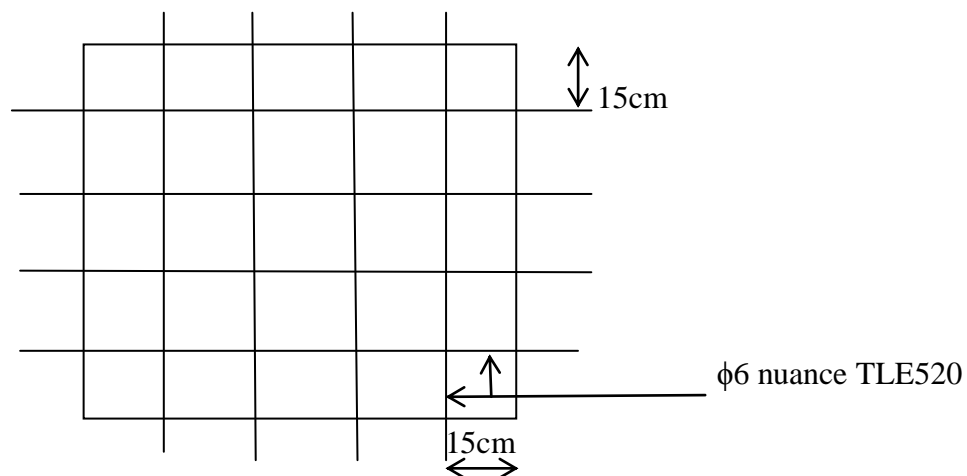


Figure : Treillis soudé de 15x15cm

III-2-3) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

$$b_1 \leq \min (L/2 , L_1/10 , 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65-12), (L=53cm)

L₁ : longueur de la plus grande travée.

b₀ : largeur de la nervure.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression. (h₀ = 4cm).

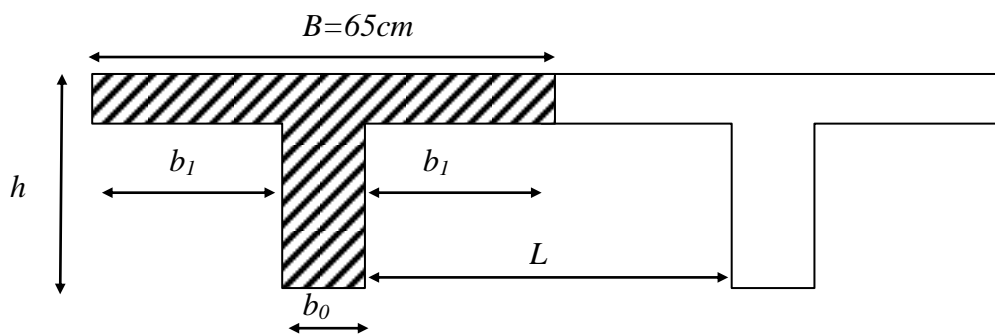


Figure : construction de la section en T.

b) Application :

$$b_1 \leq \min (53/2 , 310/10 , 8 \times 4)$$

$$b_1 \leq \min (26.5 , 31 , 32)$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

III-2-3-1) Etape1: Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux.

A. Chargement :

- Poids propre : $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux : $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$
- Poids de la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

Chapitre III : Calcul des éléments

La hauteur de la poutrelle est deh=20cm
La hauteur de la dalle de compression.....h₀=4cm
La largeur de la nervureb₀=12cm
Enrobagec=2cm
La largeur de la dalle de compressionb=65cm.

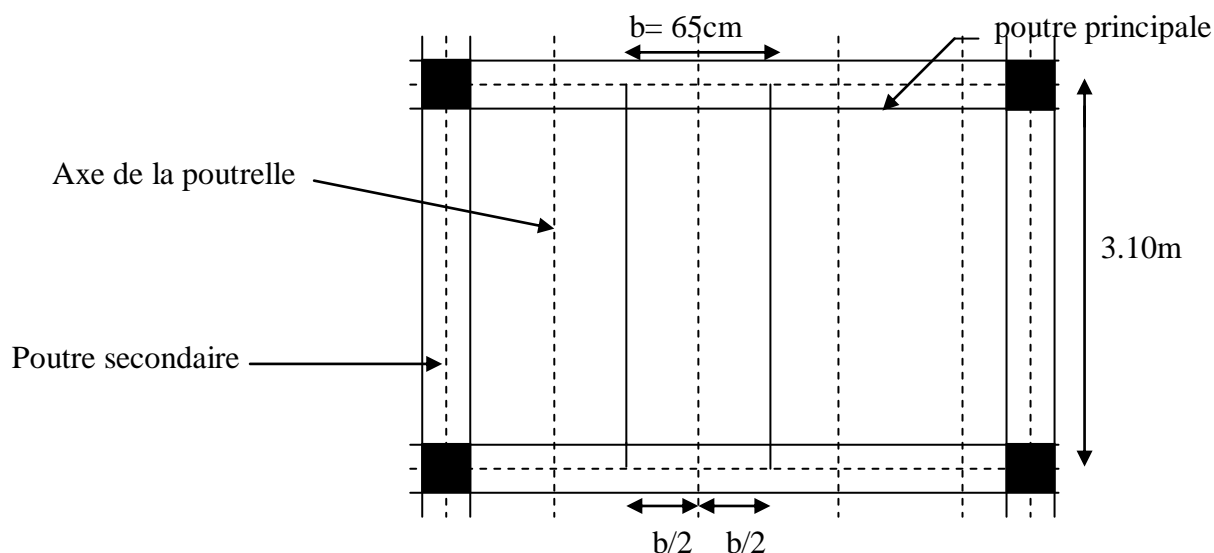


Figure : Surface revenant aux poutrelles.

B. Ferrailage à l'ELU :

La combinaison de charge à considérer est : $q_u = 1,35G + 1,5Q$
 $q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN /ml.}$

- **Moment en travée :**

$$M_t = q \times L^2 / 8 = 2,5 \times (3,10)^2 / 8 = 3,003 \text{ KN.m.}$$

- **Effort tranchant sur appuis :**

$$T = q \times L / 2 = 2,5(3,10/2) = 3,875 \text{ KN.}$$

- **Calcul de la section d'armature :**

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

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.003 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 4.406 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section est doublement armée (SDA)}$$

Remarque : Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

III-2-3-2) Etape 2 : Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie.

Ace stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

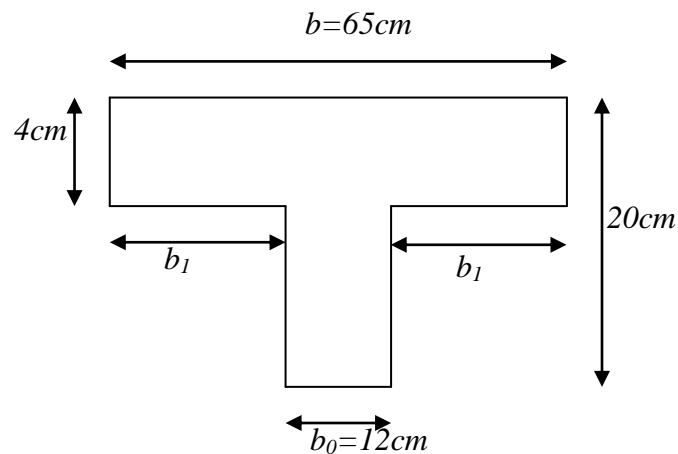


Figure : Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

A. Chargement :

- Poids propre du plancher d'étage courant: $G_1 = 5,24 \times 0,65 = 3,406 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la poutrelle : $G_2 = 0,12 \text{ KN/ml}$
 $G = G_1 + G_2 = 3,406 + 0,12 = 3,526 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation :
Usage d'habitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

III.2.1. Combinaison d'actions :

$$\text{À l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.22 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } Q_s = G + Q = 4.501 \text{ KN/ml}$$

1) Choix de la méthode de calcul :

➤ vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

[Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99]

• Hypothèses :

- 1) la valeur de la surcharge respecte la condition suivante :
 $Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN/m}^2\}$
- 2) La fissuration est non préjudiciable.
- 3) Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- 4) Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1,25.

• Vérification :

- 1) $Q \leq \max(2xG; 5\text{KN})$
 $Q \leq \max(2 \times 3,526\text{KN/ml}; 5\text{KN/m}^2)$
 $Q = 0,975\text{KN/ml} \leq \max(7,052; 5) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- 2) Les moments d'inertie sont identiques sur toutes les travées. \Rightarrow Condition vérifiée.
- 3) la fissuration est non préjudiciable \Rightarrow Condition vérifiée
- 4) Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1,25.

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$$

$$3.1 / 3.1 = 1 \text{ on a } 0.8 < 1 < 1.25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées donc La méthode forfaitaire est applicable pour notre calcul.

2) Calcul à l'ELU :

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

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

III.2.4.Exposé de la méthode :

le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et

d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher

- à surcharge d'exploitation modérée.
En effet pour $Q=0 \mapsto \alpha=0$ et pour $Q=2G \mapsto \alpha=2/3$

Chapitre III : Calcul des éléments

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée
Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_T \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

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

$0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées

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

Dans notre cas nous avons une poutre sur 05 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

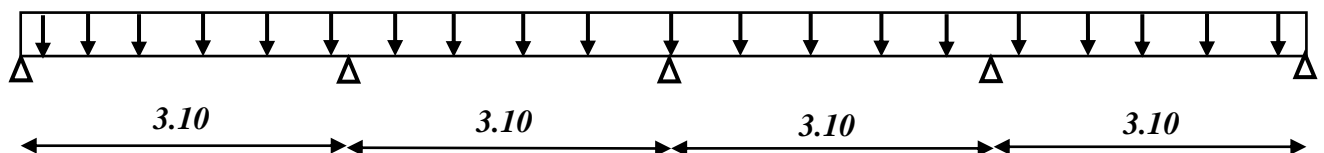


Figure III.10 : Schéma statique

III.2.5. calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0.975}{0.975 + 3.526} = 0.217 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

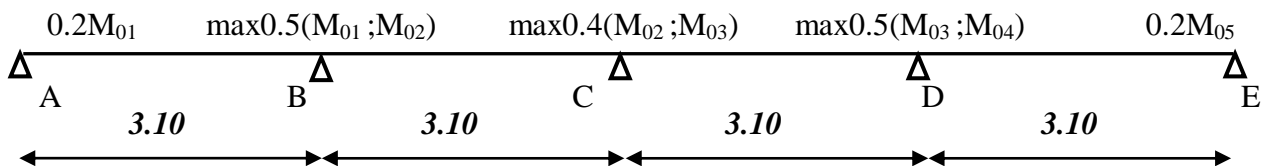
On aura après calcul : $\alpha = 0.217$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.06$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.532$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.632$$

III.2.7. Calcul des Moments isostatiques:



$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6.22 \times (3.1)^2 / 8 = 7.47 \text{ KN.m}$$

III.2.8. Calcul de Moments sur appuis:

$$M_A = M_E = 0.2 M_{01} = 1.49 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_D = 0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = 3.73 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max (M_{02}, M_{03}) = 2.98 \text{ KN.m}$$

III.2.6. calcul des moments en travée :

- travée de rive : (AB et DE)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{AB}} + \frac{M_B + M_A}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha) M_{01}; 1.05 M_{01} \} \\ \bullet M_{t_{AB}} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{AB}} + \frac{0.5M_{01} + 0.2M_{01}}{2} \geq 1.06M_{01} \\ \bullet M_{t_{AB}} \geq 0.632M_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{AB}} \geq 1.06M_{01} \\ \bullet M_{t_{AB}} \geq 0.632M_{01} \end{array} \right.$$

On prend : $M_{t_{AB}} = 0.71M_{01}$

$$\left. \begin{array}{l} M_{t_{AB}} = 0.71 \times 7.47 = 5.304 \text{ Kn.m} \\ M_{t_{DE}} = 5.304 \text{ Kn.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_{t_{AB}} = M_{t_{DE}}$$

- Travée intermédiaire : (BC et CD)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{BC}} + \frac{M_C + M_B}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02} \} \\ \bullet M_{t_{BC}} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{BC}} + \frac{2.98 + 3.73}{2} \geq 1.06 \times 7.47 \\ \bullet M_{t_{BC}} \geq 0.532 \times 7.47 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{BC}} \geq 4.56 \\ \bullet M_{t_{BC}} \geq 3.97 \end{array} \right.$$

On prend : $\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{BC}} = 4.56 \text{ Kn.m} \\ \bullet M_{t_{CD}} = 4.56 \text{ Kn.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_{t_{BC}} = M_{t_{CD}}$

III.2.9.calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_e - M_w}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_e - M_w}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
$M_w(KN.m)$	-1.49	-3.73	-2.98	-3.73
$M_e(KN.m)$	-3.73	-2.98	-3.73	-1.49
$T_e(KN)$	-10.36	-9.40	-9.88	-8.92
$T_w(KN)$	8.92	9.88	9.40	10.36
$M_f(KN.m)$	5.304	4.56	4.56	5.304

III.2.10. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments

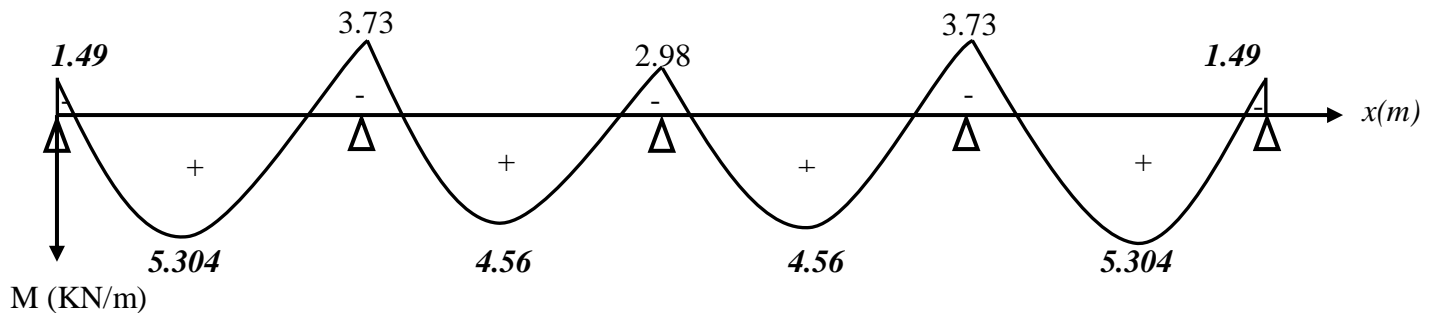
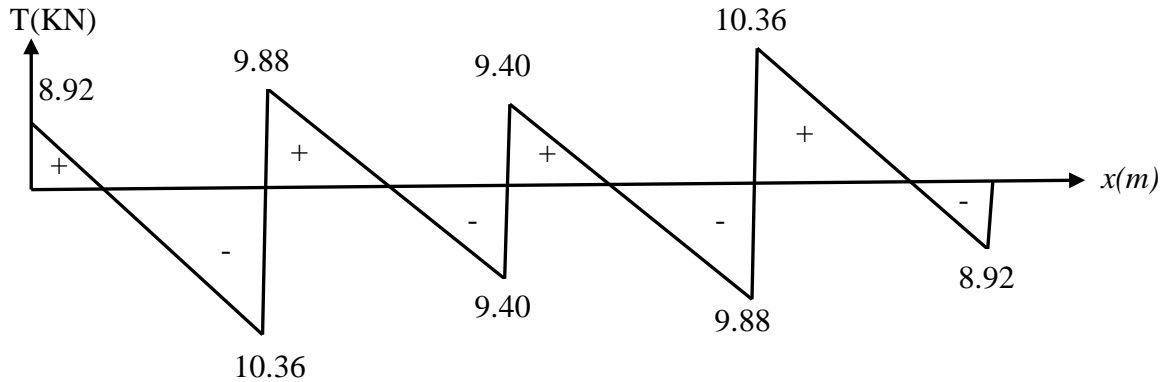


Figure III.12

b) diagramme des efforts tranchants :



III.2.11. Ferrailage à l'ELU:

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 5.304 \text{ Kn.m}$$

$$M_a^{\max} = 3.73 \text{ Kn.m}$$

$$V_u^{\max} = 10.36 \text{ Kn}$$

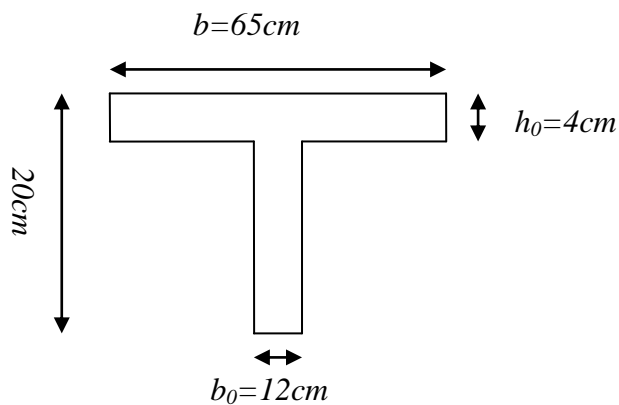


Figure III.14 : Section de la poutre en T

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 5.304 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{5.304 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.018 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5.304 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 0.854 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.854 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 3.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{3.73 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{3.73 \times 10^3}{0.994 \times 18 \times 348} = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.60 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(16.2, 40) = 16.2\text{cm}$$

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

III.2.12.Vérification à l'ELU :

a) Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{10.36 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.48\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.48\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité :

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

En travée :

$$A_t = 1.51\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 0.79\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{10.36 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 1 \times 3.14 \times 12} = 1.70\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1.70\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

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

Appuis de rive

$$V_{\max} = 10.36 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{«condition vérifiée»}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 9.92 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{«condition vérifiée»}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d})$

• *Appuis de rive :*

$$A_a = 0.79 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (10.36 - \frac{1.49}{0.9 \times 0.18}) = 0.03$$

$$A_a = 0.79 \geq 0.03 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• *Appuis intermédiaires :*

$$A_a = 1.51 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (10.36 - \frac{3.73}{0.9 \times 0.18}) = -0.364 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.51 \geq -0.364 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{\tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$D'où \quad l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL91.Art.A.51.322).

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

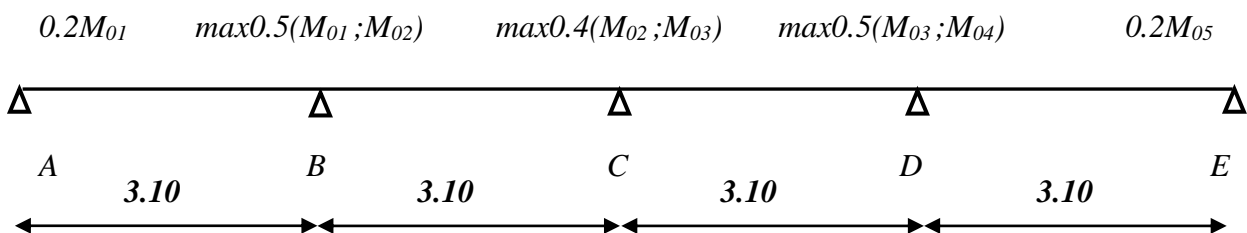
$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{3.73 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 0.192 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

IV. Calcul de la poutrelle à l'ELS:

IV.1. calcul des moments isostatiques :

$$q_s = 4.501 \text{ KN/ml}$$



$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 4.501 \times (3.1)^2 / 8 = 5.407 \text{ KN.m}$$

III.2.8. Calcul de Moments sur appuis:

$$M_A = M_E = 0.2M_{01} = 1.081 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_D = 0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = 2.703 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = 2.163 \text{ KN.m}$$

III.2.6. calcul des moments en travée :

- travée de rive : (AB et DE)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{AB}} + \frac{M_B + M_A}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01} \} \\ \bullet M_{t_{AB}} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{AB}} + \frac{0.5M_{01} + 0.2M_{01}}{2} \geq 1.06M_{01} \\ \bullet M_{t_{AB}} \geq 0.632M_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{AB}} \geq 0.71M_{01} \\ \bullet M_{t_{AB}} \geq 0.632M_{01} \end{array} \right.$$

On prend : $M_{t_{AB}} = 0.71M_{01}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t_{AB}} = 0.71 \times 1.081 = 0.768 \text{ Kn.m} \\ M_{t_{DE}} = 0.768 \text{ Kn.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_{t_{AB}} = M_{t_{DE}}$$

- Travée intermédiaire : (BC et CD)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{BC}} + \frac{M_C + M_B}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02} \} \\ \bullet M_{t_{BC}} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{BC}} + \frac{2.703 + 2.163}{2} \geq 1.06 \times 5.403 \\ \bullet M_{t_{BC}} \geq 0.532 \times 5.403 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{BC}} \geq 3.29 \\ \bullet M_{t_{BC}} \geq 2.87 \end{array} \right.$$

On prend : $\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_{t_{BC}} = 3.29 \text{ Kn.m} \\ \bullet M_{t_{CD}} = 3.29 \text{ Kn.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_{t_{BC}} = M_{t_{CD}}$

III.2.9. calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_e - M_w}{L} + \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_e - M_w}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
$M_w(\text{KN.m})$	-1.082	-2.703	-2.163	-2.703
$M_e(\text{KN.m})$	-2.703	-2.163	-2.703	-1.082
$T_e(\text{KN})$	-7.5	-6.80	-7.15	-6.45
$T_w(\text{KN})$	6.45	7.15	6.80	7.50
$M_t(\text{KN.m})$	0.768	3.29	3.29	0.768

III.2.10. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments

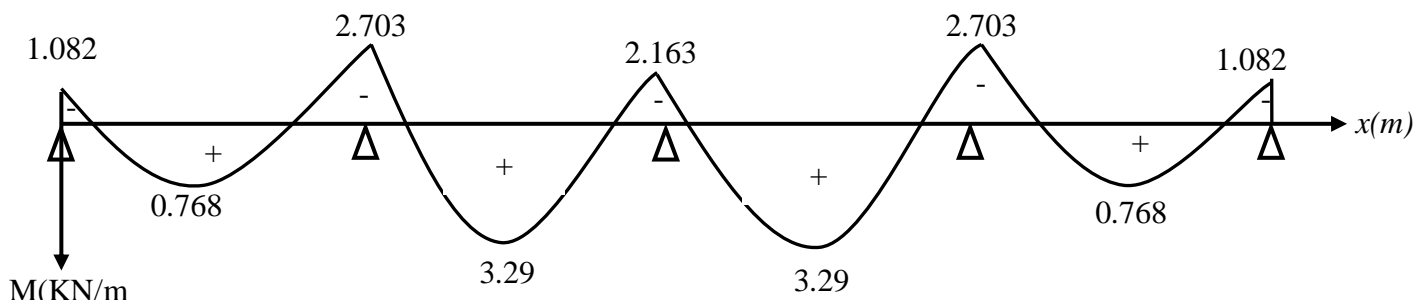
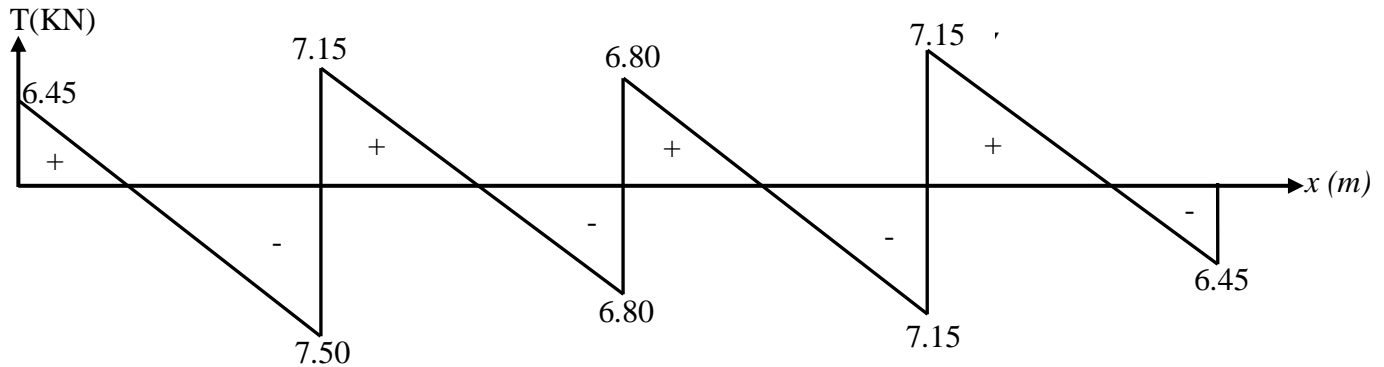


Figure III.12

b) diagramme des efforts tranchants :



IV.5. Vérifications à L'ELS :

IV.5.1. Etat limite de la compression du béton :

- en travée :

$$M_t^{\max} = 3.29 \text{ KN.m}$$

1- en travée :

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 1.51}{18 \times 12} = 0.699$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} \rightarrow \beta_1 = 0.878 \rightarrow K = 0.03$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \beta d} = \frac{3.29 \times 10^3}{1.51 \times 0.878 \times 18} = 137.86$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.03 \times 137.86 = 4.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis** : $A_a = 0,79 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 0.79}{12 \times 18} = 0.366$$

$$\rho = 0,366 \Rightarrow \beta_1 = 0,906 \quad \alpha_1 = 0,282 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$K = 0,026$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{2.703 \times 10^3}{0.906 \times 0.79 \times 18} = 209.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,026 \times 209.81 = 5,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer

b) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
 - $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
 - $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $$\frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0,0645 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

d) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3100}{500} = 6,2 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

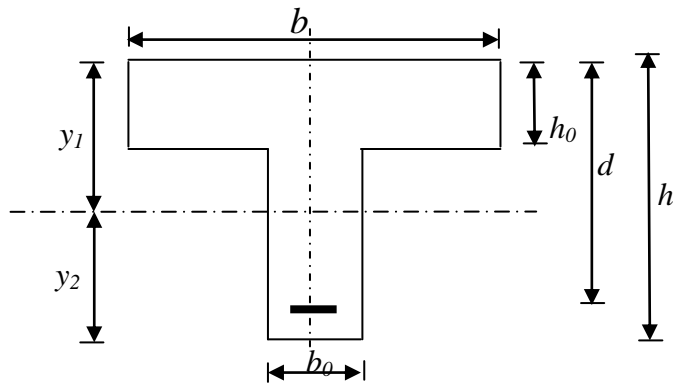
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.



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

$$y_1 = \frac{S}{B_0} ; \quad \text{avec : } B_0 \text{ la section homogénéisée}$$

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = 6,05 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 6,05 = 13,95 \text{ cm}$$

On aura $I_0 = 16120.26 \text{ cm}^4$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0,0069$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0069} = 2.38$$

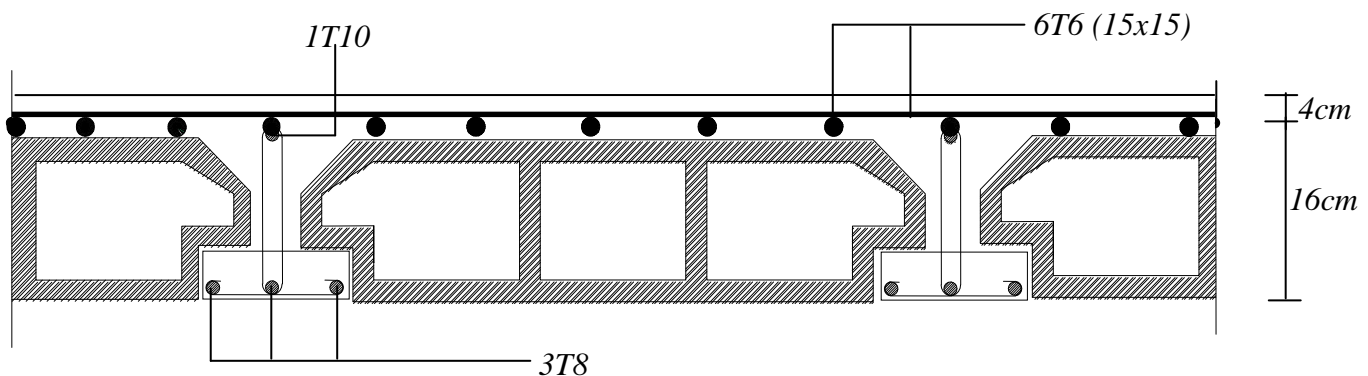
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,686 ; 0 \} = 0,686$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 16120.26}{1 + 2.38 \times 0,686} = 6735.45 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

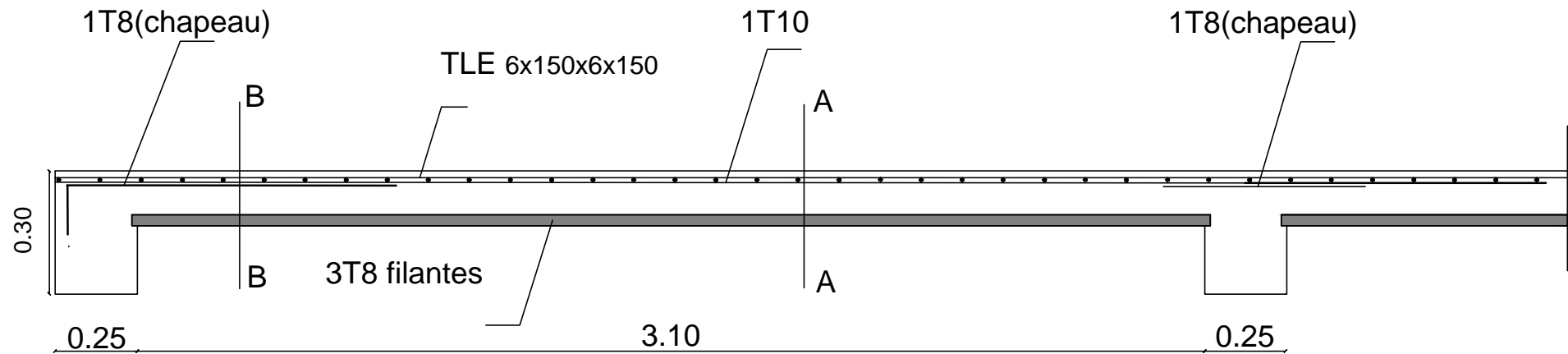
$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{3.29 \times 10^6 \times 3100^2}{10 \times 10818,87 \times 6735.45 \times 10^4} = 4,33 < \bar{f} = 6.2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$



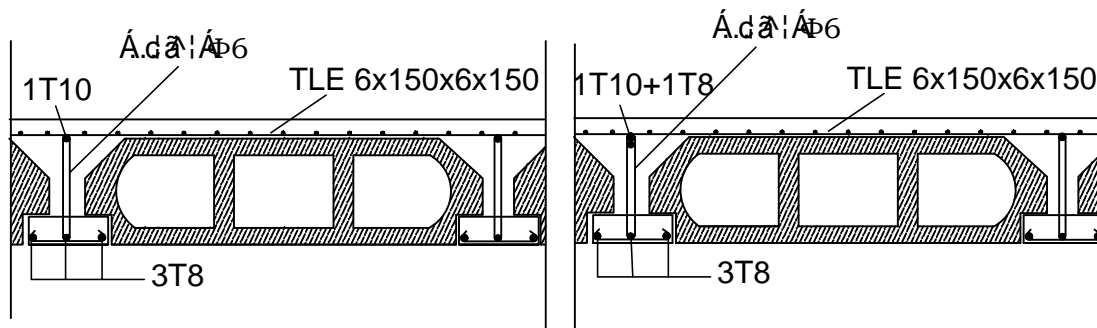
Plan de ferrailage du plancher

POUTRELLES PREFABRIQUEES EN BETON ARME



Coupe A-A

Coupe B-B



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

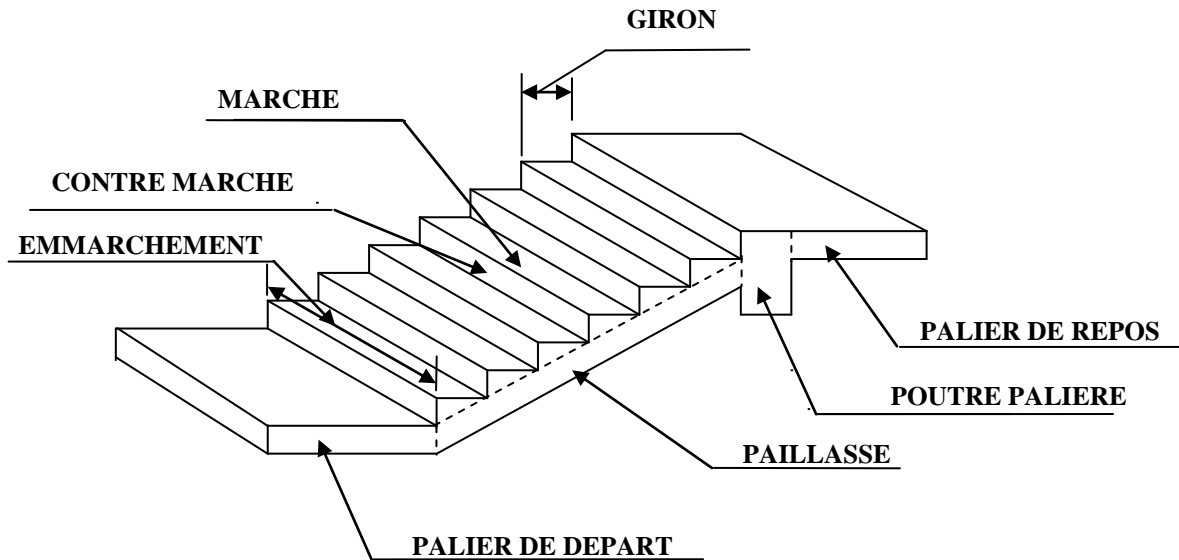
ETUDIE PAR: Mr AIT ALIOUA ALAOUA	TITRE: Ferrillages du plancher	
DIRIGE PAR: Mr ILOULI SAID		
PROMOTION 2012-2013	RNCPJ GP A	ECHELLE

III -3 Calcul des escaliers :

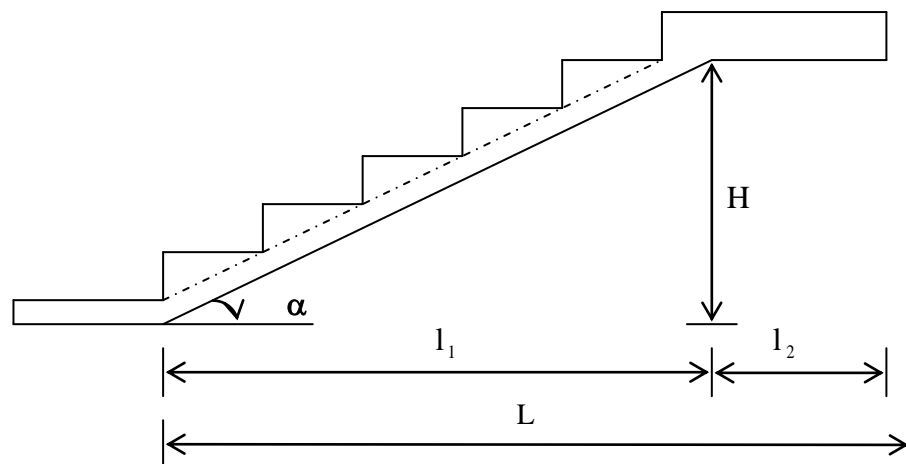
III.3.1. Définition :

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

III.3.1.1 Terminologie :



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



Chapitre III : Calcul des éléments

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

III.3.1.2 Les différents types d'escaliers :

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

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

III.3.1.3 Dimensions des escaliers :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

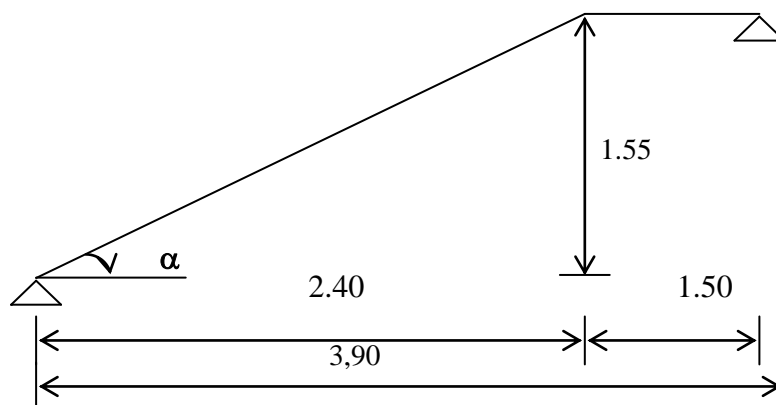


Schéma statique

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.
Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

On prend en compte ce qui suit :

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

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

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

On prend : $h = 17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$

Le nombre de contre marches :

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

Le nombre de marches :

$$m = n - 1$$

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

L'emmarchement doit être $\geq 1.20 \text{ m}$

La profondeur du palier de repos est :

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

Application :

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

$$n = \frac{H}{h} = \frac{155}{17} = 9$$

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

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

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 66\text{cm} \dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\text{L'emmarchement est de } 1.40 \text{ m} \geq 1.20\text{m} \dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 = 1.20 \geq 1.10 \dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

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

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

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

$$\tan \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{155}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,85^\circ$$

$$L_0 = \frac{240}{\cos \alpha} + 150 = 435,7 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{435,7}{30} \leq e_p \leq \frac{435,7}{20}$$

$$14,52 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,78 \text{ cm} \quad \text{on opte pour : } e_p = 17 \text{ cm}$$

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

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

- **Charges permanentes :**

- **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,17}{\cos(32,85)} \dots\dots\dots = 5,04 \text{ kN/ml}$

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

$G_{\text{paillasse}} = 7,16 \text{ kN/ml}$

- Poids des revêtements

- -Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,44 \text{ kN/ml}$

- -Mortier : $0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,44 \text{ kN/ml}$

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

- **Palier :**

Poids propre du palier : $25 \times 0,17 \times 1 \dots\dots\dots = 4,25 \text{ KN/ml}$

Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : $0,44 + 0,44 \dots\dots\dots \underline{= 0,88 \text{ KN/ml}}$

La charge totale du palier : $4,25 + 1,60 \dots\dots\dots = 5,13 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $(0,90 + 0,36 + 0,36) \times (1,55 - 0,20) \dots\dots\dots = 2,15 \text{ KN/ml}$

- **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est :

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

- **Combinaison des charges et surcharges :**

- Etat limite ultime : ELU

$$q_u \text{ pailleasse} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7,16 + 1,5 \times 2,5 = 13,41 \text{ KN/ml}$$

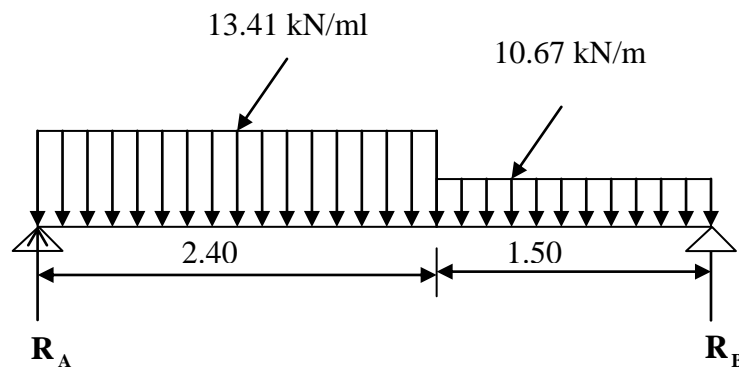
$$q_u \text{ palier} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,13 + 1,5 \times 2,5 = 10,67 \text{ KN/ml}$$

-Etat limite de service : ELS

$$q_s \text{ pailleasse} = G + Q = 7,16 + 2,5 \dots \dots \dots = 9,66 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 5,13 + 2,5 \dots \dots \dots = 7,63 \text{ KN/ml}$$

III-3-4. Efforts internes :



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

1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 48,19 \text{ KN}$$

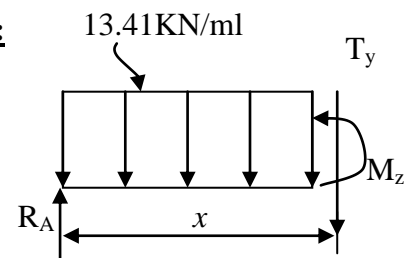
$$R_A = 25,36 \text{ KN}$$

$$R_B = 22,83 \text{ KN}$$

2) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants :

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

$$T_y = -13,41x + 25,36 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +25,36 \text{ KN} \longrightarrow x = 0 \\ T_y = -6,83 \text{ KN} \longrightarrow x = 2,40 \text{ m} \end{cases}$$



$$M_z = -13,41 \frac{x^2}{2} + 25,36x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 22,24 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 2,40 \text{ m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,90 \text{ m}$:

$$T_y = -10.67x + 18,78$$

$$\begin{cases} T_y = -6,83 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ T_y = -22,83 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 3,90\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 25,36x - (13,41 \times 2,40)(x - \frac{2,40}{2}) - 10,67 \frac{(x - 2,40)^2}{2}$$

$$M_z = -5,34 x^2 + 18,78x + 7,89$$

$$\begin{cases} M_z = 22,24 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 3,90\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10.67x + 18,78 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,76\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,76\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -5,34 (1,76)^2 + 18,78 (1,76) + 7,89$$

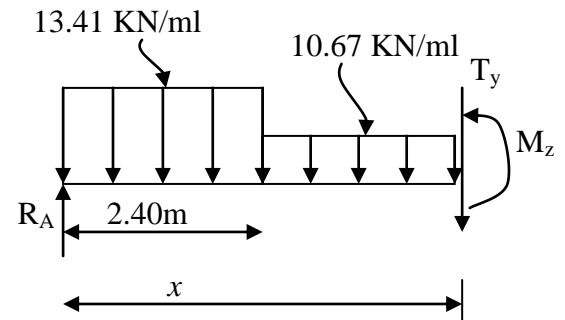
$$M_z^{max} = 24,40 \text{ KN.m}$$

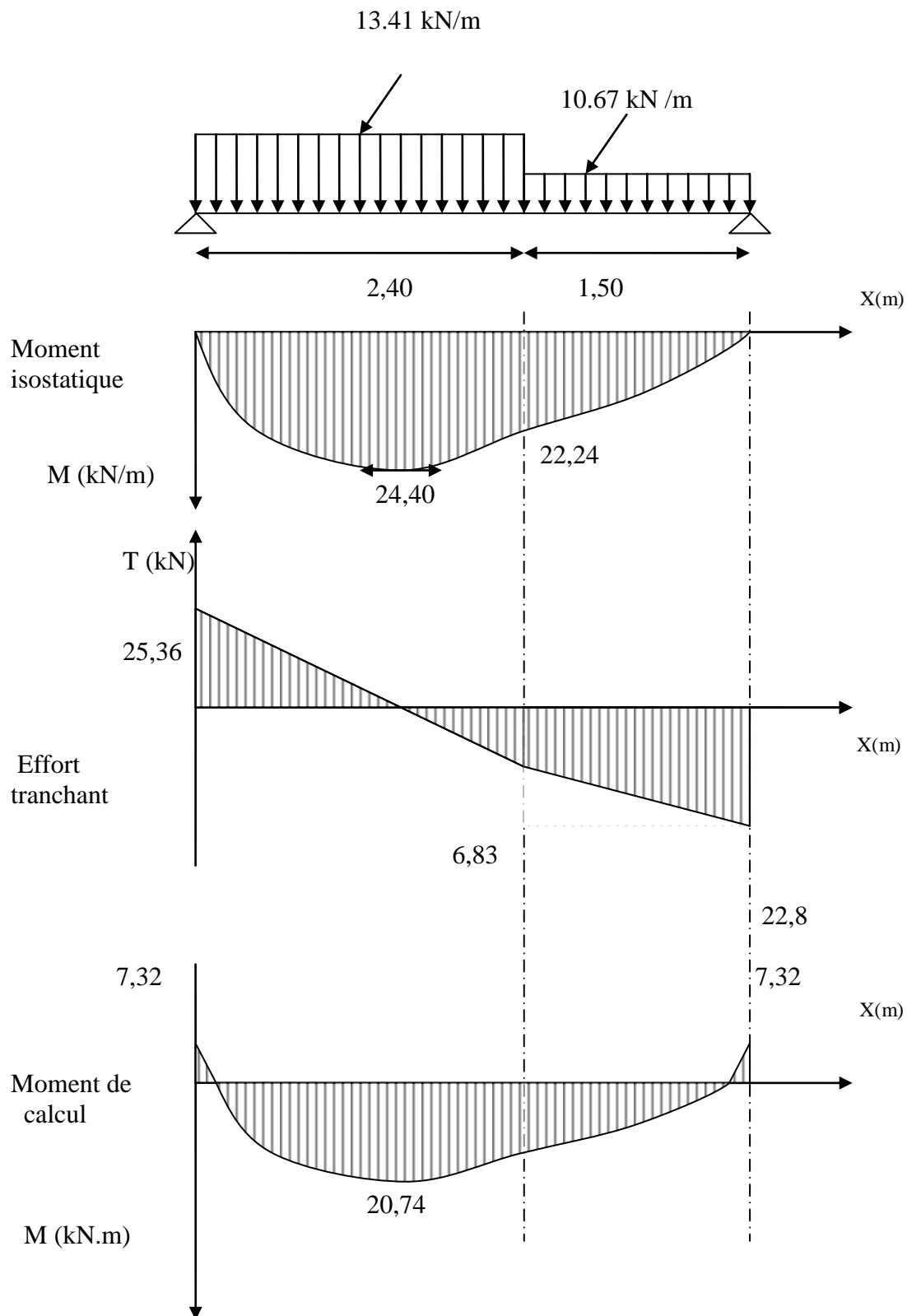
En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis : } M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -7,32 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travées : } M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 20,74 \text{ KN.m}$$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

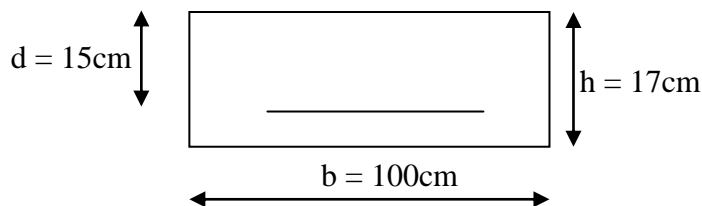




3) Calcul des armatures:

• Aux appuis :

$$M_u = 7,32 \text{ KN.m}$$



a) Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,32 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,022 \Rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,32 \times 10^3}{0,989 \times 15 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8/ml ($A_a = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 30 \text{ cm}$.

• En travées :

$$M_t = 20,74 \text{ KN.m}$$

b) Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,74 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,064 \Rightarrow \beta_u = 0,967$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20,74 \times 10^3}{0,967 \times 15 \times 348} = 4,10 \text{ cm}^2$$

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

c) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,10}{4} = 1,025 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8/ml ($A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 30 \text{ cm}$.

III-3-4-1-1. Vérification à l'ELU :

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

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

- Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

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

- **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

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

- **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 30\text{cm} \\ \text{- En travées : } e = 30\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

$$T_{\text{umax}} = 25,36\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{25,36 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,17 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,17\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{25,36 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,40} = 0,99 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,99\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures aux appuis :**

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

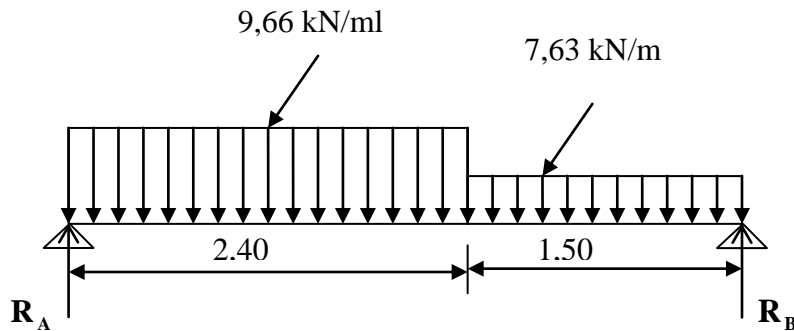
$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 L_s$

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

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



1. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 34,63 \text{ KN}$$

$$R_A = 18,25 \text{ KN}$$

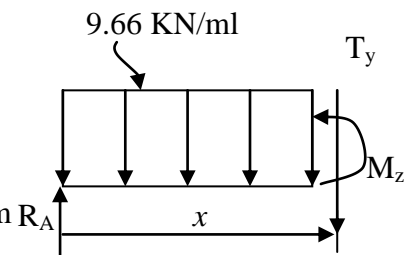
$$R_B = 16,37 \text{ KN}$$

2. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

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

$$T_y = -9,66x + 18,25 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 18,25 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ T_y = -4,93 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -9,66 \frac{x^2}{2} + 18,25x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 15,98 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $2,40\text{m} \leq x \leq 3,90\text{m}$:

$$T_y = -7,63x + 13,38$$

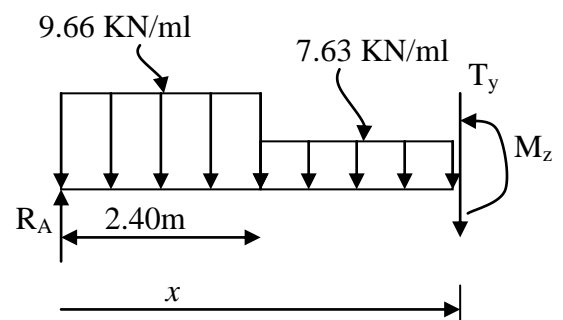
$$\begin{cases} T_y = -4,93 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ T_y = -16,38 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 3,90\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 18,25x - (9,66 \times 2,40)(x - \frac{2,40}{2}) - 7,63 \frac{(x - 2,40)^2}{2}$$

$$M_z = -3,815 x^2 + 13,38x + 5,846$$

$$\begin{cases} M_z = 15,98 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 3,90\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -7,63x + 13,38 = 0$$



Chapitre III : Calcul des éléments

$$\Rightarrow x = 1,75\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,75\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -3.815 (1,75)^2 + 13,38 (1,75) + 5.846$$

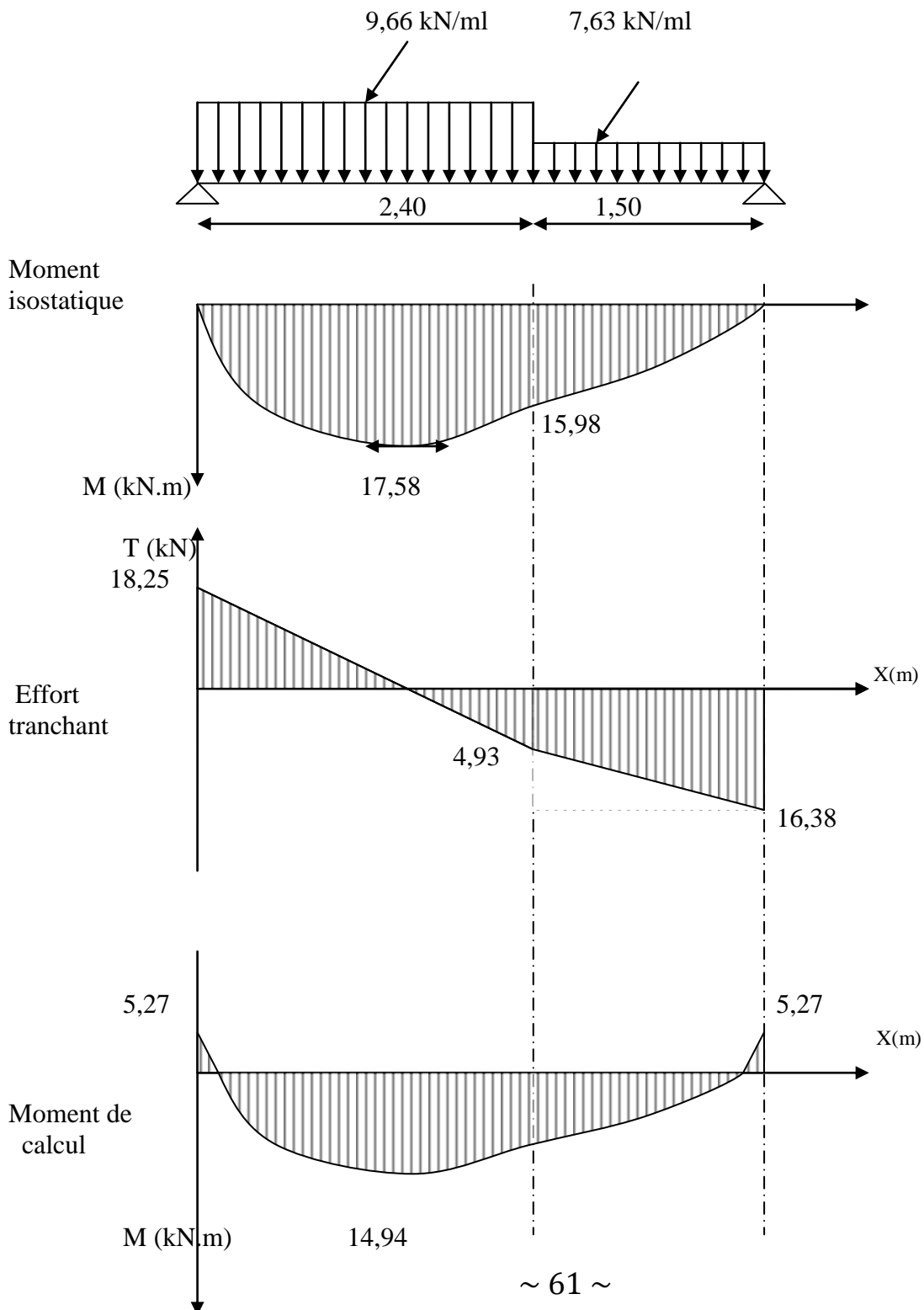
$$M_z^{max} = 17,58 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = - 5,27 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 14,94 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



III-3-4-2-1. Vérification à l'ELS :

• Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

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

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

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

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{14,94 \times 10^3}{5,65 \times 0,905 \times 15} = 194,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,026 \times 194,79 = 5,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 15} = 0,134$$

$$\rho = 0,134 \Rightarrow \beta_1 = 0,939, \alpha_1 = 0,183 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,183 \Rightarrow K = 0,0149$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{5,27 \times 10^3}{2,01 \times 0,939 \times 15} = 186,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,0149 \times 186,15 = 2,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche :

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

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,17}{3,90} = 0,0435 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,17}{3,90} = 0,0435 < \frac{14,94}{10 \times 17,58} = 0,085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

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

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

Calcul de la flèche :

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

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

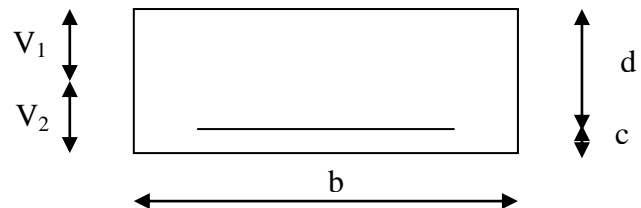
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{ 7.63 \text{ KN/ml} , 9.66 \text{ KN/ml} \} = 9.66 \text{ KN/ml}.$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

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



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

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

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

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

D'où :

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

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

$$f = \frac{5 \times (9.66 \times 3,90^4)}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 44352,45 \times 10^{-8}} = 0,0064$$

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

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

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

III-3-5 Calcul de la poutre palière :

Introduction :

C'est une poutre de section rectangulaire, encastree à ces deux extrémités

III-3-5-1 Prè dimensionnement :

- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

h_t : Hauteur de la poutre.

L_{\max} : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{\max} = 300 \text{ cm} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \text{ m} \leq h_t \leq 30 \text{ cm.}$$

Soit $h_t = 30 \text{ cm.}$

- La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{d'où} \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Soit $b = 20 \text{ cm.}$

• Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20 \text{ cm}$ la condition est Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30 \text{ cm}$ la condition est Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 30/20 = 1,5 \leq 4$ la condition est Vérifiée.

III-3-5-2 Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,20 \times 0,3 = 1,5 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier à l'ELU : $\dots\dots\dots = 25.36 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $\dots\dots\dots = 18.25 \text{ KN}$

III-3-5-3 Calcul à l'ELU :

a) Calcul du moment et de l'effort :

$$q_u = 1,35(1.5 + 2.5) + \frac{25.36}{1} = 30.76 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{30.76 \times 3^2}{8} = 34.60 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 34.60 \text{ KN.m}$$

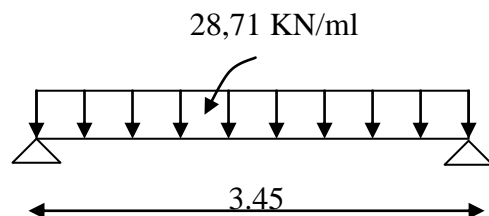
Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{30.76 \times 3}{2} = 46.14 \text{ KN}$$

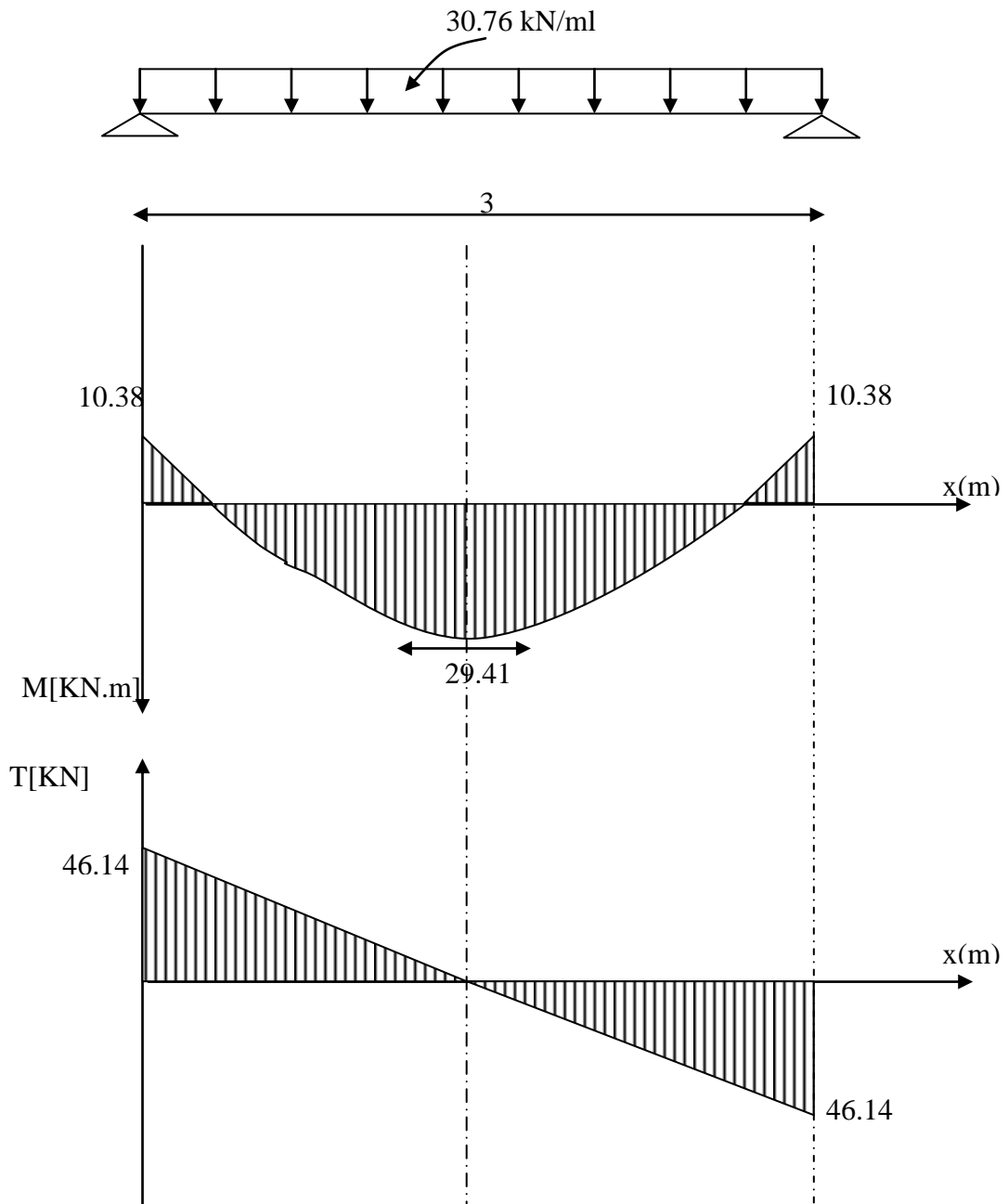
En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0,3.M_u = -10.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0,85.M_u = 29.41 \text{ KN.m}$$



b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



d) Ferraillage :

En travées : $h = 30 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 20 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{29.41 \times 10^6}{200(280)^2 14,2} = 0.132$$

$\mu_t = 0.132 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$\mu_t = 0,132 \Rightarrow \beta_1 = 0,929$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{29,41 \times 10^5}{0,929 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 3,25 \text{ cm}^2$$

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

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10,38 \times 10^6}{200(280)^2 14,2} = 0,046$$

$\mu_t = 0,046 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_t = 0,046 \Rightarrow \beta_1 = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,38 \times 10^5}{0,976 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 1,09 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

N.B :

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0.5 \cdot b \cdot x \cdot h}{100} = \frac{0.5 \cdot 20 \cdot 30}{100} = 3,00 \text{ cm}^2.$$

$4,62 + 3,39 = 8,01 \text{ cm}^2 > 3,00$La condition est vérifiée.

d) Vérification :

1. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 20 \times 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

2. Condition de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{46,14 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,824 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,824 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : Art. 5.1.3.2, BAEL 91

a) Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{f_e / 1.15} = \frac{46.14 \times 10^3 + \frac{10.38 \times 10^5}{0.9 \times 28}}{348 \times 10^4} = 0.025 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \geq A_u = 0.025 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

b) Influence sur le béton :

$$T_{u \max} \leq 0.4b.0.9.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 \times 0.9b.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 200 \times 0.9 \times 280 \frac{25}{1.5} = 336 \text{ kN} > T_u = 46.14 \text{ kN} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{0.9.d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \cdot f_{t28} = 3.15$$

$\sum U_i$: Somme des paramètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{46.14 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 11.304 \times 10} = 1.620 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.620 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

d) Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8.57 ; 20 \} = 8.57 \text{ cm}$$

On choisit 4T8 = 2.01 cm²

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 25.2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

4. Espacement des barres : Article 7.5.2.2 RPA 99

a) En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003.S.b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003.b} = \frac{1.13}{0.003 \times 25} = 15.07 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7.5 \text{ cm} ; 7.2 \text{ cm} \}$$

On prend: $S_t = 7 \text{ cm}$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

III-3-5-4 Calcul à l'ELS :

a) Combinaison des charges :

$$q_s = (1,5 + 2,5) + 18,25 = 22,25 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{22,25 \times 3^2}{8} = 25,03 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant :

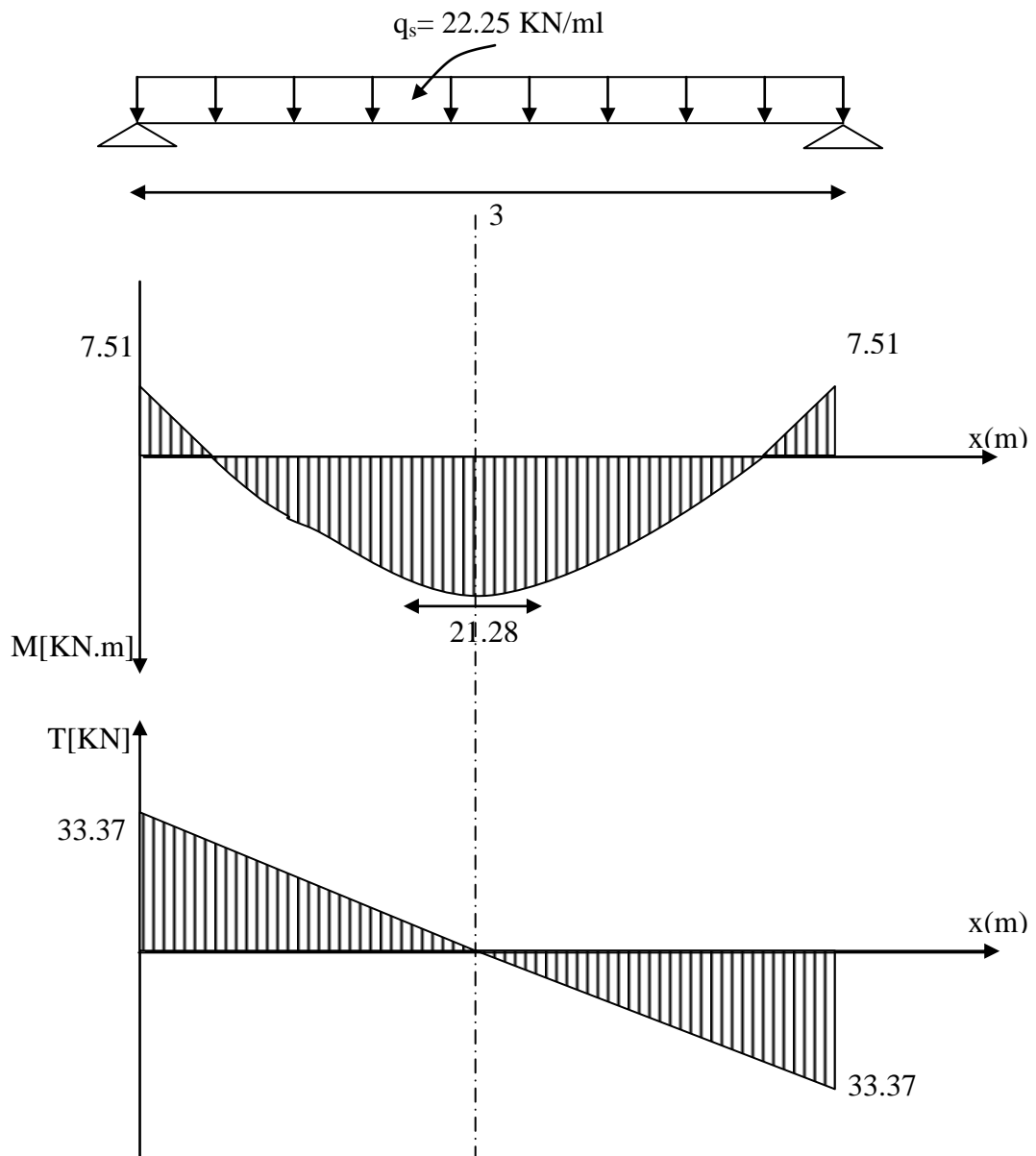
$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{22,25 \times 3}{2} = 33,37 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement :

$$M_{sa} = -0,3M_s = -7,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_s = 21,28 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



c) Vérification des contraintes :

1) Etat limite de compression du béton :

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

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\rho_1 = 0,605 \Rightarrow \beta = 0,885 \Rightarrow \alpha = 0,345 \Rightarrow K = 0,035$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sap}}{\beta_1.d.A_{ap}} = \frac{7,51 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 3,39} = 89,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 89,4 \times 0,035 = 3,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,62}{20 \times 28} = 0,825$$

$$\Rightarrow \rho_1 = 0,825 \Rightarrow \beta = 0,870 \Rightarrow \alpha = 0,390 \Rightarrow K = 0,043$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{21,28 \times 10^3}{0,870 \times 28 \times 4,62} = 189,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,043 \times 189,08 = 8,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91 Art A5.3.4

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

e) Etat limite de déformation :

• Vérification de la flèche :

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

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{3} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,30}{3} = 0,1 > \frac{21,28}{10 \times 25,03} = 0,085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{20 \times 30} = 0,0077 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

3). Plan de ferrailage de la poutre palière :

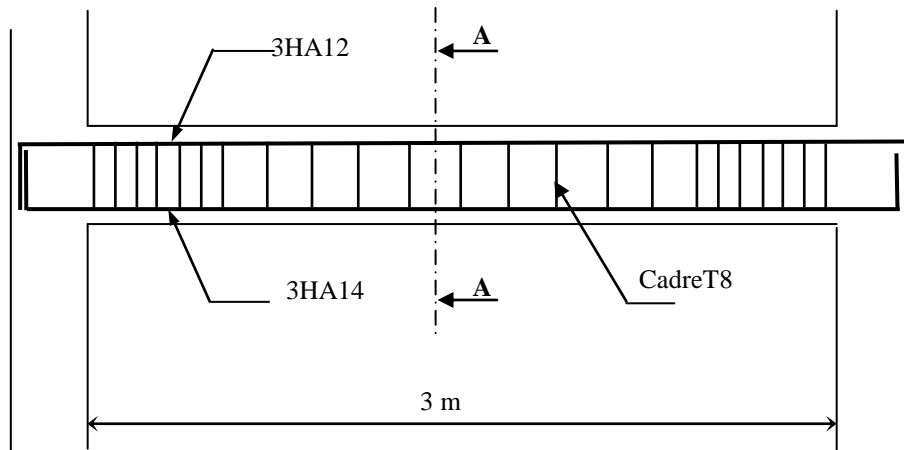
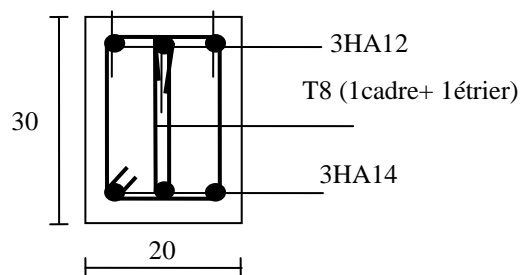
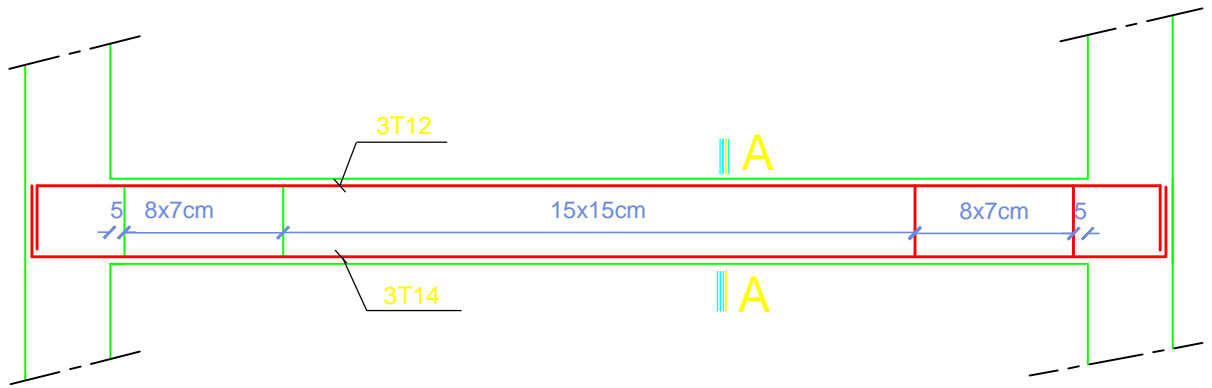


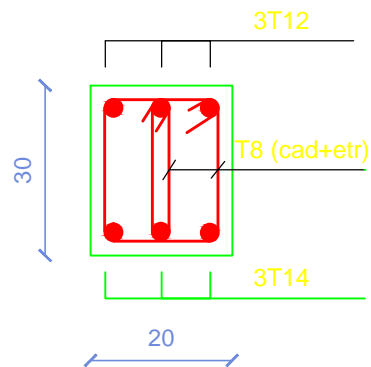
Fig : Ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A



~|||æ||æ^/â^/â||[~ d^/â æâ+^



coup A-A

Republique algerienne democratique et populaireT b]j Yfglhf`A ci `ci X`A Ua a Yf] XY`HC: UW`hf`XY`[Yb]Y`XY`U`Wbghfi W cb Departement de genie civil		dfcdcgf`dUf BERTO
Etudie par	Mr AIT ALIOUA ALAOUA Mr MEDOUR RACHID	Echelle: 1/25
8]f][f`dUf	Mr ILOULI SAID	2012

III-4) Etude du balcon :

III-4-1) Introduction : Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. leur épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent. $e_p = 15\text{cm}$

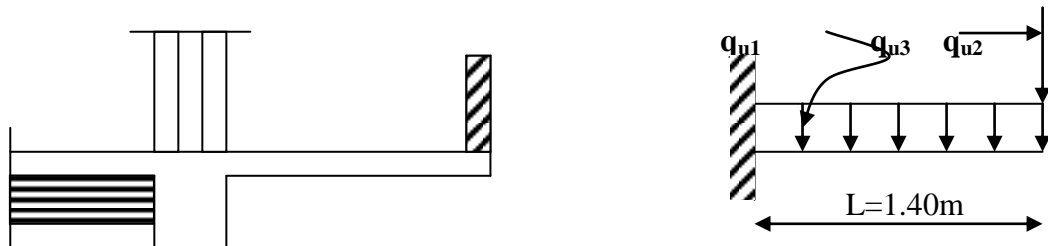


Figure : Schéma statique du balcon

III-4-2) Détermination des charges et surcharges :

- **Charges permanentes :**
- **La dalle :**

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (Kn/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	18	0.02	0.36
			$G = 5.39\text{KN/m}^2$

- **Garde-corps :**

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (Kn/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
			$g = 1.7\text{KN/m}^2$

- charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Remarque : le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde-corps est en maçonnerie.

III .4 .4) Calcul à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple.

➤ Combinaison des charges :

a. A l'ELU :

$$\text{Dalle : } q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times l = [(1.35 \times 5.39) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.53 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = 1.35 \times (1.7 \times 0.8 \times 1) = 1.83 \text{ KN}$$

b. A l'ELS :

$$\text{Dalle : } q_{s1} = G + Q = [5.39 + 3.5] \times 1 = 8.89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{s2} = 1.7 \times 0.8 \times 1 = 1.36 \text{ KN}$$

III.4.5) Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

a. A l'ELU :

- Moment provoqué par la charge « q_{u1} »

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12.53 \times 1.40^2}{2} = 12.28 \text{ KN.m}$$

- Moment provoqué par la charge « q_{u2} »

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times l = 1.83 \times 1.40 = 2.56 \text{ KN.m}$$

- Le moment total

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 14.84 \text{ KN.m}$$

b. A l'ELS :

- Moment provoqué par la charge « q_{s1} »

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8.89 \times 1.40^2}{2} = 8.71 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{s2} »**

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times l = 1.36 \times 1 \times 1.40 = 1.9 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 10.61 \text{ KN.m}$$

III.4.6) Calcul des armatures à L'ELU :

$$M_u = 14.84 \text{ KN.m} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

- a) **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{14.84 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.072$$

$$\mu = 0.072 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.072 \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.84 \times 10^5}{0.963 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3.7 \text{ cm}^2$$

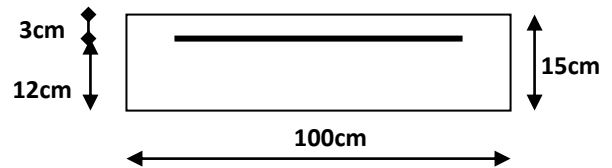
$$A_s = 3.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\emptyset 12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- b) **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\emptyset 8/\text{ml} \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$



III.4.7) Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement (BAEL 91) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

• **calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.53 \times 1.4 + 1.83 = 19.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19.37 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.161 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.161 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification de l'adhérence :**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.37 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.95 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

III.4.8) espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :

Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow$ Vérifiée.

Armature de répartition: $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow$ Vérifiée.

➤ **calcul de la longueur d'ancrage :**

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

soit $L_s = 50 \text{ cm}$

$$L_{cr} = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

III.4.9) Vérification des contraintes à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

- Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

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

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471.$$

$$\rho = 0.471 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.896$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{10.61 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 175.65 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Conclusion : La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

- Vérification des contraintes dans le béton :

Etat limite de compression de béton : (Art A452 du BAEL91) : Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc} .

$$\alpha_u = \frac{y}{d} \left\langle \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right\rangle \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.84}{10.61} = 1.398$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.398 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.199 + 0.25 = 0.449 > 0.1126 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Conclusion** : la section est justifiée vis-à-vis de la compression

- **Vérification de la flèche** :

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.117 > \frac{10.61}{10(10.61)} = 0.1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

5HA12/ml (St = 20cm)

4HA8/ml (St = 25cm)

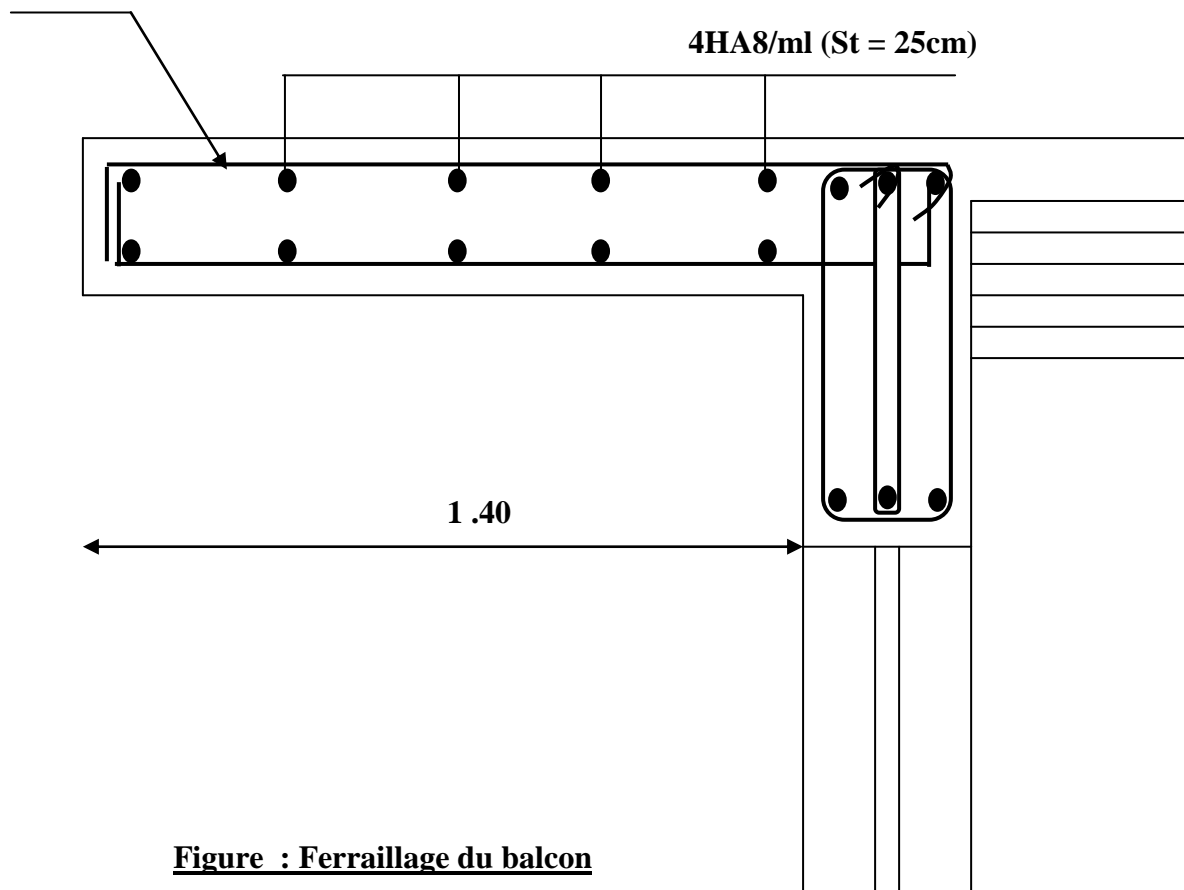
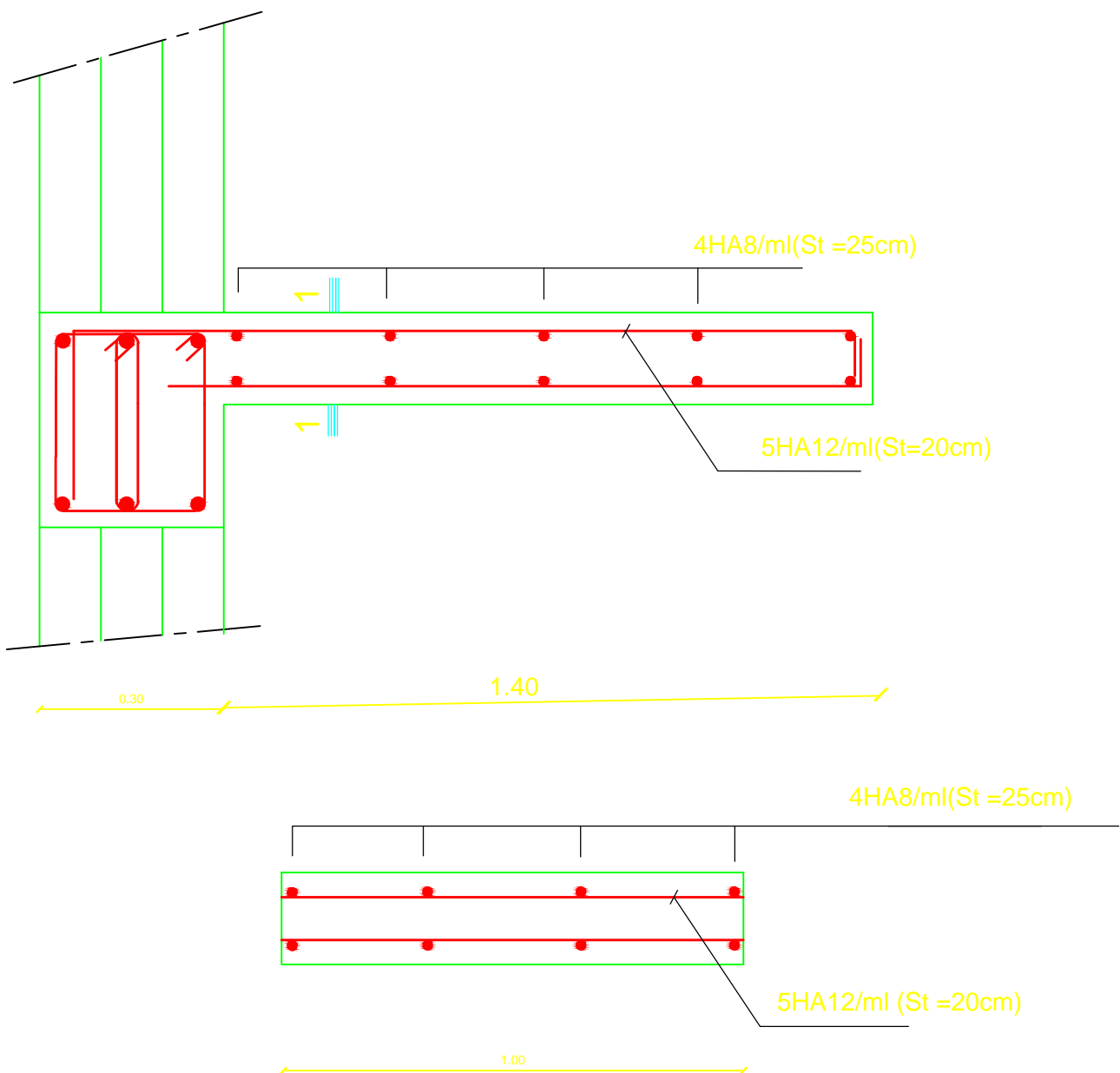


Figure : Ferrailage du balcon



coupe 1-1

Ø^||æ||æ^â^Á[!c^Áæç

Republique algerienne democratique et populaireT b]j Yfg]h^Aci `ci X'AUa a Yf]`XY`HC: UW`hf`XY`[Yb]Y`XY`U`Wbghfi W]cb Departement de genie civil		dfcdcgf`dUf
9h X]f`dUf	Mr AIT ALIOUA ALAOUA Mr MEDOUR RACHID	Echelle: 1/25
8]f][f`dUf	Mr ILOULI SAID	2012

III-5) Etude du porte-à-faux :**III-5-1) Introduction :**

Le porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

III-5-2) Dimensionnement :

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

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{cm}$$

On prend : $h = 15\text{cm}$

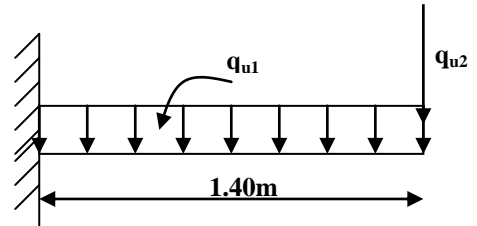


Figure I : Schéma statique de la porte à faux

III-5-3) Détermination des charges et surcharges :**III-5-3-1) Charges permanentes :**

- **La dalle :**

$$G = 5.39\text{KN/m}^2$$

- **Mur extérieur :**

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Briques creuses	0.10	9	0.90
Lame d'air	0.05	/	0.00
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G Total			2.36

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2$$

1) Calcul à l'ELU :

La porte à faux est calculée en flexion simple.

- **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Dalle : $q_{u1} = [(1.35 \times 5.39) + 1.5 (1.5)] \times 1 = 9.526 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur : $q_{u2} = (1.35 \times 2.36 \times 2.9) \times 1 = 9.239 \text{ KN}$

• **Calcul du moment d'encastrement :**

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

- **Moment provoqué par la charge « q_{u1} » :**

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{9.526 \times 1.4^2}{2} = 9.335 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{u2} » :**

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \cdot l = 9.239 \times 1.4 = 13.07 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 22.405 \text{ KN.m}$$

a) **Calcul des armatures à ELU :**

$$M_u = 22.405 \text{ KN.m}; b = 100 \text{ cm} \quad ; d = 12 \text{ cm}$$

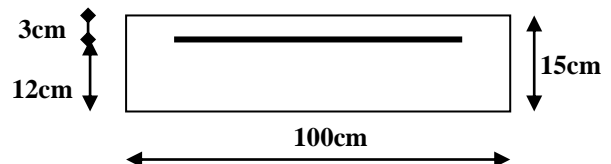


Figure II.

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{22.405 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.110$$

$$\mu = 0.110 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.110 \Rightarrow \beta = 0.946$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22.405 \times 10^5}{0.946 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\emptyset 12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures de répartition :** $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } 4\emptyset 8/\text{ml} \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III-5-3-2) Vérification à l'ELU :

III-5-3-2-1) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

III-5-3-3) Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

- Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 9.526 \times 1.4 + 9.239 = 22.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{22.57 \times 10}{100 \times 12} = 0.187 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = 0.187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

- Vérification de l'adhérence :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.57 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 1.109 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

III-5-3-3) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- Armatures principales :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \quad \text{Avec : } V_u = 22.57 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_{fe}}{\gamma_s}} = \frac{22.57 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 64.89 \text{ mm}^2 = 0.6489 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.6489 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-5-3-4) vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times 12 \times \frac{2500}{1.5} = 800 \text{ KN}$$

$$V_u = 22.57 \text{ KN} < 800 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Ancrage des barres :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi f_{fe}}{4 \tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \\ L_s = 40 \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_s = 48 \text{ cm}$$

$$L_{cr} = 0.4 L_s = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{ cm}$$

III-5-3-5) Vérification à l'ELS :

➤ Combinaison des charges :

$$q_{s1} = G + Q$$

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 5.39 + 1.5 = 6.89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s2} = 2.36 \times 1 \times 2.9 = 6.844 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul du moment d'encastrement :

Moment provoqué par la charge « q_{s1} »

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{6.89 \times 1.4^2}{2} = 6.75 \text{ KN.m}$$

Moment provoqué par la charge « q_{s2} »

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \cdot l = 6.844 \times 1.4 = 9.582 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_S = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 6.75 + 9.582 = 16.332 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

- a) **Acier :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.4708 \Rightarrow \beta_1 = 0.896 \quad ; \quad K_1 = 33.08$$

$$\sigma_s = \frac{16.332 \times 10^5}{0.896 \times 12 \times 565} = 268.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

- a) **Béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33.08} = 0.030$$

$$\sigma_b = 0.030 \times 268.84 = 8.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5-3-6) vérification de l'ouverture des fissures :

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

III-5-3-6) Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{675.2}{10(168.8)} = 0.4 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

M_t : moment fléchissant max de service en travée.

M_o : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

f_e : limite élastique des armatures tendue

➤ **Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\text{la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{1400}{500} = 2.8 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } \bar{f} = \frac{M_s \times L^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

$$I_0 = 0.0029 \text{ m}^2$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{a}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \text{ (Voir l'état limite de résistance du béton en compression).}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,0072}{\rho}$$

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

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{0,056}{1 \times 13} = 0,0069$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 1}{1,4}\right) \times 0,004} = 2,53$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0,425 ; 0\} = 0,425$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 290000}{1 + 2,53 \times 0,425} = 153716,4 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{6,752 \times 10^6 \times 1400^2}{10 \times 10818,87 \times 15376,4 \times 10^4} = 0,79 < \bar{f} = 2,8 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

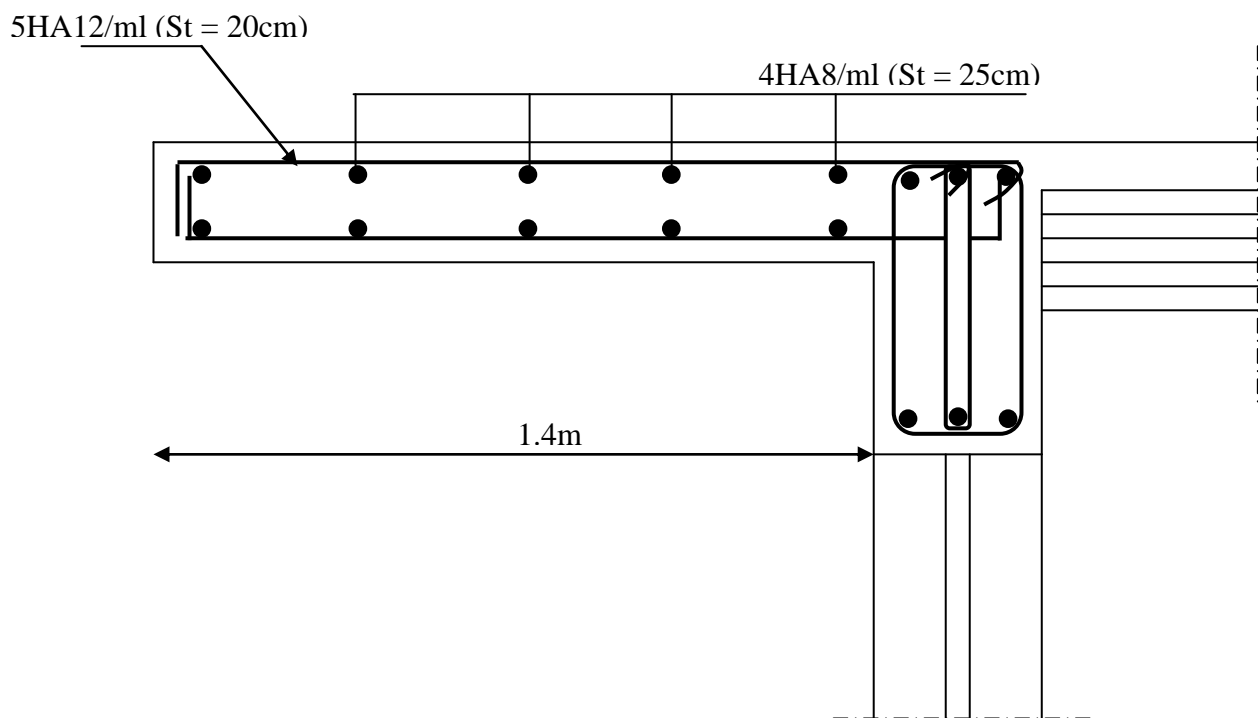
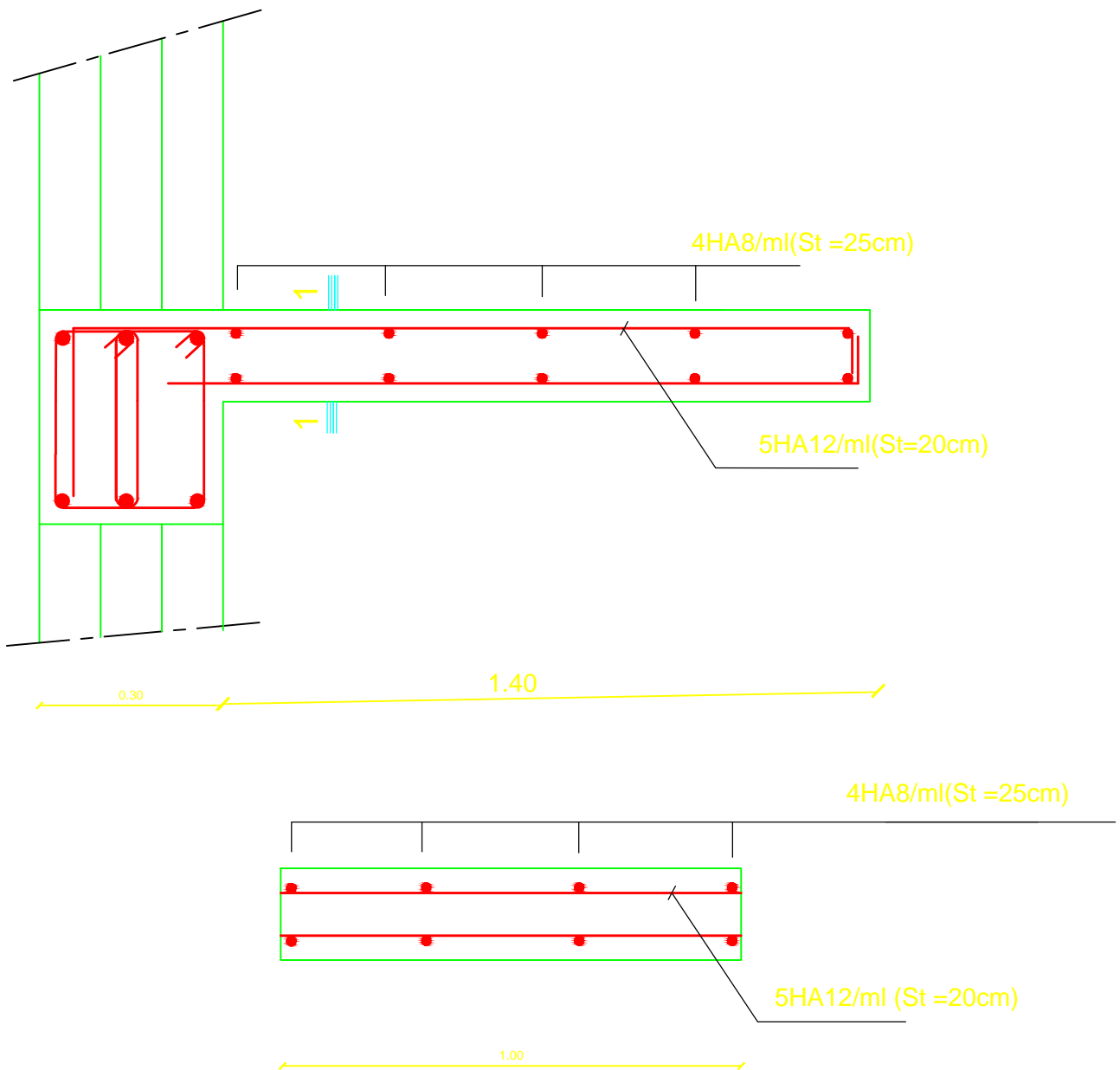


Figure III : Ferrailage de la porte à faux



coupe 1-1

Ø^||æ||æ^â^Á[!c^Áæç

Republique algerienne democratique et populaireT b]j Yfglhf`Aci `ci X`A Ua a Yf]`XY`HC: UW`hf`XY`[Yb]Y`XY`U`Wbghfi Wlcb Departement de genie civil		dfcdcgf`dUf
9h X]f`dUf	Mr AIT ALIOUA ALAOUA Mr MEDOUR RACHID	Echelle: 1/25
8]f][f`dUf	Mr ILOULI SAID	2012

III-6 Calcul de la poutre de chaînage :**III-6-1 Pré dimensionnement :**• **Détermination de la hauteur :**

Condition du BAEL : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Condition du RPA : La valeur minimale pour la hauteur est de 30cm.

A.N : $L = 400 \text{ cm}$

$$\left(\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \right) \Rightarrow (26.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 40 \text{ cm})$$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$

• **Détermination de la largeur :**

Elle est donnée par la condition suivante: $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

Selon le RPA 99 modifié en 2003, la largeur adoptée doit satisfaire les conditions :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h_t}{b} \leq 4$$

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

On adopte : $b = 25 \text{ cm}$

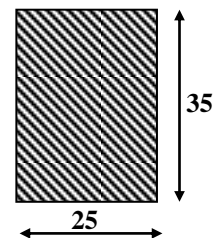


Figure I : Les dimensions de la poutre de chaînage.

III-6-2 Détermination des charges revenant à la poutre de chaînage :

Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,18 \text{ KN / ml}$

Poids du mur extérieur : $(3,1 - 0,35) \times 2,36 = 6,49 \text{ KN / ml}$

Poids du plancher : $5,24 \times (0,65 / 2) = 1,703 \text{ KN / ml}$

Charge permanente totale : $G_t = 10,37 \text{ KN / ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \times (0,65 / 2) = 0,488 \text{ KN / ml}$

III-6-3 Combinaisons de charges :

- **A l'ELU :** $q_u = 1,35 \times 10,37 + 1,5 \times 0,488 = 14,73 \text{ KN / ml}$

- **A l'ELS :** $q_s = 10,37 + 0,488 = 10,858 \text{ KN / ml}$

III-6-4 Calcul des efforts internes :

- **A l'ELU :**

➤ **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{14,93 \times 4,00}{2} = 29,86 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

$$\begin{cases} T_y(0) = 29,86 \text{ KN} \\ T_y(4,00) = -29,86 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{14,93 \times 4,00^2}{8} = 29,86 \text{ KN.m}$$

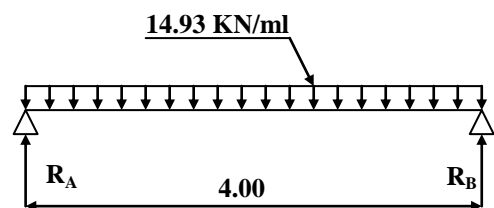


Figure II

Afin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- **Moment en travée :** $M_{trav} = 0,85.M_0 = 0,85 \times 29,86 = 25,38 \text{ KN.m}$

- **Moment aux appuis :** $M_{app} = -0,3.M_0 = -0,3 \times 29,86 = -8,958 \text{ KN.m}$

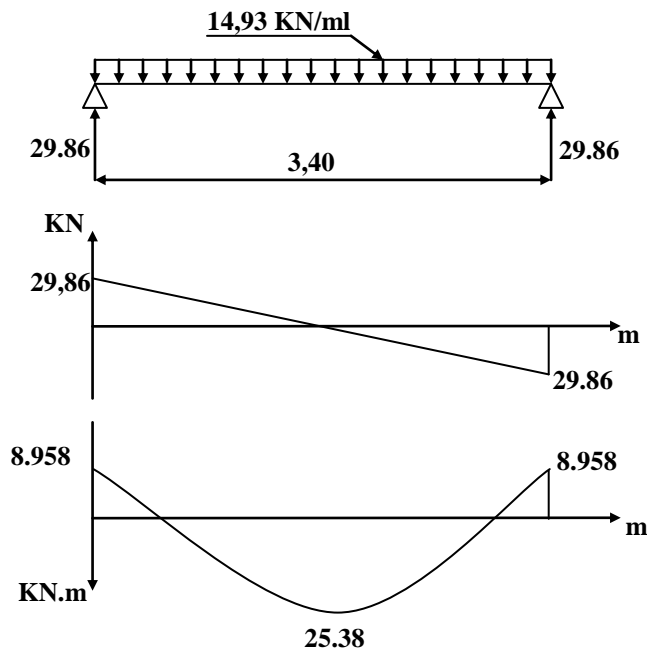


Figure III : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

• **A l'ELS :**

➤ **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{10.858 \times 4.00}{2} = 21.71 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

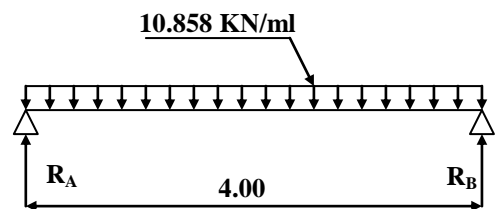


Figure IV

$$\begin{cases} T_y(0) = 21.71 \text{ kN} \\ T_y(4.00) = -21.71 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{10.858 \times 4.00^2}{8} = 21.71 \text{ kN.m}$$

❖ **Moment en travée :** $M_t = 0.85.M_0 = 0.85 \times 21.71 = 18.45 \text{ kN.m}$

❖ **Moment aux appuis :** $M_{app} = -0.35.M_0 = -0.35 \times 21.71 = -6.51 \text{ kN.m}$

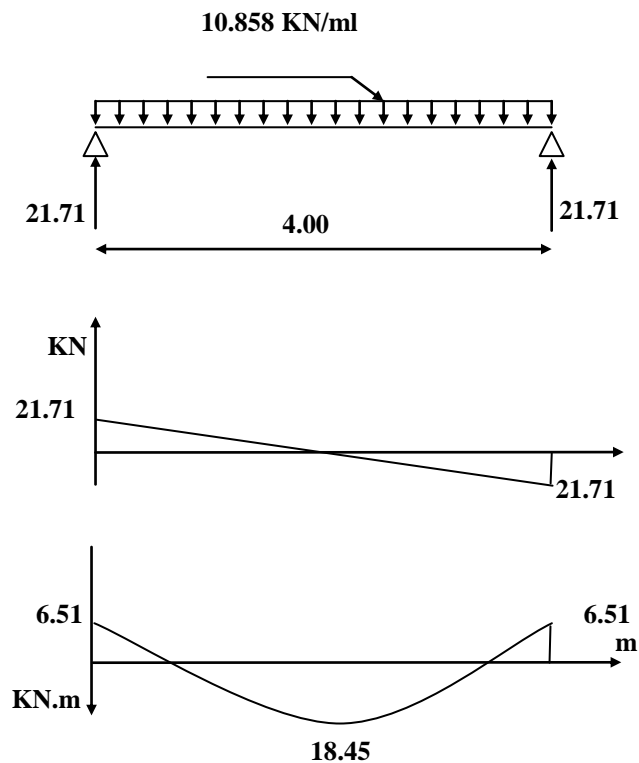


Figure V : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III-6-5 Calcul des armatures longitudinales :

L'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 33 \text{ cm}$

- **Aux appuis :** $M_{app} = -7,76 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{app}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{8.958 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,020$$

$(\mu = 0,020 < \mu_l = 0,392)$ La section est simplement armée.

$$\beta = 0,990$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{8.958 \times 10^3}{0,990 \times 33 \times 348} = 0,787 \text{ cm}^2$$

On prend: $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

- **En travée :** $M_{trav} = 25,38 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{trav}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{25.38 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,065$$

($\mu = 0,048 < \mu_l = 0,392$) La section simplement armée.

$$\beta = 0,966$$

$$A_{app} = \frac{M_{trav}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{18,85 \times 10^3}{0,966 \times 33 \times 348} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On prend: $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

III-6-6 Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre (BAEL91/Art A.7.2.2) :**

b, h_t : Les dimensions des la section de la poutre.

A.N: $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}; \frac{250}{10}; 12 \right\}$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On opte pour le choix de de barres en HA8.

Soit : $3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$, disposé en (1cadre + 1etrier).

- **Espacement**

L'espacement des armatures transversales est donné par le (BAEL91/ Art A.5.1.22) :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

Ainsi que, le RPA 99 dans l'article 7.5.2.2 nous donne les relations ci-dessous :

Zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \text{ cm} \right\}$

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2.h$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Selon le RPA 99, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 . S_t . b$$

A.N :

- **Selon BAEL 91 :** $S_t \leq \min (29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$

D'où : $S_t \leq 29,7 \text{ cm}$

- **Selon RPA 99 :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 0,8 ; 30 \text{ cm} \right\}$$

Donc : $S_t \leq 7 \text{ cm}$

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

On adopte l'espacement ($S_t = 7 \text{ cm}$) en zone nodale.

Zone courante :

$$(S_t \leq \frac{35}{2}) \Rightarrow (S_t \leq 15 \text{ cm})$$

On adopte l'espacement ($S_t = 15 \text{ cm}$) en zone courante (travée).

- **Vérification des conditions du RPA sur la section d'armatures transversales :**

Zone nodale :

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 1,51 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2 \\ 1,51 \text{ cm}^2 > 0,525 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Zone courante :

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 1,51 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \\ 1,51 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-6-8 Vérifications à l'ELU :**• La condition de non fragilité :**

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

A.N : $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,83 \text{ cm}^2$

En travée : $A_{trav} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,83 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{app} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,83 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit satisfaire la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

A.N : $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{29,86 \times 10^3}{25 \times 33 \times 10^2} = 0,36 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• Vérification de la contrainte d'adhérence :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$

A.N : $\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{29,86 \times 10}{0,9 \times 33 \times 11,31} = 0,88 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

Influence sur le béton (BAEL 91/Art A, 5,313) :

$$V_{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b$$

A.N : $V_{\max} = 29.86 \text{ KN}$; $0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 33 \times 25 = 550 \text{ KN}$

$$29.86 \text{ KN} < 550 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

Influence sur les aciers (BAEL 91/Art A, 5,321) :

On doit vérifier :
$$A_{app} \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

A.N : $A_{app} = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\frac{V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{29.86 + \frac{-8.958 \times 10^2}{0,9 \times 33}}{34,8} = -0,00845 \text{ cm}^2$$

$$3,39 \text{ cm}^2 > -0,00845 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-6-9 Vérifications à l'ELS :

• **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5, 3) :**

Aucune vérification à effectuer pour les aciers, car la poutre palière se situe à l'intérieur de la construction, par conséquent, la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

• **Etat limite de compression du béton (BAEL 91/Art B.6.5, 1) :**

➤ **Aux appuis :**

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411 \right) \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 36,02 \\ \beta_1 = 0,902 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{6,51 \times 10^6}{0,902 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 64,51 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{1,79}{36,02} = 1,79 \text{ MPa} \\ 1,79 \text{ MPa} &< 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411 \right) \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 36,02 \\ \beta_1 = 0,902 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{18,45 \times 10^6}{0,902 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 182,84 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{182,84}{36,02} = 5,07 \text{ MPa} \\ 3,86 \text{ MPa} &< 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

3) Vérification de la flèche : (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99) :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

A_s : section adoptée en travée.

f_e : limite élastique des aciers (400 MPa).

M_t : moment max en travée à l'ELS (à partir des logiciel).

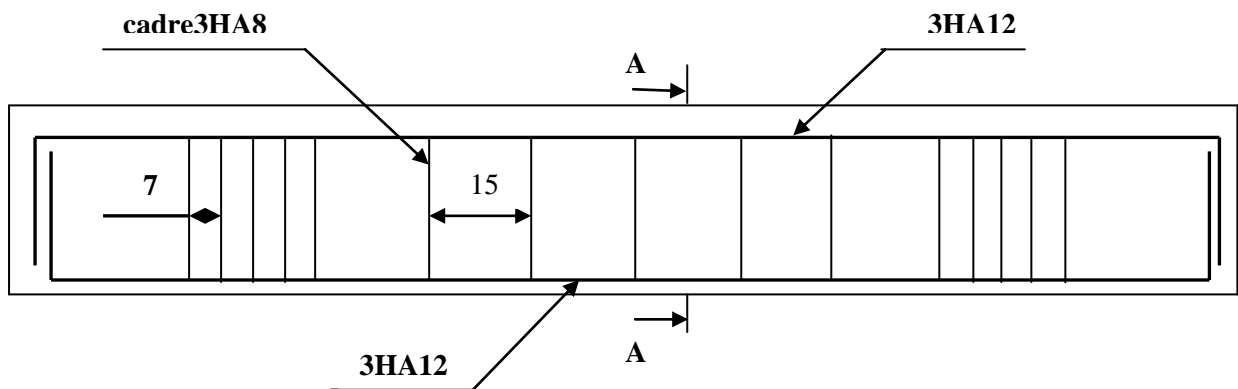
M_0 : moment max isostatique ($q_s \times l^2/8$).

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{400} = 0,0875 > 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

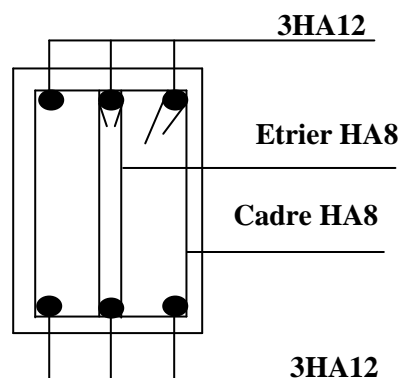
$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,0875 > \frac{25,38}{10 \times 18,958} = 0,134 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{25 \times 30} = 0,107 \leq 0,14 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :

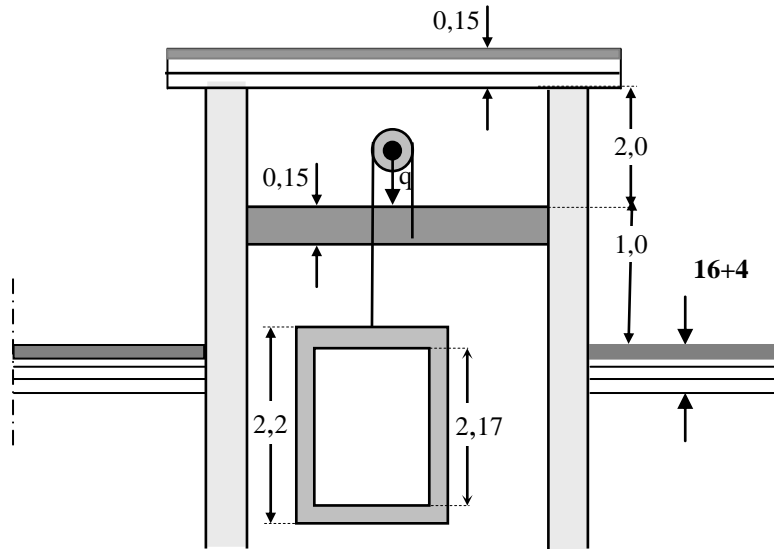


Coup A-A



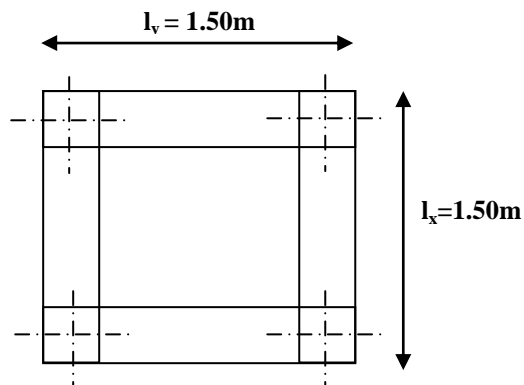
III.7) Calcul de la dalle pleine de la salle de machine**a) Introduction**

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, pouvant charger 8 personnes de $6,3\text{KN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

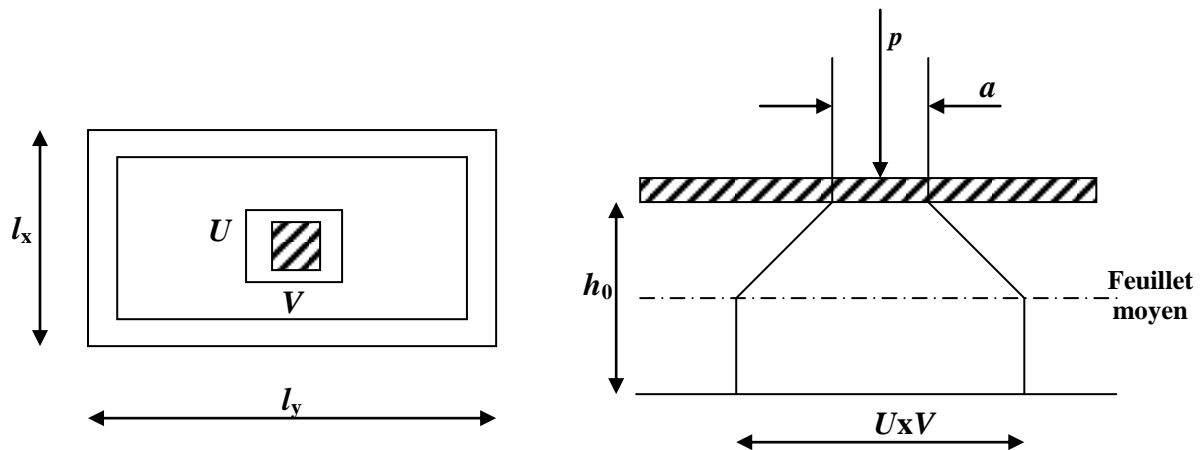
**b) Dimensionnement**

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{150}{30} = 5\text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ; nous optons $h_t = 15\text{cm}$



La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.50}{1.50} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a: $U = a + e.K + h_0$

$$V = B + e.K + h_0$$

Avec : e : Epaisseur du revêtement ($e = 0.05\text{cm}$)

h_0 = hauteur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$)

$$K = 2$$

$a = b = 0,80\text{ cm}$ (côte du rectangle où q est concentrée).

$$\Rightarrow U = 0,8 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05\text{ m}$$

$$V = 0,8 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05\text{ m}$$

• **Condition de non poinçonnement :**

$$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est}$$

vérifiée). Avec μ_c : périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2\text{ m.}$$

$$P = 9t \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47,25\text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

c) Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + v M_2)q \\ M_{y1} = (M_2 + v M_1)q \end{cases}$$

Avec : v : Coefficient de poisson $\Rightarrow v = 0$ à l'ELU et $v = 0,2$ à l'ELS

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{150} = 0.7 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{150} = 0.7 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,064 \text{ et } M_2 = 0,064$$

A l'ELU

$$M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121.5 \text{ KN/m}$$

$$M_{x1} = 0.064 \times 121.5 = 7.776 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 0.064 \times 121.5 = 7.776 \text{ KN/m}$$

d) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$:

$\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0368 \quad \mu_y = 1$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1,5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0368 \times 8.04 \times (1.5)^2 = 0.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0.66 = 0.66 \text{ KN.m}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.44 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Sens X-X :

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 8.44 = 2.53 \text{ KN}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.53 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.53 \cdot 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.497 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01cm²

Avec : St = 20 cm

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 8,44 = 7.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{7.17 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,03 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{7.17 \cdot 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1.6 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01cm²

Avec : St = 20 cm

Sens y y :

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 8.44 = 2.53 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2.53 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,995.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{2.53 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 1.6 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm² avec St = 20cm.

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 8.44 = 7.17 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.17 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,03 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{7.17 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1.6 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8 = 2.01cm² avec St = 20 cm.

f. Vérification à l'ELU

1-Condition de non fragilité

- **Armatures principale :**

$$A \geq \frac{b h l_0}{2 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)} = \frac{100 \times 15 \times 0,0008}{2 \left(3 - \frac{1.5}{1.5} \right)} = 0.2 \text{ cm}^2.$$

$A \geq 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée dans les deux sens.

Remarque :

Pour les armatures transversales elles ne sont pas nécessaires.

2-DIAMETRE MINIMALES DES BARRES :

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}$.

$$\phi = 10\text{mm} < \phi_{\max} = 15\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3-Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U on a : } V_u = \frac{P}{2a + b} = \frac{90}{3 \times 0,8} = 37,5\text{kn.}$$

$$\text{Au niveau de V on a : } V_u = \frac{P}{2a + b} = \frac{90}{3 \times 0,8} = 37,5\text{kn.}$$

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}_u ; \text{ La fissuration est préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 3,33\text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{37,5}{1 \times 130} = 0,288\text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification de l'E.L.S :**1- Les moments à l'E.L.S :**

- **Moment engendré par le système de levage :**

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = p$$

$$M_{x1} = (0,064 + 0,2 \times 0,064) \times 90 = 6,91\text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,064 + 0,2 \times 0,064) \times 90 = 6,91\text{ KN.m}$$

- **Moment engendré par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85\text{ KN/m}^2.$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0442 \times 5,85 \times (1,5)^2 = 0,58\text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,58\text{ KN.m.}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,91 + 0,58 = 7,49\text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,91 + 0,58 = 7,49\text{ KN.m.}$$

2- Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Sens x-x

- **Aux appuis :** $Ma = 2.25 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{2.25 \times 10^6}{0,936 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 91.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 91.99 = 1.47 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :** $Mt = 6.37 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,24 \quad k = 0.021 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{6.37 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 169,44 \text{ MPa}$$

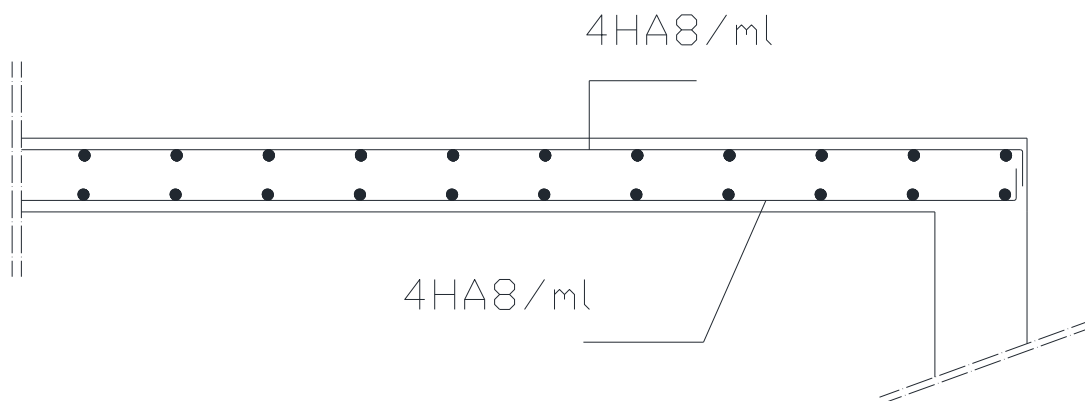
$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.021 \times 169.44 = 3.55 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

- **Etat limite de déformation :**

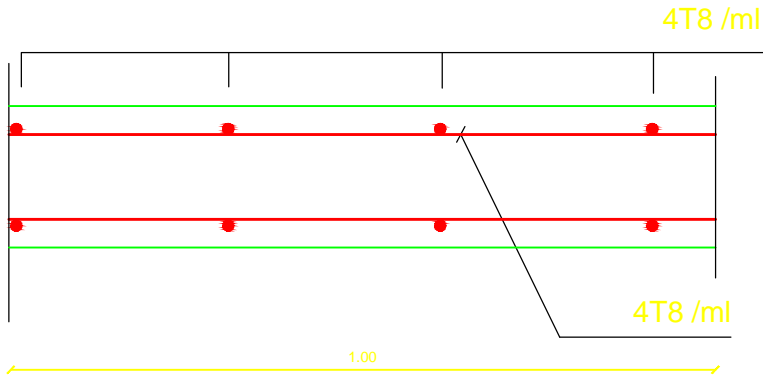
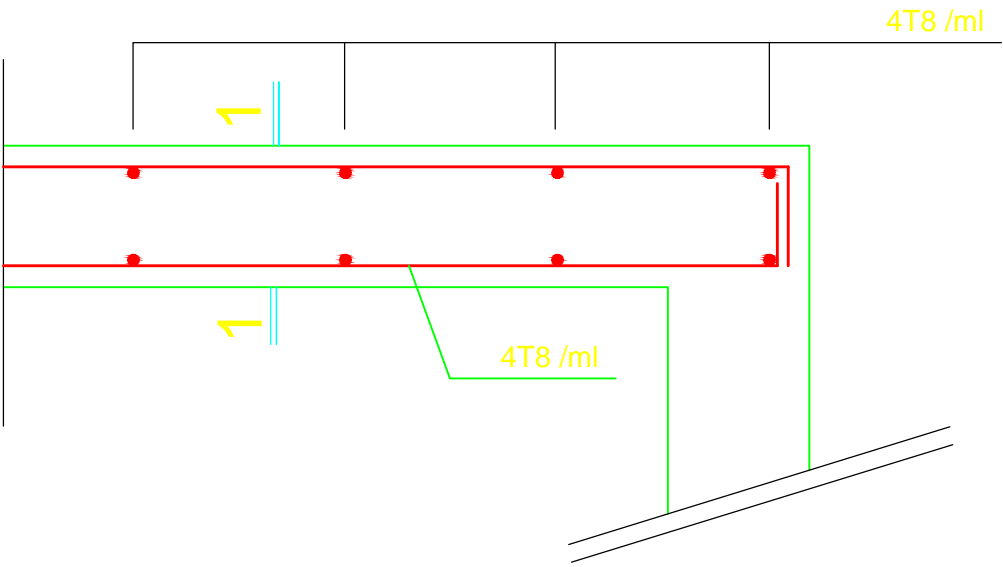
La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

Conclusion : les armatures utilisées à l'ELU sont largement suffisantes.



Ferrailage de la salle machine

Ferraillage de la salle machine



coupe 1-1

Republique algerienne democratique et populaireT b]j Yfglhf`Aci `ci X`A Ua a Yf]`XY`HC; UW`hf`XY`[Yb]Y`XY`U`Wbgfi Wlcb Departement de genie civil		dfcdcgf`dUf
9h X]f`dUf	Mr AIT ALIOUA ALAOUA Mr MEDOUR RACHID	Echelle: 1/25
8]f][f`dUf	Mr ILOULI SAID	2012

Chapitre IV

Fichier résultats

E T A B S (R)

Version 9.6.0.0

Copyright (C) 1984-2009
COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.
All rights reserved

This copy of ETABS is for the exclusive use of

THE LICENSEE

Unauthorized use is in violation of Federal copyright laws

It is the responsibility of the user to verify all
results produced by this program

19 Sep 2012 21:06:31

Page

1

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

CONS 1 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER					
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
X	1.000000	.000000	.000000		
1.000000	.000000	.000000			
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	
1.000000	.000000				
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
1.000000					

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA					
	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
	44.121239	44.121239	.000000	.000000	.000000
3741.895					

CENTER OF MASS			
GLOBAL	U1	U2	U3
X	14.009950	14.009950	14.000095
Y	7.611684	7.611684	7.497254
Z	35.080000	35.080000	35.080000

CONS 2 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER					
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
X	1.000000	.000000	.000000		
1.000000	.000000	.000000			
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	
1.000000	.000000				
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
1.000000					

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA					
	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
	51.050644	51.050644	.000000	.000000	.000000
4401.314					

CENTER OF MASS			
GLOBAL	U1	U2	U3
X	14.008600	14.008600	14.000082
Y	7.563960	7.563960	7.496800
Z	31.980000	31.980000	31.980000

CONS 3 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

		LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER				
GLOBAL		U1	U2	U3	R1	R2
R3						
	X	1.000000	.000000	.000000		
1.000000		.000000	.000000			
	Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	
1.000000		.000000				
	Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
1.000000						

		TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA				
		U1	U2	U3	R1	R2
R3						
		50.893853	50.893853	.000000	.000000	.000000
4399.499						

Page

2

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

CENTER OF MASS					
GLOBAL	U1	U2	U3		
X	14.000000	14.000000	14.000000		
Y	7.569394	7.569394	7.496851		
Z	28.880000	28.880000	28.880000		

CONS 4 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER					
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
X	1.000000	.000000	.000000		
1.000000	.000000	.000000			
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	
1.000000	.000000				
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
1.000000					

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA					
	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
	50.893853	50.893853	.000000	.000000	.000000
4399.499					

CENTER OF MASS					
GLOBAL	U1	U2	U3		
X	14.000000	14.000000	14.000000		
Y	7.569394	7.569394	7.496851		
Z	25.780000	25.780000	25.780000		

CONS 5 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER					
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
X	1.000000	.000000	.000000		
1.000000	.000000	.000000			
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	
1.000000	.000000				
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
1.000000					

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA					
	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
	50.893853	50.893853	.000000	.000000	.000000
4399.499					

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	14.000000	14.000000	14.000000
Y	7.569394	7.569394	7.496851
Z	22.680000	22.680000	22.680000

CONS 6 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER					
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
X	1.000000	.000000	.000000		
1.000000	.000000	.000000			
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	
1.000000	.000000				
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
1.000000					

Page

3

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

		TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA				
		U1	U2	U3	R1	R2
R3						
	51.501349	51.501349	.000000	.000000	.000000	
4454.702						

		CENTER OF MASS		
GLOBAL		U1	U2	U3
X	14.000000	14.000000	14.000000	14.000000
Y	7.569698	7.569698	7.496854	
Z	19.580000	19.580000	19.580000	

CONS 7 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

		LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER				
GLOBAL		U1	U2	U3	R1	R2
R3						
X	1.000000	.000000	.000000	.000000		
1.000000	.000000	.000000				
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000		
1.000000	.000000				.000000	
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	.000000
1.000000						

		TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA				
		U1	U2	U3	R1	R2
R3						
	52.173087	52.173087	.000000	.000000	.000000	
4514.855						

		CENTER OF MASS		
GLOBAL		U1	U2	U3
X	14.000000	14.000000	14.000000	14.000000
Y	7.570088	7.570088	7.496858	
Z	16.480000	16.480000	16.480000	

CONS 8 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

		LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER				
GLOBAL		U1	U2	U3	R1	R2
R3						
X	1.000000	.000000	.000000	.000000		
1.000000	.000000	.000000				
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000		
1.000000	.000000				.000000	
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	.000000
1.000000						

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
4514.855	52.173087	52.173087	.000000	.000000	.000000

	CENTER OF MASS		
GLOBAL	U1	U2	U3
X	14.000000	14.000000	14.000000
Y	7.570088	7.570088	7.496858
Z	13.380000	13.380000	13.380000

Page

4

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

CONS 9 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER					
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
X	1.000000	.000000	.000000		
1.000000	.000000	.000000			
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	
1.000000	.000000				
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
1.000000					

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA					
	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
	52.173087	52.173087	.000000	.000000	.000000
4514.855					

CENTER OF MASS			
GLOBAL	U1	U2	U3
X	14.000000	14.000000	14.000000
Y	7.570088	7.570088	7.496858
Z	10.280000	10.280000	10.280000

CONS 10 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER					
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
X	1.000000	.000000	.000000		
1.000000	.000000	.000000			
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	
1.000000	.000000				
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
1.000000					

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA					
	U1	U2	U3	R1	R2
R3					
	52.859611	52.859611	.000000	.000000	.000000
4577.135					

CENTER OF MASS			
GLOBAL	U1	U2	U3
X	14.000000	14.000000	14.000000
Y	7.570420	7.570420	7.496861
Z	7.180000	7.180000	7.180000

CONS 11 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

		LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER				
GLOBAL		U1	U2	U3	R1	R2
R3						
	X	1.000000	.000000	.000000		
1.000000		.000000	.000000			
	Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	
1.000000		.000000				
	Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
1.000000						

		TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA				
		U1	U2	U3	R1	R2
R3						
		56.901893	56.901893	.000000	.000000	.000000
4945.103						

Program ETABS Version 9.6.0.0
File:C.OUT

Page

5

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

GLOBAL	CENTER OF MASS		
	U1	U2	U3
X	14.000000	14.000000	14.000000
Y	7.560530	7.560530	7.496767
Z	4.080000	4.080000	4.080000

D I S P L A C E M E N T D E G R E E S O F F R E E D O M

(A) = Active DOF, equilibrium equation
(-) = Restrained DOF, reaction computed
(+) = Constrained DOF
(>) = External substructure DOF
() = Null DOF

JOINTS		UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1 TO	2	A	A	A	A	A	A
3		+	+				+
4 TO	107	+	+	A	A	A	+
108 TO	109	A	A	A	A	A	A
110		+	+				+
111 TO	214	+	+	A	A	A	+
215 TO	216	A	A	A	A	A	A
217		+	+				+
218 TO	321	+	+	A	A	A	+
322 TO	323	A	A	A	A	A	A
324		+	+				+
325 TO	428	+	+	A	A	A	+
429 TO	430	A	A	A	A	A	A
431		+	+				+
432 TO	535	+	+	A	A	A	+
536 TO	537	A	A	A	A	A	A
538		+	+				+
539 TO	642	+	+	A	A	A	+
643 TO	644	A	A	A	A	A	A
645		+	+				+
646 TO	749	+	+	A	A	A	+
750 TO	751	A	A	A	A	A	A
752		+	+				+
753 TO	856	+	+	A	A	A	+
857 TO	858	A	A	A	A	A	A
859		+	+				+
860 TO	963	+	+	A	A	A	+
964 TO	965	A	A	A	A	A	A
966		+	+				+
967 TO	1070	+	+	A	A	A	+
1071 TO	1072	A	A	A	A	A	A
1073		+	+				+
1074 TO	1177	+	+	A	A	A	+
1178 TO	1245	-	-	-	-	-	-

CONSTRAINTS		U1	U2	U3	R1	R2	R3
1 TO	11	A	A				A

Program ETABS Version 9.6.0.0
File:C.OUT

Page

7

A S S E M B L E D J O I N T M A S S E S

IN GLOBAL COORDINATES

	JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY
RZ						
	1	0.156875				
0.156875		.000000	.000000	.000000	.000000	
	2	0.156875				
0.156875		.000000	.000000	.000000	.000000	
	3	44.121239	44.121239	.000000	.000000	.000000
3741.895						
	108	0.145825				
0.145825		.000000	.000000	.000000	.000000	
	109	0.145825				
0.145825		.000000	.000000	.000000	.000000	
	110	51.050644	51.050644	.000000	.000000	.000000
4401.314						
	215	0.145825				
0.145825		.000000	.000000	.000000	.000000	
	216	0.145825				
0.145825		.000000	.000000	.000000	.000000	
	217	50.893853	50.893853	.000000	.000000	.000000
4399.499						
	322	0.145825				
0.145825		.000000	.000000	.000000	.000000	
	323	0.145825				
0.145825		.000000	.000000	.000000	.000000	
	324	50.893853	50.893853	.000000	.000000	.000000
4399.499						
	429	0.145825				
0.145825		.000000	.000000	.000000	.000000	
	430	0.145825				
0.145825		.000000	.000000	.000000	.000000	
	431	50.893853	50.893853	.000000	.000000	.000000
4399.499						
	536	0.145825				
0.145825		.000000	.000000	.000000	.000000	
	537	0.145825				
0.145825		.000000	.000000	.000000	.000000	
	538	51.501349	51.501349	.000000	.000000	.000000
4454.702						
	643	0.145825				
0.145825		.000000	.000000	.000000	.000000	
	644	0.145825				
0.145825		.000000	.000000	.000000	.000000	
	645	52.173087	52.173087	.000000	.000000	.000000
4514.855						
	750	0.145825				
0.145825		.000000	.000000	.000000	.000000	

751	0.145825				
0.145825	.000000	.000000	.000000	.000000	
752	52.173087	52.173087	.000000	.000000	.000000
4514.855					
857	0.145825				
0.145825	.000000	.000000	.000000	.000000	
858	0.145825				
0.145825	.000000	.000000	.000000	.000000	
859	52.173087	52.173087	.000000	.000000	.000000
4514.855					
964	0.145825				
0.145825	.000000	.000000	.000000	.000000	
965	0.145825				
0.145825	.000000	.000000	.000000	.000000	
966	52.859611	52.859611	.000000	.000000	.000000
4577.135					
1071	0.145825				
0.145825	.000000	.000000	.000000	.000000	
1072	0.145825				
0.145825	.000000	.000000	.000000	.000000	
1073	56.901893	56.901893	.000000	.000000	.000000
4945.103					
1178	0.078008				
0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
1179	0.078008				
0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
1180	0.078008				
0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
1181	0.078008				
0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
1182	0.078008				
0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
1183	0.078008				
0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
1184	0.078008				
0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
1185	0.078008				
0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
1186	0.078008				
0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
1187	0.078008				
0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
1188	0.078008				
0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
1189	0.078008				
0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
1190	0.117012				
0.117012	.000000	.000000	.000000	.000000	
1191	0.221023				
0.221023	.000000	.000000	.000000	.000000	

Page

8

A S S E M B L E D J O I N T M A S S E S

IN GLOBAL COORDINATES

	JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY
RZ						
	1192	0.221023				
	0.221023	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1193	0.117012				
	0.117012	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1194	0.117012				
	0.117012	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1195	0.221023				
	0.221023	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1196	0.221023				
	0.221023	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1197	0.117012				
	0.117012	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1198	0.078008				
	0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1199	0.078008				
	0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1200	0.078008				
	0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1201	0.078008				
	0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1202	0.078008				
	0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1203	0.078008				
	0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1204	0.078008				
	0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1205	0.078008				
	0.078008	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1206	0.409544				
	0.409544	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1207	0.208022				
	0.208022	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1208	0.409544				
	0.409544	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1209	0.130014				
	0.130014	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1210	0.130014				
	0.130014	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1211	0.409544				
	0.409544	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1212	0.208022				
	0.208022	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1213	0.409544				
	0.409544	.000000	.000000	.000000	.000000	

1214	0.409544			
0.409544	.000000	.000000	.000000	.000000
1215	0.208022			
0.208022	.000000	.000000	.000000	.000000
1216	0.331535			
0.331535	.000000	.000000	.000000	.000000
1217	0.130014			
0.130014	.000000	.000000	.000000	.000000
1218	0.130014			
0.130014	.000000	.000000	.000000	.000000
1219	0.331535			
0.331535	.000000	.000000	.000000	.000000
1220	0.208022			
0.208022	.000000	.000000	.000000	.000000
1221	0.409544			
0.409544	.000000	.000000	.000000	.000000
1222	0.130014			
0.130014	.000000	.000000	.000000	.000000
1223	0.130014			
0.130014	.000000	.000000	.000000	.000000
1224	0.130014			
0.130014	.000000	.000000	.000000	.000000
1225	0.331535			
0.331535	.000000	.000000	.000000	.000000
1226	0.331535			
0.331535	.000000	.000000	.000000	.000000
1227	0.130014			
0.130014	.000000	.000000	.000000	.000000
1228	0.130014			
0.130014	.000000	.000000	.000000	.000000
1229	0.130014			
0.130014	.000000	.000000	.000000	.000000
1230	0.409544			
0.409544	.000000	.000000	.000000	.000000
1231	0.208022			
0.208022	.000000	.000000	.000000	.000000
1232	0.331535			
0.331535	.000000	.000000	.000000	.000000
1233	0.331535			
0.331535	.000000	.000000	.000000	.000000
1234	0.331535			
0.331535	.000000	.000000	.000000	.000000
1235	0.331535			
0.331535	.000000	.000000	.000000	.000000
1236	0.208022			
0.208022	.000000	.000000	.000000	.000000
1237	0.409544			
0.409544	.000000	.000000	.000000	.000000
1238	0.409544			
0.409544	.000000	.000000	.000000	.000000

Program ETABS Version 9.6.0.0
File:C.OUT

Page

9

A S S E M B L E D J O I N T M A S S E S

IN GLOBAL COORDINATES

	JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY
RZ						
	1239	0.208022				
	0.208022	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1240	0.409544				
	0.409544	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1241	0.130014				
	0.130014	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1242	0.130014				
	0.130014	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1243	0.409544				
	0.409544	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1244	0.208022				
	0.208022	.000000	.000000	.000000	.000000	
	1245	0.409544				
	0.409544	.000000	.000000	.000000	.000000	

T O T A L A S S E M B L E D J O I N T M A S S E S

IN GLOBAL COORDINATES

		UX	UY	UZ	RX	RY
RZ						
	TOTAL	582.569258	582.569258	.000000	.000000	.000000
	48863.210					

T O T A L A C C E L E R A T E D M A S S A N D L O C A T I O N

TOTAL MASS ACTIVATED BY ACCELERATION LOADS, IN GLOBAL COORDINATES

		UX	UY	UZ
MASS	568.865802	568.865802	.000000	
X-LOC	14.001543	14.001543	.000000	
Y-LOC	7.554184	7.554184	.000000	
Z-LOC	19.151107	19.151107	.000000	

M O D A L P E R I O D S A N D F R E Q U E N C I E S

MODE	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	FREQUENCY (RAD/TIME)	EIGENVALUE (RAD/TIME)**2
1	0.930371	1.074840	6.753420	45.608683
2	0.829639	1.205344	7.573397	57.356349
3	0.709737	1.408973	8.852838	78.372740
4	0.267318	3.740858	23.504503	552.461670
5	0.171103	5.844442	36.721712	1348.484
6	0.156618	6.384963	40.117903	1609.446
7	0.127644	7.834279	49.224229	2423.025
8	0.074821	13.365242	83.976295	7052.018
9	0.068969	14.499226	91.101324	8299.451
10	0.065047	15.373466	96.594339	9330.466
11	0.048874	20.460881	128.559507	16527.547
12	0.038812	25.765180	161.887399	26207.530
13	0.037404	26.734853	167.980036	28217.292
14	0.034291	29.162263	183.231905	33573.931
15	0.026042	38.399718	241.272541	58212.439
16	0.025518	39.188026	246.225629	60627.061
17	0.025356	39.439050	247.802861	61406.258
18	0.019488	51.313630	322.413048	103950.174
19	0.019352	51.674933	324.683181	105419.168
20	0.019253	51.939411	326.344946	106501.023
21	0.015601	64.099971	402.751999	162209.173
22	0.015563	64.255197	403.727308	162995.740
23	0.015461	64.680640	406.400449	165161.325
24	0.013190	75.817206	476.373553	226931.762
25	0.013049	76.635202	481.513178	231854.941
26	0.012971	77.093291	484.391433	234635.060
27	0.011653	85.818464	539.213315	290750.999
28	0.011621	86.054110	540.693918	292349.913
29	0.011359	88.038835	553.164315	305990.760
30	0.010575	94.561348	594.146476	353010.034
31	0.010311	96.983168	609.363214	371323.526
32	0.009971	100.292681	630.157500	397098.474
33	0.009726	102.822111	646.050376	417381.089

M O D A L P A R T I C I P A T I O N F A C T O R S

FOR UNIT ACCELERATION LOADS IN GLOBAL COORDINATES

MODE	PERIOD	UX	UY	UZ
1	0.930371	20.563102	-0.002210	.000000
2	0.829639	0.003946	19.481650	.000000
3	0.709737	-1.096213	0.028816	.000000
4	0.267318	8.686576	-0.000130	.000000
5	0.171103	-0.000699	-10.513780	.000000
6	0.156618	-0.365120	0.017097	.000000
7	0.127644	5.461082	-1.42E-05	.000000
8	0.074821	3.969586	0.000181	.000000
9	0.068969	-4.57E-05	-6.347938	.000000
10	0.065047	-0.091171	0.009406	.000000
11	0.048874	-3.022114	-3.30E-05	.000000
12	0.038812	-0.000102	-4.343523	.000000
13	0.037404	0.066995	-0.007959	.000000
14	0.034291	-2.383151	-3.71E-05	.000000
15	0.026042	-8.25E-09	-3.118585	.000000
16	0.025518	-0.051397	-0.010919	.000000
17	0.025356	-1.920918	0.000292	.000000
18	0.019488	1.557564	-0.001421	.000000
19	0.019352	-0.002511	-2.250257	.000000
20	0.019253	-0.092339	0.037258	.000000
21	0.015601	1.231337	-0.002405	.000000
22	0.015563	-0.187793	-0.023076	.000000
23	0.015461	-0.000853	1.613738	.000000
24	0.013190	-0.014120	-0.006350	.000000
25	0.013049	-0.935436	-8.33E-05	.000000
26	0.012971	-0.000146	1.145942	.000000
27	0.011653	-0.516601	0.000198	.000000
28	0.011621	-0.068893	-0.002645	.000000
29	0.011359	-9.82E-05	0.781811	.000000
30	0.010575	-0.029498	-0.000967	.000000
31	0.010311	-4.12E-05	0.505057	.000000
32	0.009971	-0.017541	-0.000298	.000000
33	0.009726	4.42E-06	-0.229694	.000000

Page

12

M O D A L P A R T I C I P A T I N G M A S S R A T I O S						
MODE (PERCENT)	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM	
		UX	UY	UZ	UX	UY
UZ						
1	0.930371	74.3306	0.0000	0.0000	74.3306	0.0000
0.0000						
2	0.829639	0.0000	66.7178	0.0000	74.3306	66.7178
0.0000						
3	0.709737	0.2112	0.0001	0.0000	74.5418	66.7179
0.0000						
4	0.267318	13.2644	0.0000	0.0000	87.8062	66.7179
0.0000						
5	0.171103	0.0000	19.4316	0.0000	87.8062	86.1495
0.0000						
6	0.156618	0.0234	0.0001	0.0000	87.8296	86.1496
0.0000						
7	0.127644	5.2426	0.0000	0.0000	93.0722	86.1496
0.0000						
8	0.074821	2.7700	0.0000	0.0000	95.8423	86.1496
0.0000						
9	0.068969	0.0000	7.0836	0.0000	95.8423	93.2332
0.0000						
10	0.065047	0.0015	0.0000	0.0000	95.8437	93.2332
0.0000						
11	0.048874	1.6055	0.0000	0.0000	97.4492	93.2332
0.0000						
12	0.038812	0.0000	3.3165	0.0000	97.4492	96.5497
0.0000						
13	0.037404	0.0008	0.0000	0.0000	97.4500	96.5497
0.0000						
14	0.034291	0.9984	0.0000	0.0000	98.4484	96.5497
0.0000						
15	0.026042	0.0000	1.7096	0.0000	98.4484	98.2593
0.0000						
16	0.025518	0.0005	0.0000	0.0000	98.4488	98.2593
0.0000						
17	0.025356	0.6486	0.0000	0.0000	99.0975	98.2593
0.0000						
18	0.019488	0.4265	0.0000	0.0000	99.5240	98.2593
0.0000						
19	0.019352	0.0000	0.8901	0.0000	99.5240	99.1495
0.0000						
20	0.019253	0.0015	0.0002	0.0000	99.5255	99.1497
0.0000						
21	0.015601	0.2665	0.0000	0.0000	99.7920	99.1497
0.0000						
22	0.015563	0.0062	0.0001	0.0000	99.7982	99.1498
0.0000						

23	0.015461	0.0000	0.4578	0.0000	99.7982	99.6076
0.0000						
24	0.013190	0.0000	0.0000	0.0000	99.7982	99.6076
0.0000						
25	0.013049	0.1538	0.0000	0.0000	99.9520	99.6076
0.0000						
26	0.012971	0.0000	0.2308	0.0000	99.9520	99.8384
0.0000						
27	0.011653	0.0469	0.0000	0.0000	99.9990	99.8384
0.0000						
28	0.011621	0.0008	0.0000	0.0000	99.9998	99.8384
0.0000						
29	0.011359	0.0000	0.1074	0.0000	99.9998	99.9459
0.0000						
30	0.010575	0.0002	0.0000	0.0000	99.9999	99.9459
0.0000						
31	0.010311	0.0000	0.0448	0.0000	99.9999	99.9907
0.0000						
32	0.009971	0.0001	0.0000	0.0000	100.0000	99.9907
0.0000						
33	0.009726	0.0000	0.0093	0.0000	100.0000	100.0000
0.0000						

Page

13

M O D A L L O A D P A R T I C I P A T I O N R A T I O S					
LOAD, ACC, OR LINK/DEF EFFECTIVE PERIOD	(TYPE)	(NAME)	STATIC (PERCENT)	DYNAMIC (PERCENT)	
0.002825	LOAD	G	0.0013 ->	0.0000<- (*) SEE NOTE	
0.003075	LOAD	Q	0.0016 ->	0.0000<- (*) SEE NOTE	
0.003363	LOAD	TRIBUTAR	0.0019 ->	0.0000<- (*) SEE NOTE	
INFINITY-	LOAD	EX	0.0000	0.0000	-
INFINITY-	LOAD	EY	0.0000	0.0000	-
0.923102	ACC	UX	100.0000	100.0000	
0.824409	ACC	UY	100.0000	100.0000	
INFINITY-	ACC	UZ	0.0000	0.0000	-
0.829304	ACC	RX	100.0000	100.0000	
0.930011	ACC	RY	100.0000	100.0000	
1.899108	ACC	RZ	96.6724	100.0000	

(*) NOTE: DYNAMIC LOAD PARTICIPATION RATIO EXCLUDES LOAD APPLIED
TO NON-MASS DEGREES OF FREEDOM

Program ETABS Version 9.6.0.0
File:C.OUT

Page

14

G L O B A L F O R C E B A L A N C E

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOADG	-----					
	FX	FY	FZ	MX	MY	
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	-5650.118	-42653.215		
79109.978	.000000					
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
REACTNS	1.91E-12	-5.73E-13	5650.118	42653.215	-79109.978	-
1.50E-11						
CONSTRS	-1.31E-12	1.18E-12	.000000	-2.05E-11	-2.94E-11	
1.84E-11						
TOTAL	6.00E-13	6.05E-13	-3.42E-10	-2.49E-09	5.86E-09	
3.40E-12						

LOADQ	-----					
	FX	FY	FZ	MX	MY	
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	-609.011500	-4663.583		
8527.550	.000000					
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
REACTNS	2.26E-13	-8.34E-14	609.011500	4663.583	-8527.550	-
1.95E-12						
CONSTRS	-1.70E-13	1.34E-13	.000000	-2.33E-12	-4.21E-12	
2.28E-12						
TOTAL	5.54E-14	5.02E-14	-3.34E-11	-2.07E-10	5.69E-10	
3.26E-13						

LOADTRIBUTAR	-----					
	FX	FY	FZ	MX	MY	
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	-4183.544	-32042.358		
58569.617	.000000					
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
REACTNS	1.16E-12	-4.80E-13	4183.544	32042.358	-58569.617	-
8.79E-12						
CONSTRS	-1.08E-12	8.57E-13	.000000	-1.10E-11	-2.73E-11	
1.31E-11						

TOTAL	7.92E-14	3.76E-13	-2.08E-10	-1.55E-09	3.81E-09
4.27E-12					

LOADEX	-----
--------	-------

	FX	FY	FZ	MX	MY	
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
REACTNS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
CONSTRS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
TOTAL	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.00
0000						

Program ETABS Version 9.6.0.0
File:C.OUT

Page

15

G L O B A L F O R C E B A L A N C E

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD	-----					
	FX	FY	FZ	MX	MY	
MZ						
APPLIED 000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
INERTIA 000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
REACTNS 000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
CONSTRS 000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
TOTAL 0000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.00

MODE	1 -----					
	FX	FY	FZ	MX	MY	
MZ						
APPLIED 000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
INERTIA 7530.049	937.856004	-0.100788	.000000	2.746803	23303.917	-
REACTNS 7530.049	-937.855986	0.100783	-2.43E-10	-2.746790	-23303.917	
CONSTRS 0.000175	-1.87E-05	5.42E-06	.000000	-1.20E-05	-3.73E-05	
TOTAL 1.12E-06	1.14E-07	-4.71E-08	-2.43E-10	7.55E-07	7.50E-07	-

MODE	2 -----					
	FX	FY	FZ	MX	MY	
MZ						
APPLIED 000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
INERTIA 15659.169	0.226320	1117.396	.000000	-29073.427	5.580412	

REACTNS	-0.226355	-1117.396	-6.94E-10	29073.427	-5.580483	-
15659.168						
CONSTRS	3.50E-05	-1.54E-05	.000000	3.28E-05	7.06E-05	-
0.000409						
TOTAL	-1.92E-07	8.00E-08	-6.94E-10	-2.75E-07	-7.53E-07	
1.92E-06						
MODE	3	-----				
	FX	FY	FZ	MX	MY	
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	-85.913190	2.258373	.000000	-54.411991	-2097.709	-
13575.284						
REACTNS	85.913183	-2.258369	-3.47E-10	54.411981	2097.709	
13575.284						
CONSTRS	6.97E-06	-4.43E-06	.000000	9.56E-06	1.46E-05	-
8.81E-05						
TOTAL	-4.76E-08	2.55E-08	-3.47E-10	-1.69E-07	-4.10E-07	
5.34E-07						

Program ETABS Version 9.6.0.0
File:C.OUT

Page

16

G L O B A L F O R C E B A L A N C E

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE	4	-----				
		FX	FY	FZ	MX	MY
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	4799.000	-0.071614	.000000	0.730963	7181.976	-
38007.785						
REACTNS	-4798.981	0.069745	3.99E-10	-0.723287	-7181.936	
38007.692						
CONSTRS	-0.019380	0.001859	.000000	-0.007667	-0.039324	
0.092787						
TOTAL	0.000121	-1.02E-05	3.99E-10	9.32E-06	0.000689	-
0.000604						
MODE	5	-----				
		FX	FY	FZ	MX	MY
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	-0.942386	-14177.665	.000000	94760.755	-4.394140	-
198708.256						
REACTNS	0.940182	14177.668	8.97E-10	-94760.759	4.389743	
198708.310						
CONSTRS	0.001826	-0.002239	.000000	0.003238	-0.002886	-
0.052258						
TOTAL	-0.000379	6.26E-05	8.97E-10	-0.000824	-0.007283	
0.001349						
MODE	6	-----				
		FX	FY	FZ	MX	MY
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	-587.640945	27.517205	.000000	-172.259290	-2657.663	-
149512.522						
REACTNS	587.640509	-27.517504	7.64E-10	172.259773	2657.662	
149512.521						
CONSTRS	0.000375	0.000283	.000000	-0.000144	-4.94E-05	
0.000105						

TOTAL	-6.03E-05	-1.59E-05	7.64E-10	0.000339	-0.000860	-
0.000226						
MODE	7	-----				
	FX	FY	FZ	MX	MY	
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	13232.335	-0.034408	.000000	0.203784	67758.110	-
106365.559						
REACTNS	-13232.332	0.034941	4.50E-11	-0.205123	-67758.103	
106365.548						
CONSTRS	0.004511	-0.000783	.000000	0.002058	0.149928	
0.004714						
TOTAL	0.007803	-0.000251	4.50E-11	0.000720	0.156355	-
0.006804						

Program ETABS Version 9.6.0.0
File:C.OUT

Page

17

G L O B A L F O R C E B A L A N C E

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE	8	-----				
		FX	FY	FZ	MX	MY
MZ						
APPLIED		.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
000000						.
INERTIA	27993.595	1.274440	.000000	-5.985040	63760.199	-
212645.622						
REACTNS	-27993.703	-1.364471	-2.49E-10	6.120136	-63760.404	
212645.240						
CONSTRS	0.198244	0.098923	.000000	-0.309986	1.745763	
0.503340						
TOTAL	0.090632	0.008893	-2.49E-10	-0.174890	1.540883	
0.121146						
MODE	9	-----				
		FX	FY	FZ	MX	MY
MZ						
APPLIED		.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
000000						.
INERTIA	-0.379305	-52684.400	.000000	238825.523	-4.754423	-
738349.222						
REACTNS	0.434119	52684.467	-2.89E-09	-238825.623	4.859057	
738349.810						
CONSTRS	-0.121053	-0.072150	.000000	0.169383	-1.235625	-
0.637933						
TOTAL	-0.066238	-0.004796	-2.89E-09	0.070202	-1.130992	-
0.049932						
MODE	10	-----				
		FX	FY	FZ	MX	MY
MZ						
APPLIED		.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
000000						.
INERTIA	-850.664925	87.762659	.000000	-387.426605	-4559.472	-
536882.662						
REACTNS	850.649127	-87.768681	-1.01E-10	387.435328	4559.442	
536882.706						
CONSTRS	0.030352	0.007522	.000000	-0.038428	0.276824	-
0.022804						

TOTAL	0.014553	0.001500	-1.01E-10	-0.029705	0.246648
0.021290					

MODE	11	-----
------	----	-------

	FX	FY	FZ	MX	MY
MZ					
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
000000					.
INERTIA	-49948.136	-0.544666	.000000	1.921842	-146370.565
384254.221					
REACTNS	49948.132	0.506191	-1.36E-11	-1.864793	146370.557
384254.735					-
CONSTRS	0.073888	0.039352	.000000	-0.074722	1.134579
0.524341					
TOTAL	0.069488	0.000878	-1.36E-11	-0.017673	1.126173
0.010374					

Program ETABS Version 9.6.0.0
File:C.OUT

Page

18

G L O B A L F O R C E B A L A N C E

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE	12	-----					
			FX	FY	FZ	MX	MY
MZ							
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000							
INERTIA	-2.676923	-113833.020	.000000	340917.231	-7.421252	-	
1.5956E+06							
REACTNS	2.669141	113833.136	-2.20E-09	-340917.406	7.405728		
1.5956E+06							
CONSTRS	0.165609	-0.140442	.000000	0.832933	3.083816	-	
2.140834							
TOTAL	0.157827	-0.023998	-2.20E-09	0.658731	3.068292	-	
0.412058							
MODE	13	-----					
			FX	FY	FZ	MX	MY
MZ							
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000							
INERTIA	1890.422	-224.576362	.000000	654.322292	4936.929		
1.1061E+06							
REACTNS	-1890.421	224.558059	-3.76E-09	-654.295170	-4936.927	-	
1.1061E+06							
CONSTRS	-0.019279	0.021085	.000000	-0.104137	-0.351822		
0.321238							
TOTAL	-0.017884	0.002782	-3.76E-09	-0.077015	-0.349136		
0.047241							
MODE	14	-----					
			FX	FY	FZ	MX	MY
MZ							
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000							
INERTIA	-80011.733	-1.244697	.000000	3.541150	-161666.166		
612251.112							
REACTNS	80011.742	1.173661	-6.79E-10	-3.429331	161666.183	-	
612252.182							
CONSTRS	-0.197613	0.098707	.000000	-0.865319	-3.659383		
1.552328							

TOTAL	-0.188645	0.027671	-6.79E-10	-0.753501	-3.642782	
0.482608						
MODE	15	-----				
	FX	FY	FZ	MX	MY	
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	-0.000480	-181540.436	.000000	438003.835	-3.552607	-
2.5474E+06						
REACTNS	0.001968	181540.536	-6.09E-10	-438003.983	3.552999	
2.5474E+06						
CONSTRS	-0.383402	-0.866538	.000000	16.198788	-2.283116	-
12.231097						
TOTAL	-0.381914	-0.766666	-6.09E-10	16.050511	-2.282724	-
10.784145						

Program ETABS Version 9.6.0.0
File:C.OUT

Page

19

G L O B A L F O R C E B A L A N C E

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE	16	-----				
		FX	FY	FZ	MX	MY
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	-3116.030	-661.996428	.000000	1578.342	-6005.072	
1.7127E+06						
REACTNS	3116.025	661.996855	2.17E-09	-1578.344	6005.064	-
1.7127E+06						
CONSTRS	0.079868	0.094317	.000000	-2.269722	0.183417	
1.586187						
TOTAL	0.075163	0.094745	2.17E-09	-2.271323	0.175818	
1.629089						
MODE	17	-----				
		FX	FY	FZ	MX	MY
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	-117956.375	17.953443	.000000	-42.700634	-262784.721	
812784.833						
REACTNS	117956.351	-18.188093	-8.18E-10	43.040044	262784.686	-
812788.075						
CONSTRS	1.305481	2.535446	.000000	-49.950817	6.279370	
37.073347						
TOTAL	1.281245	2.300796	-8.18E-10	-49.611407	6.244394	
33.831382						
MODE	18	-----				
		FX	FY	FZ	MX	MY
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	161909.036	-147.665467	.000000	288.315413	299053.071	-
1.3140E+06						
REACTNS	-161909.113	147.613455	2.73E-11	-288.097613	-299053.245	
1.3140E+06						
CONSTRS	0.074939	0.046067	.000000	-0.080136	0.206946	-
0.188668						

TOTAL	-0.002146	-0.005945	2.73E-11	0.137664	0.032866	-
0.109814						
MODE	19	-----				
	FX	FY	FZ	MX	MY	
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	-264.701111	-237220.267	.000000	460950.929	-489.317221	-
3.3538E+06						
REACTNS	264.693415	237220.267	9.39E-10	-460950.927	489.304407	
3.3538E+06						
CONSTRS	0.011963	0.001644	.000000	-0.061637	0.006254	-
0.067094						
TOTAL	0.004267	0.001612	9.39E-10	-0.059744	-0.006560	
0.006641						

Program ETABS Version 9.6.0.0
File:C.OUT

Page

20

G L O B A L F O R C E B A L A N C E

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE	20	-----					
			FX	FY	FZ	MX	MY
MZ							
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000							
INERTIA	-9834.163	3967.978	.000000	-7684.940	-18186.395	-	
1.9810E+06							
REACTNS	9834.169	-3967.988	-2.43E-09	7684.982	18186.400		
1.9810E+06							
CONSTRS	-0.007939	0.008731	.000000	-0.003959	0.001114		
0.156994							
TOTAL	-0.001802	-0.001288	-2.43E-09	0.037816	0.005837	-	
0.015243							
MODE	21	-----					
			FX	FY	FZ	MX	MY
MZ							
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000							
INERTIA	199734.178	-390.111707	.000000	687.701639	393240.682	-	
1.8248E+06							
REACTNS	-199734.301	390.018691	-8.93E-10	-687.314244	-393240.943		
1.8248E+06							
CONSTRS	0.275768	0.101811	.000000	-1.531334	0.252728	-	
0.753157							
TOTAL	0.152892	0.008795	-8.93E-10	-1.143939	-0.008026	-	
0.841361							
MODE	22	-----					
			FX	FY	FZ	MX	MY
MZ							
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000							
INERTIA	-30609.474	-3761.227	.000000	6620.253	-59862.841	-	
2.0852E+06							
REACTNS	30609.441	3761.289	-2.71E-10	-6620.524	59862.794		
2.0852E+06							
CONSTRS	0.031979	-0.063490	.000000	0.299942	0.050478	-	
1.106073							

TOTAL	-0.000891	-0.001487	-2.71E-10	0.029348	0.002707	-
0.037278						
MODE	23	-----				
	FX	FY	FZ	MX	MY	
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	-140.819107	266527.048	.000000	-467713.628	-270.770029	
3.6996E+06						
REACTNS	140.798394	-266527.016	-5.88E-10	467713.519	270.733876	-
3.6996E+06						
CONSTRS	0.045006	-0.023223	.000000	-0.096196	0.084061	-
0.594135						
TOTAL	0.024294	0.008555	-5.88E-10	-0.205234	0.047907	
0.105686						

Program ETABS Version 9.6.0.0
File:C.OUT

Page

21

G L O B A L F O R C E B A L A N C E

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE	24	-----				
			FX	FY	FZ	MX MY
MZ						
APPLIED			.000000	.000000	.000000	.000000 .
000000						
INERTIA	-3204.230	-1440.980		.000000	2283.769	-4661.349 -
2.2537E+06						
REACTNS	3204.143	1440.965		2.16E-09	-2283.689	4661.183
2.2537E+06						
CONSTRS	0.994246	0.345766		.000000	-12.969849	-1.404719
0.407297						
TOTAL	0.907423	0.331610		2.16E-09	-12.889259	-1.570858
0.903468						
MODE	25	-----				
			FX	FY	FZ	MX MY
MZ						
APPLIED			.000000	.000000	.000000	.000000 .
000000						
INERTIA	-216885.506	-19.306366		.000000	30.273063	-388447.333
1.6351E+06						
REACTNS	216885.523	19.363231		-2.04E-10	-30.497051	388447.379 -
1.6351E+06						
CONSTRS	-1.884669	-0.303730		.000000	17.230228	1.523046
6.809502						
TOTAL	-1.868243	-0.246865		-2.04E-10	17.006240	1.568716
7.625774						
MODE	26	-----				
			FX	FY	FZ	MX MY
MZ						
APPLIED			.000000	.000000	.000000	.000000 .
000000						
INERTIA	-34.315844	268878.255		.000000	-421732.948	-55.735116
3.7524E+06						
REACTNS	34.599036	-268878.587		-9.86E-10	421734.102	56.352274 -
3.7524E+06						
CONSTRS	-0.602041	0.137294		.000000	3.383707	-3.816326
7.163278						

TOTAL	-0.318849	-0.194605	-9.86E-10	4.537536	-3.199168
0.127987					

MODE	27	-----
------	----	-------

	FX	FY	FZ	MX	MY
MZ					
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
000000					.
INERTIA	-150202.330	57.705573	.000000	-88.239408	-278552.344
1.3114E+06					
REACTNS	150202.552	-57.784224	1.97E-10	88.144981	278552.850
1.3114E+06					-
CONSTRS	-0.290555	0.062745	.000000	-3.478292	0.813502
3.702715					
TOTAL	-0.068984	-0.015906	1.97E-10	-3.572720	1.318822
0.261261					

Program ETABS Version 9.6.0.0
File:C.OUT

Page

22

G L O B A L F O R C E B A L A N C E

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE	28	-----				
			FX	FY	FZ	MX MY
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	-20140.791	-773.286341	.000000	1179.698	-36616.007	-
1.8646E+06						
REACTNS	20140.753	773.333603	-7.45E-10	-1179.917	36615.950	
1.8646E+06						
CONSTRS	0.054239	-0.037408	.000000	0.003950	0.211901	-
0.917122						
TOTAL	0.015996	0.009854	-7.45E-10	-0.215629	0.154951	-
0.005511						
MODE	29	-----				
			FX	FY	FZ	MX MY
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	-30.046438	239226.905	.000000	-364953.386	-52.926932	
3.3434E+06						
REACTNS	30.245255	-239227.505	-4.88E-10	364955.519	53.385227	-
3.3434E+06						
CONSTRS	-0.734134	0.288868	.000000	1.298869	-3.808668	
10.323397						
TOTAL	-0.535317	-0.311298	-4.88E-10	3.431781	-3.350373	
0.297549						
MODE	30	-----				
			FX	FY	FZ	MX MY
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	-10413.047	-341.245610	.000000	506.470440	-17262.248	-
1.5460E+06						
REACTNS	10413.095	341.009591	3.03E-10	-505.375561	17262.335	
1.5460E+06						
CONSTRS	-0.283787	0.089780	.000000	4.161014	-3.412615	
3.614633						

TOTAL	-0.235193	-0.146239	3.03E-10	5.255893	-3.326353	
0.115144						
MODE	31	-----				
	FX	FY	FZ	MX	MY	
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	-15.292126	187539.427	.000000	-270818.301	-25.268931	
2.6235E+06						
REACTNS	15.340139	-187540.295	-2.62E-10	270821.116	25.359108	-
2.6235E+06						
CONSTRS	-1.376863	0.132022	.000000	-3.378918	-4.121506	
13.132690						
TOTAL	-1.328850	-0.735921	-2.62E-10	-0.564135	-4.031329	
0.967453						

Program ETABS Version 9.6.0.0
File:C.OUT

Page

23

G L O B A L F O R C E B A L A N C E

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE	32	-----				
			FX	FY	FZ	MX MY
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	-6965.511	-118.318318	.000000	164.761146	-12360.630	-
811165.097						
REACTNS	6965.705	118.831527	-1.83E-10	-167.175319	12361.002	
811170.310						
CONSTRS	-0.347509	-0.582995	.000000	1.839912	-0.793763	-
4.897979						
TOTAL	-0.153396	-0.069786	-1.83E-10	-0.574261	-0.421361	
0.315402						

MODE	33	-----				
			FX	FY	FZ	MX MY
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	1.845339	-95869.784	.000000	138624.002	3.690449	-
1.3420E+06						
REACTNS	-1.563270	95869.938	-4.87E-11	-138624.598	-3.157735	
1.3420E+06						
CONSTRS	-3.161477	-1.382862	.000000	41.687758	-38.283128	
8.850470						
TOTAL	-2.879408	-1.228920	-4.87E-11	41.091245	-37.750413	
8.770725						

SPECEX	-----					
			FX	FY	FZ	MX MY
MZ						
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	245.284095	0.028573	.000000	0.731592	5676.728	
1930.465						
REACTNS	245.284010	0.028574	5.85E-11	0.731591	5676.728	
1930.465						
CONSTRS	0.000331	0.000158	.000000	0.002665	0.001608	
0.002473						

TOTAL	0.000100	0.000122	5.85E-11	0.002638	0.001373
0.001807					

SPECEY	-----
--------	-------

	FX	FY	FZ	MX	MY
MZ					

APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.
000000						
INERTIA	0.028573	255.230707	.000000	5771.470	0.695569	
3574.722						
REACTNS	0.028576	255.230736	1.37E-10	5771.470	0.695577	
3574.723						
CONSTRS	0.000140	0.000125	.000000	0.001526	0.001530	
0.001584						

TOTAL	8.63E-05	7.05E-05	1.37E-10	0.001485	0.001433
0.000997					

Chapitre V

Vérification au RPA

V.1) Introduction:

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul **ETABS**.

V.2) Description de l'ETABS:

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques 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.

- **Etapes de modélisation:**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1-Introduction de la géométrie du modèle.
- 2-Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3-Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4-Définition des charges (G, Q)
- 5-Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 6-Définition du séisme.
- 7-Introduction des combinaisons d'actions.
- 8-Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10-Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

- Géométrie de base :

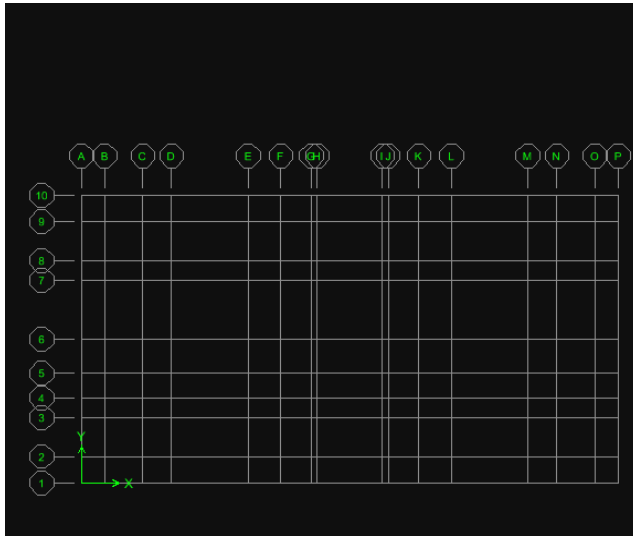


Figure : géométrie de base

- Vue en trois dimensions de la structure.

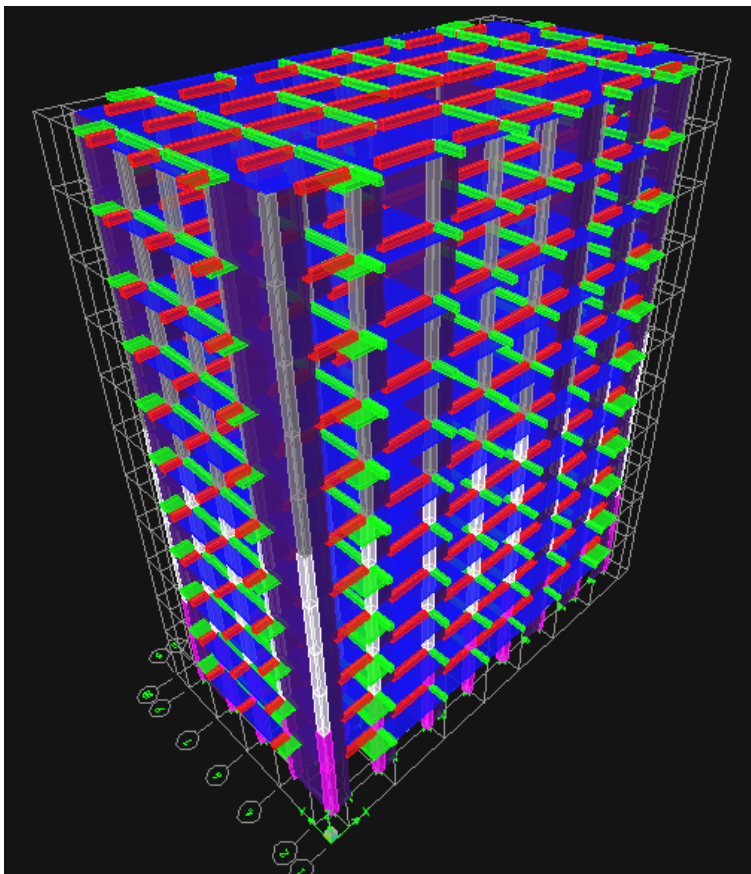


Figure : vue en trois dimensions de la structure

- **Disposition des voiles :**

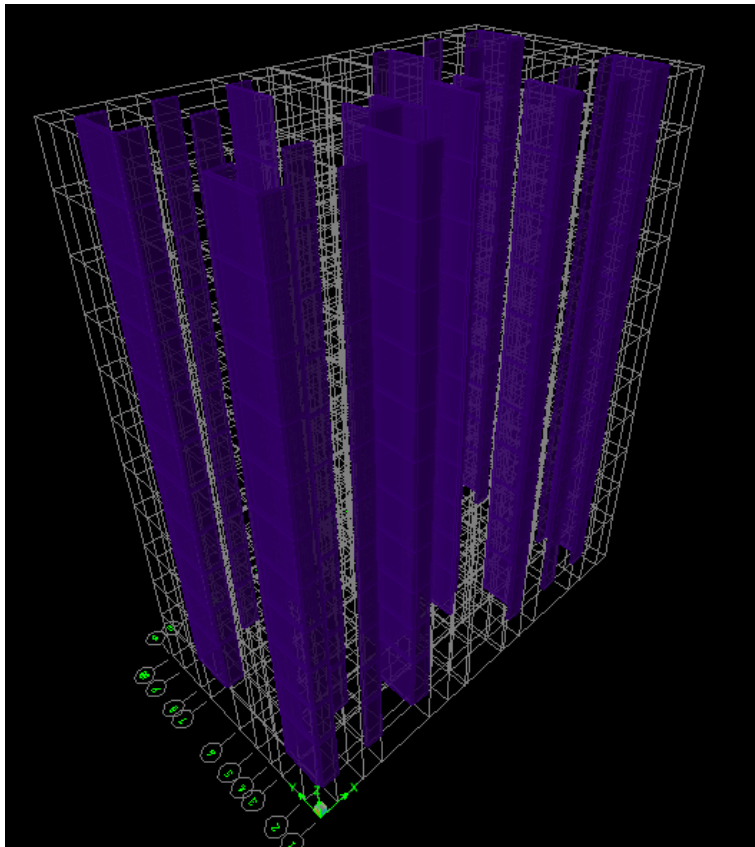


Figure : Disposition des voiles

V.3) Vérifications RPA :

1) Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

2) Les différentes vérifications du RPA :**2.1) Modes de vibrations :**

Le nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentés par des modèles plan dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans des directions d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes soit égales 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 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 (3) dans chaque direction considérée.

-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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.2 \text{ s}$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et

T_K la période du mode K.

Dans notre cas $N=11$ niveaux $\Rightarrow K \geq 3\sqrt{11} = 9,94$

Donc $K=10$ nombre de modes.

Dans notre cas on doit considérer 10 modes de vibration.

2.2) La période :(Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

-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).
- C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.
- $T=0.05 \times (35.08)^{3/4} = 0.72 \text{ sec.}$

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

D'où : $T=1.3 \times 0.72=0.936 \text{ s} > T_{ETABS}= 0.9303 \text{ s. Condition vérifiée.}$

Réponse de la structure :MODE 1 : $T_1 = 0,9303$ s —————> translation suivant (xx)MODE 2 : $T_2 = 0,8296$ s —————> translation suivant (yy)MODE 3 : $T_3 = 0,7097$ s —————> Torsion suivant (zz)

- **Pourcentage de participation de la masse modale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.930371	74.3306	0	0	74.3306	0	0
2	0.829639	0	66.7178	0	74.3306	66.7178	0
3	0.709737	0.2112	0.0001	0	74.5418	66.7179	0
4	0.267318	13.2644	0.0001	0	87.8062	66.7179	0
5	0.171103	0.0000	19.4316	0	87.8062	86.1495	0
6	0.156618	0.0234	0.0001	0	87.8296	86.1496	0
7	0.127644	5.2426	0	0	93.0722	86.1496	0
8	0.074821	2.7700	0	0	95.8423	86.1496	0
9	0.068969	0	7.0836	0	95.8423	93.2332	0
10	0.065047	0.0015	0.000	0	95.8437	93.2332	0

Tableau : les périodes et la participation massique

2.3) Les déplacements inter- étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \text{ donné par le RPA 2003 formule (4-19).}$$

δ_K : Déplacement dû aux forces sismiques E_i .

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le **RPA99** préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les **1%h_e**, (h_e est la hauteur libre de l'étage considéré).

Il faut vérifier que :

$$\Delta_K \leq \bar{\delta}$$

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible (égale à 0,01h_e).

Les déplacements maximaux sont donnés par le logiciel ETABS en suivant le chemin ci-dessous :

La vérification des déplacements inter- étages est résumée dans le tableau suivant:

niv	sens x			sens y			$\bar{\delta}(m)$	OK
	$\delta_{eK}(\mu)$	$\delta_K(\mu)$	$\Delta_K(\mu)$	$\delta_{eK}(\mu)$	$\delta_K(\mu)$	$\Delta_K(\mu)$		
11	0.027848	0.11139	0.007	0.000680	0.00272	0.00029	0.031	cv
10	0.026058	0.10423	0.008	0.000609	0.00243	0.00029	0.031	cv
9	0.024018	0.09607	0.009	0.000535	0.00214	0.0003	0.031	cv
8	0.021685	0.08674	0.01	0.000461	0.00184	0.016	0.031	cv
7	0.019062	0.07624	0.0115	0.000386	0.00154	0.0003	0.031	cv
6	0.016186	0.06474	0.01223	0.000312	0.00125	0.0003	0.031	cv
5	0.013127	0.05251	0.01265	0.000240	0.00096	0.00027	0.031	cv
4	0.009965	0.03986	0.01258	0.000173	0.00069	0.00027	0.031	cv
3	0.006821	0.02728	0.0117	0.000112	0.00045	0.00024	0.031	cv
2	0.003892	0.01557	0.00972	0.000061	0.00024	0.00015	0.031	cv
1	0.001463	0.00585	0.00585	0.000022	0.000088	0.000088	0.0408	cv

Tableau : Vérification des déplacements inter-étages.

1. Les déplacements (δ_x, δ_y) croient en hauteur jusqu'à atteindre leur maximum au dernier étage.
2. Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le confort des usagers est vérifié.

2.4) Vérification du déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{MAX} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : la flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{MAX} = 0,02\text{m} \leq f = \frac{35,08}{500} = 0,07\text{m} \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

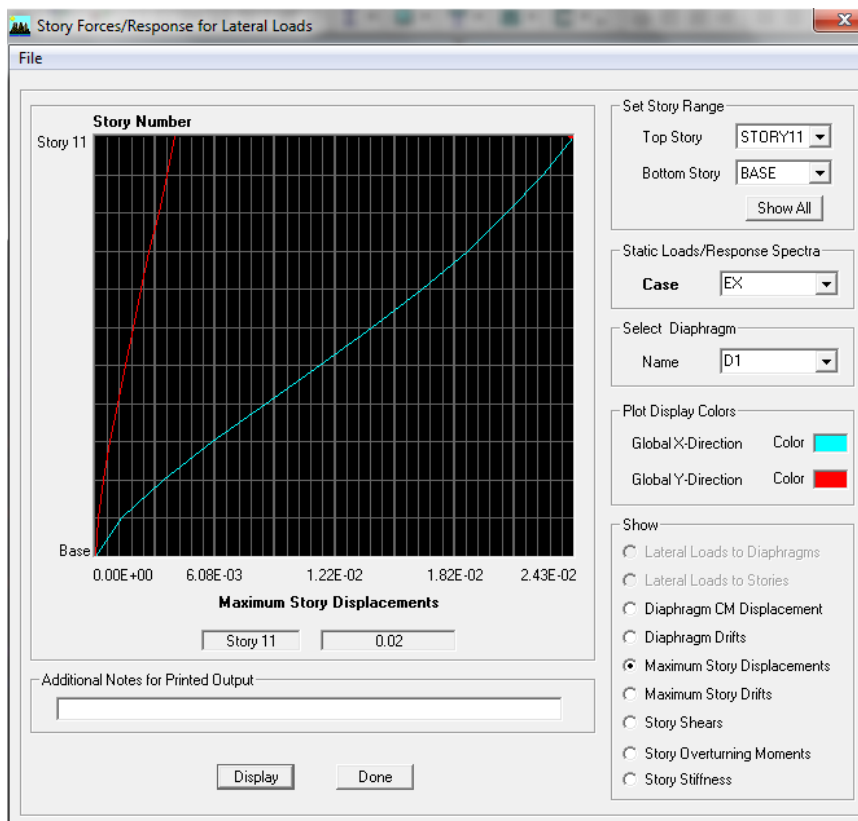


Figure : Déplacement maximal de la structure

2.5) Vérification de l'effort tranchant à la base: (RPA Version 2003 ART 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;) dans le rapport $0.8 V_t / V_D$

• **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{mse} = \frac{A \cdot D \cdot Q_x}{R} W_T \quad \text{RPA 2003 tab (4-1)}$$

• **Calcul des coefficients A, D, R :**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique II_a

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction

De la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période

fondamentale de la structure (T).

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

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) de RPA 99

Site ferme $\Rightarrow S_2 \Rightarrow T_2 = 0,4s$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif : de type de structure est de l'importance des remplissage Tab (4-2)

Le système de contreventement est mixte $\Rightarrow \xi = 8.5\%$.

D'où $\eta = 1,83 \geq 0,7$ condition vérifiée.

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

C_T : Coefficient, en fonction du système de contreventement type de remplissage donné par (Tab 4-6 du RPA99)

R:coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventementdonnéparle(Tab4-3).

Les valeurs de A.D. R. Ct et T sont donnéesdans le tableau suivant :

Paramètres	Vale	Article du RPA
Coefficientde zone A	0.15	Tablea4.1
Période caractéristique	0.4 secondes	Tablea4.7
CoefficientCt	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	2.588	formule 4.2
Coefficientde comportement	5	Tableau 4.3

TableaudonnantlesvaleursdeA,D,R,T,Ct

• Calcul du facteur de qualitéQ :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditionsminimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q**est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".

D'où : Q = 1.10

Critèr	P	
	Observé	Non observé
Régularité enplan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	/
Redondance en plan	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:	/	0.10

Tableau : Valeurs de pénalités

Poids total de la structure :

Dulogiciel ETABS:

Story	Diaphragm	Masse	Poids (KN)
STORY1	D1	569.019	5582.076
STORY2	D2	528.596	5185.526
STORY3	D3	521.731	5118.181
STORY4	D4	521.731	5118.181
STORY5	D5	521.731	5118.181
STORY6	D6	515.013	5052.277
STORY7	D7	508.939	4992.692
STORY8	D8	508.939	4992.692
STORY9	D9	508.939	4992.692
STORY10	D10	508.939	4992.692
STORY11	D11	441.212	4328.289
Poids total de la structure			55473.479

Tableau : Poids total de la structure.

Donc le poids total de notre structure est : $W_t = 55473.479 \text{ KN}$.

$$V_{mse} = \frac{A.D.Q_x}{R} W_T = \frac{0.15 \times 2.588 \times 1.10}{5} \times 55473.479 = 4737.657 \text{ KN}.$$

$$V_{mse} = \frac{A.D.Q_y}{R} W_T = \frac{0.15 \times 2.588 \times 1.10}{5} \times 55473.479 = 4737.657 \text{ KN}.$$

sens	V_{mse} (KN)	$0.8 \times V_{mse}$	$V_{dyn}(\text{ETABS})$	Observation
Sens X	4737.657	3790.126	2236.4	vérifiée
Sens Y	4737.657	3790.126	2353.3	vérifiée

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

2.6) Vérification de l'excentricité:

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et

suivant chaque direction.

Soit :

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

On doit vérifier que :

$|C_{Mx} - C_{Rx}| \leq 5\% L_Y$ suivant xx

$|C_{My} - C_{Ry}| \leq 5\% L_x$ suivant yy

Story	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	0.05Ly	0.05Lx
STORY1	14	7.561	14	7.143	0	0.418	0.78	1.42
STORY2	14	7.57	14	7.015	0	0.555	0.78	1.42
STORY3	14	7.57	14	7.017	0	0.553	0.78	1.42
STORY4	14	7.57	14	7.048	0	0.522	0.78	1.42
STORY5	14	7.57	14	7.085	0	0.485	0.78	1.42
STORY6	14	7.57	14	7.122	0	0.448	0.78	1.42
STORY7	14	7.569	14	7.156	0	0.413	0.78	1.42
STORY8	14	7.569	14	7.187	0	0.382	0.78	1.42
STORY9	14	7.569	14	7.214	0	0.355	0.78	1.42
STORY10	14	7.564	14	7.235	0	0.329	0.78	1.42
STORY11	14.009	7.612	14	7.251	0.009	0.361	0.78	1.42

Tableau : Excentricités théoriques et accidentelles.

Donc l'excentricité est vérifiée.

2.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-D (Art 5.9/RPA99) :

Les effets du 2^o ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus d'un niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage à un niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif d'un niveau «k» par rapport à un niveau «k-1».

h_k : Hauteur de l'étage «k».

		<i>Sens xx</i>			<i>Sens yy</i>		
Story	Pk (KN)	$\Delta_K(x)$	Vk(x) x hk	Θ_x	$\Delta_K(y)$	Vk(y) x hk	Θ_y
STORY11	4328.289	0.007	1966.02	0.0154	0.00029	2421.72	0.0005
STORY10	9320.981	0.008	3646.22	0.0204	0.00029	4242.35	0.0002
STORY9	14313.673	0.009	4957.83	0.0259	0.0003	5461.56	0.0007
STORY8	19306.365	0.01	6025.16	0.0320	0.016	6411.42	0.048
STORY7	24299.057	0.0115	6930.98	0.0403	0.0003	7255.88	0.001
STORY6	29351.334	0.0122	7759.92	0.0461	0.0003	8071.76	0.0011
STORY5	34469.515	0.0126	8564.06	0.0505	0.00027	8887.08	0.0010
STORY4	39587.696	0.0125	9339.99	0.0529	0.00027	9696.16	0.0011
STORY3	44705.877	0.0117	10056.09	0.0520	0.00024	10490.1	0.00102
STORY2	49891.403	0.0097	10682.6	0.0453	0.00015	11248.9	0.0006
STORY1	55473.479	0.0058	14707.99	0.032	0.00008	15694.9	0.00028

Tableau : Vérification de l'effet P- Δ .

Remarque: Les effets du second ordre peuvent être négligés.

❖ **Justification du système de contreventement :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_x et E_y):

Pour déterminer la nature de système de contreventement, on suit les étapes suivantes :

Dans le menu ETABS on choisit :

Display \Rightarrow show deformed shape et on selections la combinaison E \Rightarrow OK

View \Rightarrow set 3D view \Rightarrow on sélectionne le plan xz \Rightarrow OK

Draw \Rightarrow draw section cut et on trace une ligne de coupe sur la vue en 3D

L'effort total repris par les voiles et les portiques dans le niveau sélectionné :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.332	0
End Point	30.2189	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14.4435	2.2714	0.	0.

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1.959E-12	-5.896E-13	5771.9198	-1.947E-12	5.864E-13	-5502.693
Moment	30475.5927	2551.2359	-2.417E-12	-29096.886	-2431.8336	2.308E-12

Close Refresh

L'effort total repris par les voiles seuls dans le niveau sélectionné :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.332	0
End Point	30.409	0

Resultant Force Location and Angle

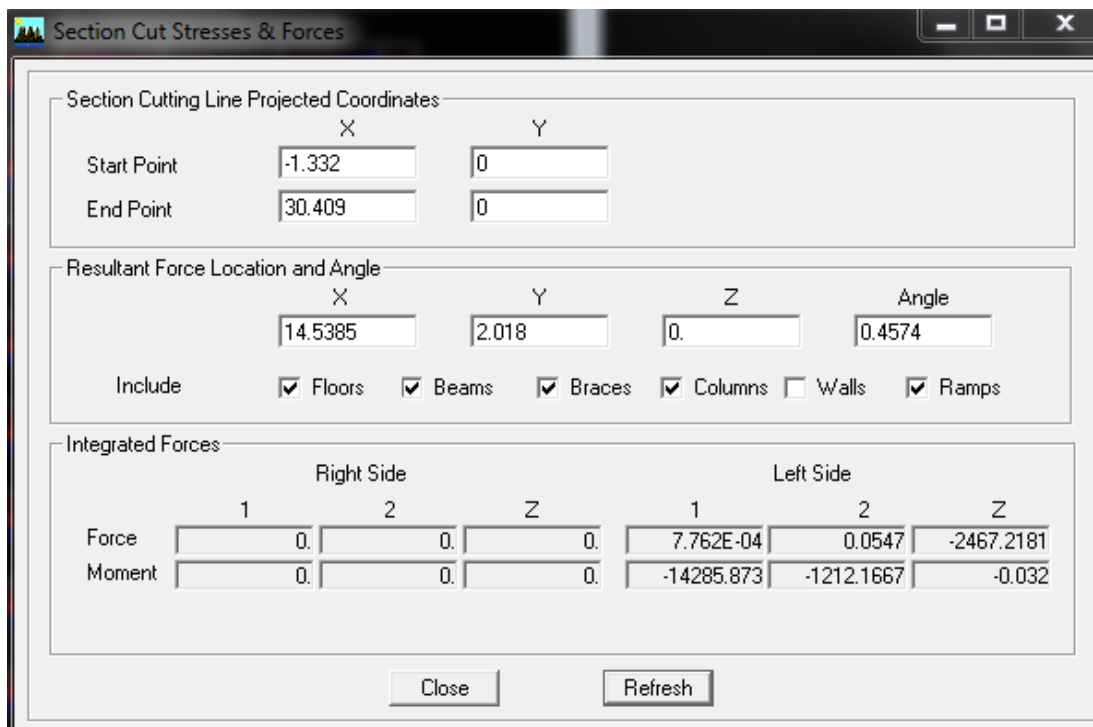
	X	Y	Z	Angle
	14.5385	2.018	0.	0.4574

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	-7.762E-04	-0.0547	-3035.4744
Moment	0.	0.	0.	-16228.011	-1498.9152	0.032

Close Refresh

L'effort total repris par les portiques seuls dans le niveau sélectionné :


Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.332	0
End Point	30.409	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14.5385	2.018	0.	0.4574

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	7.762E-04	0.0547	-2467.2181
Moment	0.	0.	0.	-14285.873	-1212.1667	-0.032

Close Refresh

$$\% V_{voile} = \frac{V_{voiles}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\% V_{portiques} = \frac{V_{portiques}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\% N_{voile} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$$

$$\% N_{portiques} = \frac{N_{portiques}}{N} \times 100$$

➤ **Sens x – x :**

-Effort horizontal repris par les portiques = 44.84 %

-Effort horizontal repris par les voiles = 55.16 %

➤ **Sens y – y :**

-Effort horizontal repris par les portiques = 40.31 %

-Effort horizontal repris par les voiles = 59.69 %

Les charges verticales reprises par le système de contreventement sont données par l'ETABS (G+0.2Q):

Charges verticales reprise par les portiques = 57.22 %

Charges verticales reprise par les voiles = 42.78 %

Conclusion:

- Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales et la totalité des charges horizontales.
- Les portiques reprennent plus de 25% des sollicitations due aux charges horizontales et la totalité des charges verticales.

D'après le RPA99 modifié 2003.le système de contreventement mixte (portiques /voiles)

Chapitre VI

Férraillge des poutres

VI.1.Introduction :

Ces chapitres qui sont avenir sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferraillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables ELU ($1,35G+1,5Q$), accidentelles ($G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$) et suivant les règles du RPA99, en suite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

VI.2- Recommandations du RPA99 :

- **Armatures longitudinales :**

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

→ Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

→ Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$.

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

→ **4%** en zone courante.

→ **6%** en zone de recouvrement.

c) **Poutres principales :**

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

d) **Poutres secondaires :**

$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

e) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone Π_a .

f) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

- **Armatures transversales :**

➤ Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

➤ L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

➤ Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.3- Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

Un moment de flexion « M_u » supporté par la section.

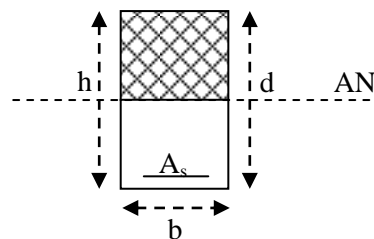
On calcul le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne contiendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



- Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée (**SDA**) c. à d la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcul :
$$\begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

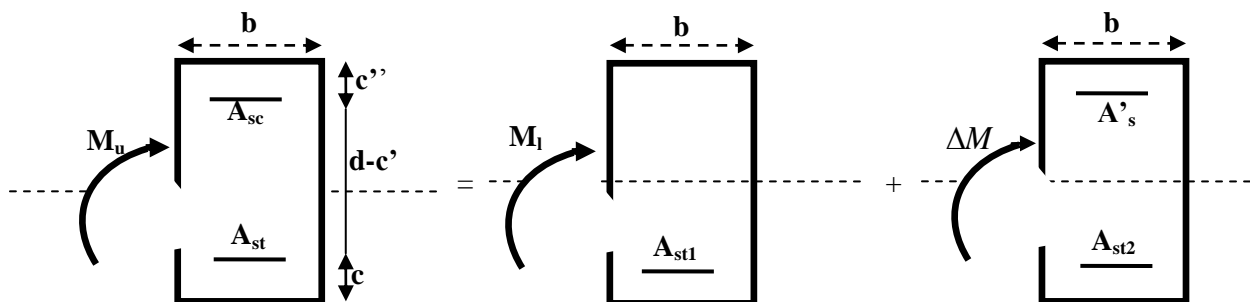
Avec :

M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ Armatures tendues :
$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

▪ Armatures comprimées :
$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0,4 M_u$ (Art BAEL B66).

VI.4- Ferrailage des poutres :

Le calcul des sections et le choix des armatures pour les poutres principales et les poutres secondaires sont résumés dans les tableaux suivants :

Ferrailage des poutres principales									
Armatures en travée									
NIV	M _{max} [KN.m]	Comb	μ	Obs	β	A _{calcul} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	A _{adopté} [cm ²]
1	63.02	0.8GE	0.135	SSA	0.927	5.91	5.25	3HA16+3HA14	10.64
2	83.48	0.8GE	0.179	SSA	0.900	8.07	5.25	3HA16+3HA14	10.64
3	92.06	0.8GE	0.198	SSA	0.889	9.01	5.25	3HA16+3HA14	10.64
4	92.71	0.8GE	0.199	SSA	0.887	9.1	5.25	3HA16+3HA14	10.64
5	89.71	GQE	0.193	SSA	0.891	8.76	5.25	3HA16+3HA14	10.64
6	85.88	GQE	0.185	SSA	0.896	8.34	5.25	3HA16+3HA14	10.64
7	82.29	GQE	0.177	SSA	0.901	7.95	5.25	3HA16+3HA14	10.64
8	74.57	GQE	0.160	SSA	0.912	7.11	5.25	3HA16+3HA14	10.64
9	65.77	GQE	0.141	SSA	0.923	6.20	5.25	3HA16+3HA14	10.64
10	57.57	GQE	0.124	SSA	0.934	5.36	5.25	3HA16+3HA14	10.64
11	49.16	GQE	0.105	SSA	0.944	4.53	5.25	3HA16+3HA14	10.64
Ferrailage des poutres principales									
Armatures aux appuis									
NIV	M _{max} [KN.m]	Comb	μ	Obs	β	A _{calcul} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	A _{adopté} [cm ²]
1	86.47	GQE	0.186	SSA	0.896	8.40	5.25	3HA20+3HA14	14.04
2	110.73	GQE	0.238	SSA	0.862	11.18	5.25	3HA20+3HA14	14.04
3	124.53	GQE	0.268	SSA	0.841	12.89	5.25	3HA20+3HA14	14.04
4	128.71	GQE	0.277	SSA	0.833	13.45	5.25	3HA20+3HA14	14.04
5	127.66	GQE	0.275	SSA	0.835	13.31	5.25	3HA20+3HA14	14.04
6	122.96	GQE	0.265	SSA	0.842	12.71	5.25	3HA20+3HA14	14.04
7	116.24	GQE	0.250	SSA	0.854	11.85	5.25	3HA20+3HA14	14.04
8	106.91	GQE	0.230	SSA	0.867	10.73	5.25	3HA20+3HA14	14.04
9	97.5	GQE	0.210	SSA	0.881	9.63	5.25	3HA20+3HA14	14.04
10	92.23	GQE	0.198	SSA	0.889	9.03	5.25	3HA20+3HA14	14.04
11	77.23	GQE	0.166	SSA	0.909	7.39	5.25	3HA20+3HA14	14.04

Ferrailage des poutres secondaires									
Armatures en travée									
NIV	M_{\max} [KN.m]	Comb	μ	Obs	β	A_{calcul} [cm ²]	A_{\min} [cm ²]	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ [cm ²]
1	14.46	GQE	0.051	SSA	0.973	1.52	3.75	3HA14+3HA12	8,01
2	22.9	GQE	0.08	SSA	0.958	2.45	3.75	3HA14+3HA12	8,01
3	30.91	GQE	0.111	SSA	0.940	3.37	3.75	3HA14+3HA12	8,01
4	37.2	GQE	0.133	SSA	0.928	4.11	3.75	3HA14+3HA12	8,01
5	42.14	0.8GE	0.151	SSA	0.917	4.71	3.75	3HA14+3HA12	8,01
6	44.51	GQE	0.160	SSA	0.912	5.008	3.75	3HA14+3HA12	8,01
7	46.76	GQE	0.168	SSA	0.907	5.29	3.75	3HA14+3HA12	8,01
8	48.88	GQE	0.175	SSA	0.902	5.56	3.75	3HA14+3HA12	8,01
9	49.46	GQE	0.177	SSA	0.901	5.63	3.75	3HA14+3HA12	8,01
10	51.27	GQE	0.184	SSA	0.898	5.85	3.75	3HA14+3HA12	8,01
11	43.43	GQE	0.156	SSA	0.915	4.87	3.75	3HA14+3HA12	8,01
Ferrailage des poutres secondaires									
Armatures aux appuis									
NIV	M_{\max} [KN.m]	Comb	μ	Obs	β	A_{calcul} [cm ²]	A_{\min} [cm ²]	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ [cm ²]
1	37.84	ELU	0.135	SSA	0.927	4.18	3.75	3HA14+3HA12	8,01
2	37.84	ELU	0.135	SSA	0.927	4.18	3.75	3HA14+3HA12	8,01
3	38.7	ELU	0.139	SSA	0.924	4.29	3.75	3HA14+3HA12	8,01
4	40.75	GQE	0.146	SSA	0.921	4.45	3.75	3HA14+3HA12	8,01
5	45.79	GQE	0.164	SSA	0.910	5.16	3.75	3HA14+3HA12	8,01
6	48.92	GQE	0.175	SSA	0.902	5.56	3.75	3HA14+3HA12	8,01
7	52.24	GQE	0.187	SSA	0.895	5.99	3.75	3HA14+3HA12	8,01
8	54.25	GQE	0.162	SSA	0.911	6.11	3.75	3HA14+3HA12	8,01
9	55.05	GQE	0.197	SSA	0.889	6.35	3.75	3HA14+3HA12	8,01
10	56	GQE	0.201	SSA	0.886	6.48	3.75	3HA14+3HA12	8,01
11	52.47	GQE	0.188	SSA	0.895	6.01	3.75	3HA14+3HA12	8,01

VI.5) Vérifications à l'ELU :**1) Vérification de la condition de non fragilité :** (Art A.4.2,1 /BAEL 91 modifié 99)

$$A_{sadopt} \geq A_{min} .$$

➤ Poutres principales :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,195 cm^2 ..$$

$$D'où A_s = 10,64 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} . \quad (\text{En travée})$$

$$A_s = 14,04 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} . \quad (\text{Sur appuis})$$

➤ Poutres secondaires :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 cm^2 ..$$

$$D'où A_s = 8,01 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} . \quad (\text{En travée})$$

$$A_s = 8,01 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} . \quad (\text{Sur appuis})$$

2) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

(Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99)

Pour qu'il n'y est pas risque d'entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

V_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

➤ Sens principale :

$$\sum U_i = \langle 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,6 \rangle = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{96 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,33 \times 0,2826} = 1,14 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \rangle 1,14 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Sens secondaire :

$$\sum U_i = \langle 3 \times 3,14 \times 1,2 + 3 \times 3,14 \times 1,6 \rangle = 26,37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{36,3 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,28 \times 0,2637} = 0,54 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \rangle 0,54 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

3) Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.5.1./BAEL 91 modifié 91)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

➤ Sens principale :

$$V_u = T_{\max} = 96 \text{ KN.}$$

$$D'où : \quad \tau_u = \frac{96 \times 10}{30 \times 33} = 0,96 \text{ MPa} \langle 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire :

$$V_u = T_{\max} = 36,3 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{36,3 \times 10}{25 \times 28} = 0,51 \text{ MPa} \langle 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- **Influence sur le béton :** (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

➤ **Sens principale :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 33 \times 30 \times 16,67 \times 10^2 = 594,11 \text{ KN}.$$

$$V_u = 96 \leq 594,11 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 25 \times 28 \times 16,66 \times 10^2 = 419,832 \text{ KN}.$$

$$V_u = 36.3 \leq 419.832 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures :** (Art A.5.1,312/BEAL 91 modifié 99)

$$A_{adopt} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec : M_u : était pris avec son signe.

Si : $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$ la vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Sens principale :**

$$A_{adopt} = 10.64 \geq \frac{1,15}{400} \left(96 + \frac{-64.29}{0,9 \times 0.33} \right).$$

$$A_{adopt} = 10.64 \text{ cm}^2 \geq -0.34 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens secondaire :**

$$A_{adopt} = 8.01 \geq \frac{1,15}{400} \left(36.3 + \frac{-40.01}{0,9 \times 0.28} \right).$$

$$A_{adopt} = 8.01 \text{ cm}^2 \geq -0.35 \text{ cm}^2$$

5) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

Pour les : $\Phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les : $\Phi 16$: $l_s = 56.43 \text{ cm}$.

Pour les : $\Phi 20$: $l_s = 70.54 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** l_s » pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19.752 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 22.572 \text{ cm}$.

Pour les : $\Phi 20$: $l_s = 28.216 \text{ cm}$.

6) calcul des armatures transversales :**✓ Poutres principales :**

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.4, 30\right) = 8.75 \text{ cm}.$$

Soit à prendre : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$.

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

✓ Poutres secondaires:

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.4, 30\text{cm}\right) = 7.5\text{cm}.$$

Soit à prendre : $S_t = 7\text{ cm}$.

Zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}.$

Soit à prendre : $S_t = 15\text{ cm}$

- **Diamètre des armatures transversal :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{\text{lim}}, \frac{b}{10}\right)$$

- ✓ **Poutres principales :**

$$\Phi_t \leq \min(1, 1.4, 3)$$

ϕ : le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- ✓ **Poutres secondaire :**

$$\Phi_t \leq \min(0.85, 1.4, 2.5)$$

Remarque :

On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

Soit un cadre et une épingle en HA8.

On adopte une section d'armatures transversales $A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{ cm}^2$

7) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 S_t b$$

$$. A_t^{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

8) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutres principales : $L = 2 \times 35 = 70$ cm.
- Poutres secondaires : $L = 2 \times 30 = 60$ cm.

VL.6) Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limites de déformation.

1)Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99)

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

- Contrainte admissible du béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On calcul ; $\rho_1 = \frac{100A}{bd}$, puis on déduit les valeurs de β_1 et k .

Les contraintes valent alors : $\sigma_{bc} = \frac{1}{K} \cdot \sigma_s$ et $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$.

- **Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :**

	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (Mpa)	Obs
Aux appuis	46,87	14,04	1,41	0.842	16.65	120.14	7,2	15	vérifiée
En Travées	26,55	10.64	1,07	0,857	19.96	88.23	4,42	15	vérifiée

Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires :

	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	Obs
Aux appuis	29,28	8,01	1.14	0.855	19.48	152,69	7.83	15	vérifiée
En travées	17,41	8,01	1.14	0.855	19.48	90.79	4,66	15	vérifiée

⇒ les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

➤ **Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\text{Sens longitudinal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Sens transversal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3100}{500} = 6.2 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } \bar{f} = \frac{M_s \times L^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{a}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad (\text{Voir l'état limite de résistance du béton en compression}).$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,0072}{\rho}$$

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

Sens Transversal

niveaux	Ms (kN,m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)	f (mm)
11	43.100	4000	10818.87	35	14.04	0.014	0.500	112.01	0.443	157784	142076.4	4.486
10	46.870	4000	10818.87	35	14.04	0.014	0.500	117.613	0.516	157784	137990.3	5.023
9	44.450	4000	10818.87	35	14.04	0.014	0.500	99.150	0.439	157784	142314.8	4.619
8	42.390	4000	10818.87	35	14.04	0.014	0.500	94.555	0.416	157784	143665.1	4.364
7	39.250	4000	10818.87	35	14.04	0.014	0.500	87.551	0.377	157784	146009.3	3.976
6	35.950	4000	10818.87	35	14.04	0.014	0.500	80.190	0.331	157784	148937.4	3.570
5	33.420	4000	10818.87	35	14.04	0.014	0.500	74.546	0.290	157784	151596.3	3.260
4	30.580	4000	10818.87	35	14.04	0.014	0.500	68.212	0.238	157784	155137.8	2.915
3	28.800	4000	10818.87	35	14.04	0.014	0.500	64.241	0.201	157784	157737.4	2.700
2	26.920	4000	10818.87	35	14.04	0.014	0.500	60.048	0.158	157784	160882.8	2.475
1	25.510	4000	10818.87	35	14.04	0.014	0.500	56.902	0.122	157784	163569.6	2.306

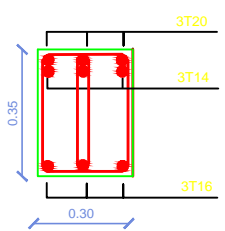
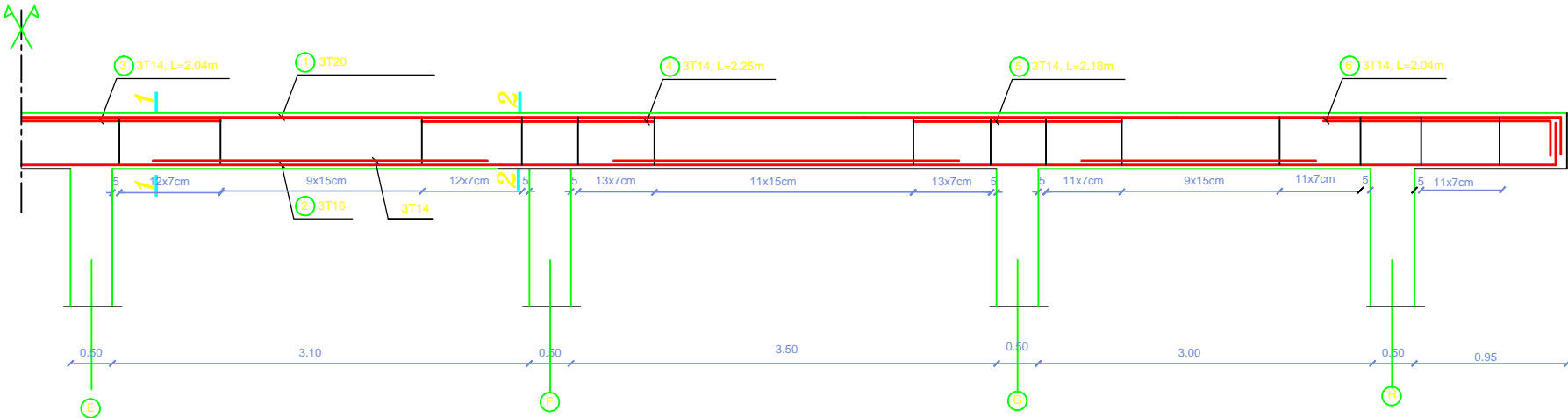
	Sens Longitudinal											
niveaux	Ms (kN,m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λv	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)	f (mm)
11	28.770	3100	10818.87	30	8.01	0.011	0.650	126.542	0.44	57812	49439.0	5.169
10	28.770	3100	10818.87	30	8.01	0.011	0.650	126.542	0.44	57812	49439.0	5.169
9	28.770	3100	10818.87	30	8.01	0.011	0.65	126.542	0.44	57812	49439.0	5.169
8	28.770	3100	10818.87	30	8.01	0.011	0.65	126.542	0.44	57812	49439.0	5.169
7	28.770	3100	10818.87	30	8.01	0.011	0.65	126.542	0.44	57812	49439.0	5.169
6	28.140	3100	10818.87	30	8.1	0.011	0.65	122.396	0.43	57812	49841.6	5.015
5	28.140	3100	10818.87	30	8.01	0.011	0.65	123.771	0.43	57812	49704.8	5.029
4	28.140	3100	10818.87	30	8.01	0.011	0.65	123.771	0.43	57812	49704.8	5.029
3	28.140	3100	10818.87	30	8.01	0.011	0.65	123.771	0.43	57812	49704.8	5.029
2	27.520	3100	10818.87	30	8.01	0.011	0.65	121.044	0.419	57812	49979.4	4.891
1	27.520	3100	10818.87	30	8.01	0.011	0.65	121.044	0.419	57812	49979.4	4.891

Disposition constructive :

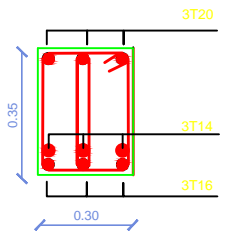
Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale
- ✓ A $\frac{1}{5}$ 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.
- ✓ A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

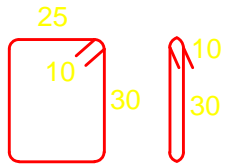
FERRAILLAGE LES POUTRES PRINCIPALES



COUPE1-1

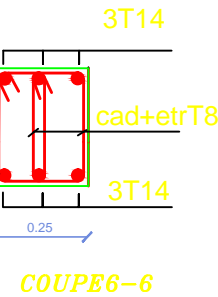
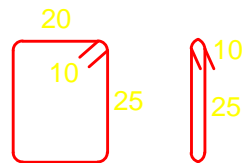
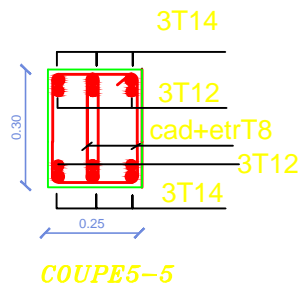
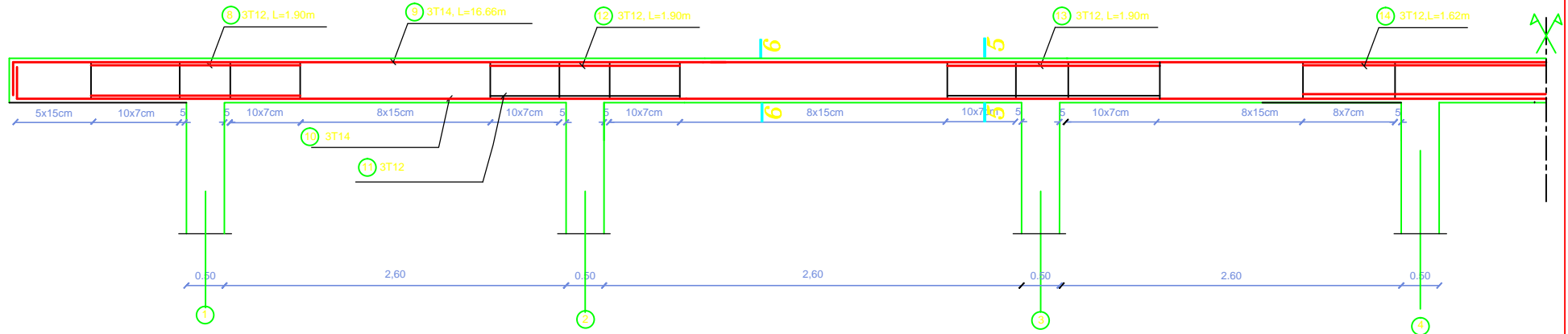


COUPE2-2



Republique algerienne democratique et populaireT b]j Yfglhf`Aci `ci XAUa a Yf] XY`Hn]`Ci nci; UW`hf`XY Yb Y`XY`U`Wbgf] V]cb Departement de genie civil		dfcdcgf`dUf
Etudie par	Mr MEDOUR RACHID Mr AIT ALIOUA ALAOUA	Echelle: 1/25-1/10
8]f]] f`dUf	Mr ILOULI	2012

FERRAILLAGE LES POUTRES SECONDAIRE



Republique algerienne democratique et populaireI b]j Yrgl]f' Aci `ci XA Ua a Yf] XY Hlj] Ci nci: UW'iy' XY' Yb]Y XY' U'Wbgfi V]cb Departement de genie civil		dfcdcgf'dUf
9hi X]f'dUf	Mr AIT ALIOUA ALAOUA Mr MEDOUR RACHID	Echelle: 1/25-1/10
8]f][f'dUf	Mr ILOULI SAID	2012

Chapitre VII

Ferraillage des poteaux

VII.1. Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E & \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

VII.2. Recommandations du R.P.A. 2003 :**VII.2.1. Les armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- **Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8\% \times b \times h$ (en zone IIa)**

Poteaux (50×50) : $A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Poteaux (45×45) : $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

- **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$**

Poteaux (50×50) : $A_{\min} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

- **Le pourcentage maximal en zone courante est de $3\% \times b \times h$**

Poteaux (50×50) : $A_{\min} = 0,03 \times 50 \times 50 = 75 \text{ cm}^2$

Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,03 \times 45 \times 45 = 60.75 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

- **Le diamètre minimal est de 12[mm].**
- **La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L$ (en zone IIa)**

- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

VII.3. Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

On aura :

- $h' = 60 \text{ cm}$.

- $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre principales de (30×35).

- $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$: poutre secondaires de (25×30).

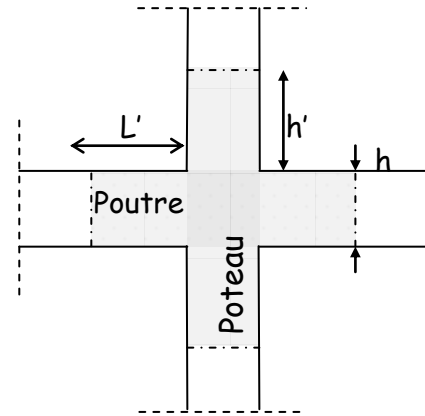


Figure : Délimitation de la zone nodale

VII.4. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e} \quad (\text{R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2})$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : L'élancement géométrique du poteau.$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

$$\left(\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ où } \lambda_g = \frac{I_f}{b} \right)$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

- **En zone IIa :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15 \text{ cm})$$

- **Zone de recouvrement :**

$$S_t \leq 15\Phi_L^{\min}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau .

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12mm$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

VII.5. Calcul du ferrailage :

VII.5.1. Etapes de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

- Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = \frac{M}{N}$.

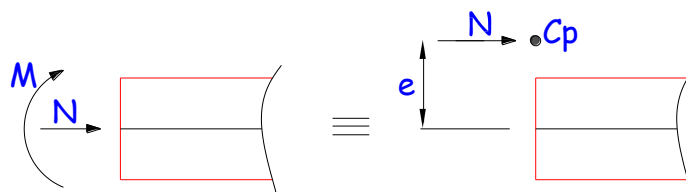


Figure : Section en flexion composée.

- Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

• Armatures longitudinales :

Etape de calcul :

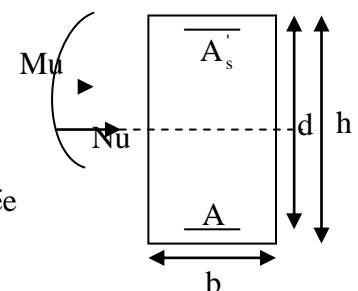
- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81\frac{c}{h})bh^2f_{bc} \rightarrow (A)$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow \text{Moment fictif}$$

► Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :



$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_l et A_l'

On calcule : $M_r = \mu_r bd^2 f_{bu}$

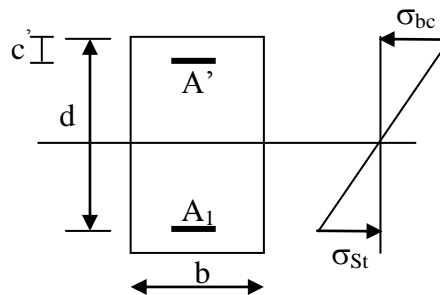
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_l' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s' = A_l'$, $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$.



► Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

► Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées .

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

► Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$ En situation durable

$\gamma_b = 1.15$ En situation accidentelle

N_u : effort de compression

VII.6. Ferraillage des poteaux sous M_2 : (sens longitudinal des poteaux) :

NIV	N (KN)	M (KN.m)	eu (m)	bxh	Obs	A_{lf}	A_s	A_{min}	A_{adp}	Choix des armatures
SS,RDC,	$N_{max} = -1673.2$	$M_{cor} = 0.6$	0.0003	50x50	SPC	26.73	-21.34	20	25.13	8HA20
	$N_{min} = 612.9$	$M_{cor} = 6.48$	0.01		SPC	9.26	-8.35			
	$N_{cor} = -643.8$	$M_{max} = 31.32$	0.04		SPC	11.40	-7.09			
1.2.3.4	$N_{max} = -1313.3$	$M_{cor} = 1.00$	0.00	45x45	SPC	20.82	-16.90	16.2	20.61	4HA16+4HA20
	$N_{min} = 285.9$	$M_{cor} = 2.79$	0.009		SPC	4.21	-3.99			
	$N_{cor} = -366.4$	$M_{max} = 43.12$	0.11		SPC	8.34	-2.18			
5.6.7.8.9	$N_{max} = -691.1$	$M_{cor} = 0.16$	0.0002	40x40	SPC	10.27	-9.58	12.8	14.20	4HA16+4HA14
	$N_{min} = 42$	$M_{cor} = 0.39$	0.009		SPC	0.6	-0.60			
	$N_{cor} = -112.9$	$M_{max} = 51.56$	0.45		SPC	5.70	2.45			

VII.7. Ferraillage des poteaux sous M_3 : (sens transversal des poteaux) :

NIV	N (KN)	M (KN.m)	eu (m)	bxh	Obs	A_{lf}	A_s	A_{min}	A_{adp}	Choix des armatures
SS,RDC,	$N_{max} = -1673.2$	$M_{cor} = 1.85$	0.001	50x50	SPC	26.85	-21.22	20	25.13	8HA20
	$N_{min} = 612.9$	$M_{cor} = 1.71$	0.002		SPC	8.95	-8.65			
	$N_{cor} = -139.9$	$M_{max} = 82.22$	0.58		SPC	7.10	3.08			
1.2.3.4	$N_{max} = -1313.3$	$M_{cor} = 4$	0.003	45x45	SPC	21.08	-16.65	16.2	20.61	4HA16+4HA20
	$N_{min} = 285.9$	$M_{cor} = 1.12$	0.003		SPC	4.10	-4.11			
	$N_{cor} = -134.2$	$M_{max} = 78.06$	0.58		SPC	7.40	3.54			
5.6.7.8.9	$N_{max} = -691.1$	$M_{cor} = 2.99$	0.004	40x40	SPC	10.52	-9.33	12.8	14.2	4HA16+4HA14
	$N_{min} = 42$	$M_{cor} = 3.06$	0.072		SPC	0.80	-0.40			
	$N_{cor} = -112.9$	$M_{max} = 62.35$	0.55		SPC	6.28	3.04			

VII.8. Vérifications à l'ELS :

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

➤ état limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ état limite de compression du béton :

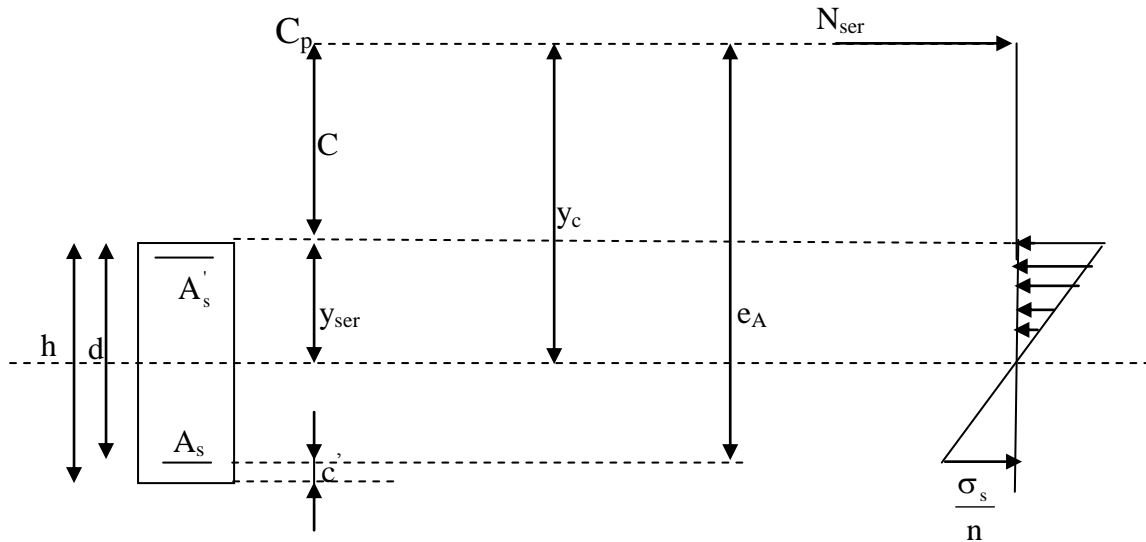
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

a) Section partiellement comprimée :



Position de centre de pression.

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression C_p comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$C = d - e_A$

avec : e_A de même signe que N_{ser} .

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression (à l'intérieur ou à l'extérieur de la section).

Si $N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d & (C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus}). \\ c > 0 \text{ si } e_A < d & (C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus}). \end{cases}$

On pose $y_{ser} = y_c - C$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

tq: $e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$.

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_c = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right)$.

2) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$.

3) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}$$

• **Calcul des contraintes :**

Hypothèses caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections planes restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé dans les calcul.

H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique à l'ELS.

$$\sigma_{bc} = E_b \varepsilon_b, \quad \sigma_{st} = E_s \varepsilon_s$$

σ_{bc} : contrainte dans le béton

E : module de Young. ε : déformation

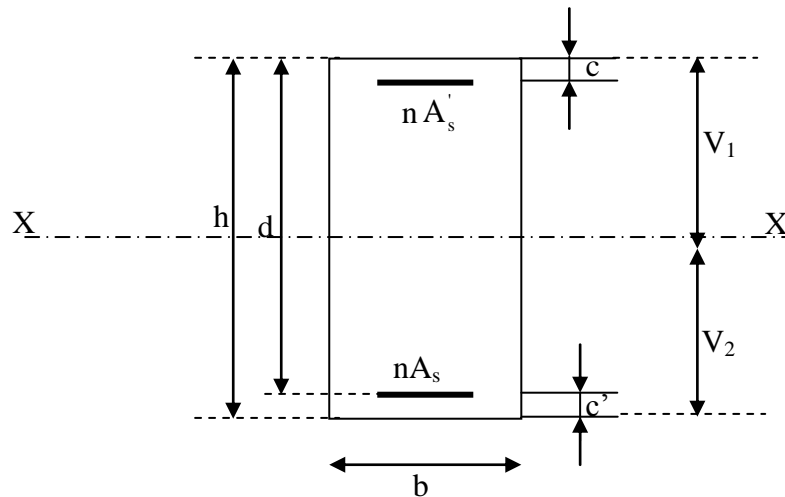
σ_{st} : contrainte dans l'acier

D'après le BAEL, il nous permet d'appliquer

au béton armé les formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

• **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c a d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = K y_{ser}$, $\sigma_s = nK(d - y_{ser})$ avec $n=15$.

Il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimé

b) Section entièrement comprimée :

➤ La section total homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

➤ Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - C')^2 - A'_s(V_1 - C')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

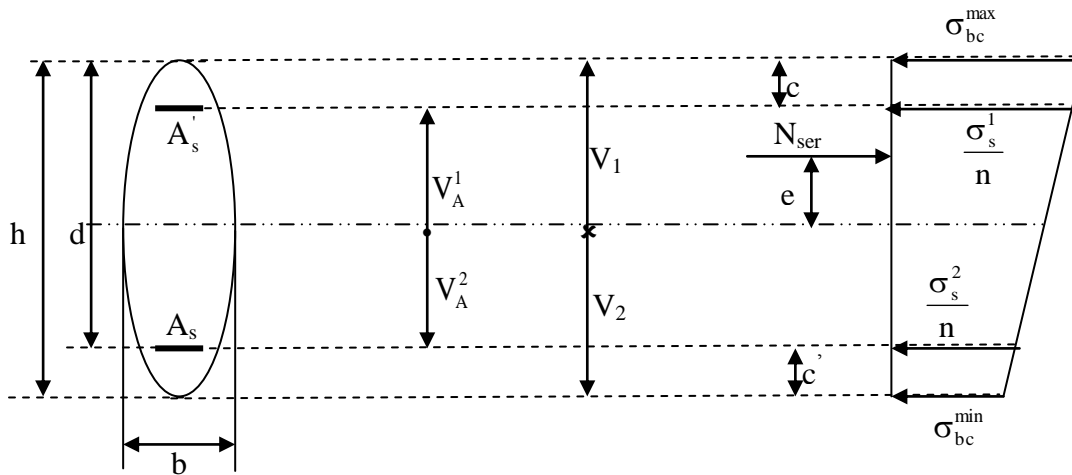
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

- **Sens longitudinal des poteaux :**

NIV	N (KN)	M (KN.m)	Obs	bxh	σ_s (MPa)	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Aadp (cm ²)	Obs
SS,RDC,	$N_{\max} = -1222.3$	$M_{\text{cor}} = 0.04$	SEC	50x50	56.4	3.80	3.80	15	348	25.13	8HA20
	$N_{\min} = -372.8$	$M_{\text{cor}} = -0.28$	SEC		17.3	1.2	1.10	15			
	$N_{\text{cor}} = -816.3$	$M_{\max} = 19.69$	SEC		45	3	2	15			
1.2.3.4	$N_{\max} = -959.4$	$M_{\text{cor}} = 0.07$	SEC	45x45	54.5	3.6	3.6	15	348	20.61	4HA16+ 4HA20
	$N_{\min} = -186.6$	$M_{\text{cor}} = 0.36$	SEC		10.8	0.7	0.7	15			
	$N_{\text{cor}} = -450.6$	$M_{\max} = 19.49$	SEC		35.5	2.4	1.00	15			
5.6.7.8.9	$N_{\max} = -505.1$	$M_{\text{cor}} = 0.12$	SEC	40x40	37.5	2.5	2.5	15	348	14.2	4HA16+ 4HA14
	$N_{\min} = -9.8$	$M_{\text{cor}} = 0.36$	SPC		1.00	0.1	0.1	15			
	$N_{\text{cor}} = -66.2$	$M_{\max} = -28.72$	SPC		38.9	2.2	0.01	15			

- **Sens transversale des poteaux :**

NIV	N (KN)	M (KN.m)	Obs	bxh	σ_s (MPa)	σ_b^1 (MPa)	σ_b^2 (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Aadp (cm ²)	Obs
SS,RDC,	N _{max} = -1222.3	M _{cor} = 1.34	SEC	50x50	56.9	3.8	3.7	15	348	25.12	8HA20
	N _{min} = -372.8	M _{cor} = -4.33	SEC		18.8	1.3	1	15			
	N _{cor} = -702.4	M _{max} = 23.73	SEC		41.3	2.8	1.5	15			
1.2.3.4	N _{max} = -959.4	M _{cor} = 2.91	SEC	45x45	55.9	3.7	3.5	15	348	20.61	4HA16+ 4HA20
	N _{min} = -186.6	M _{cor} = -4.71	SEC		13	0.9	0.5	15			
	N _{cor} = -371.3	M _{max} = 32.88	SEC		37.9	2.6	0.2	15			
5.6.7.8.9	N _{max} = -505.1	M _{cor} = 2.17	SEC	40x40	39.1	2.6	2.4	15	348	14.2	4HA16+ 4HA14
	N _{min} = -9.8	M _{cor} = 0.98	SPC		1.5	0.1	0	15			
	N _{cor} = -67.7	M _{max} = 41.72	SPC		64.4	3.1	0	15			

VIII.9. Recommandations et exigences du RPA99 :

Le pourcentage maximal est $\geq 3\%$ en zone courante (ZC)
 $\geq 6\%$ en zone de recouvrement (ZR)

niveaux	Section (b × h) (cm ²)	Section Adapté (cm)	A _{max} (ZC)	A _{max} (ZR)	Observation
SS.RDC	50×50	25.12	75	150	vérifiée
1.2.3.4	45×45	20.61	60.75	121.5	vérifiée
5.6.7.8.9	40×40	14.2	48	96	vérifiée

- **Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221) :**

$$\ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 14 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$$

Pour les HA 16 : $\ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}^2$

Pour les HA 20 : $\ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2.0 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.55 \text{ cm}^2$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi$

Pour les **HA14** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les **HA16** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour les **HA20** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$

• **Calcul des armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance fe E235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée selon le RPA99 par:

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

-En zone nodale : $t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.4 ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $t \leq 15\phi = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $t = 15 \text{ cm}$.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

-Diamètre : D'après le (BAEL 91), le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$
Soit un cadre de HA8+ 1 losange de HA8

-Longueurs de recouvrement : $L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

-Espacement des armatures : (BAEL91/Art8.13) :

$$S_t \leq \min(15\phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm}) = \min(15 \times 1.4, 40 \text{ cm}, 40 + 10 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}.$$

Avec a : le plus petit des côtés pour les poteaux.

➤ **Recommandations de l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.4, 15\text{cm}) = 14\text{cm}.$$

-En zone courante :

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 21\text{cm}.$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale $S_t = 10\text{cm}$.

En zone courante $S_t = 14\text{cm}$.

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

λ_g : Elancement géométrique du pote

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{B}}, l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.85 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.85}{0.50} = 5.7$$

$$\mu > 5$$

$$\text{En zone nodale : } A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 50 \times 12 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :**

$$\tau_b = Vu / b \times d \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

niv	V_u (KN)	λ_g	b (cm)	d (cm)	ρ_b	τ_b (MPa)	τ_{bu} (MP)	observation
SS	14.9	5.7	50	48	0,075	0.062	1,875	Vérifiée
RDC	48.88	5.7	50	48	0.075	0.204	1.875	Vérifiée
1	42.5	4.82	45	43	0.04	0.219	1	Vérifiée
2	49.6	4.82	45	43	0,04	0.256	1	Vérifiée
3	49.2	4.82	45	43	0.04	0.254	1	Vérifiée
4	52.5	4.82	45	43	0.04	0.271	1	Vérifiée
5	39.1	5.425	40	38	0.075	0.257	1.875	Vérifiée
6	40.6	5.425	40	38	0.075	0.267	1.875	Vérifiée
7	37.6	5.425	40	38	0.075	0.247	1.875	Vérifiée
8	33.3	5.425	40	38	0.075	0.219	1.875	Vérifiée
9	41.1	5.425	40	38	0.075	0.270	1.875	Vérifiée

Tableau : vérification de l'effort tranchant

- **Condition de non fragilité** (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiée 99).

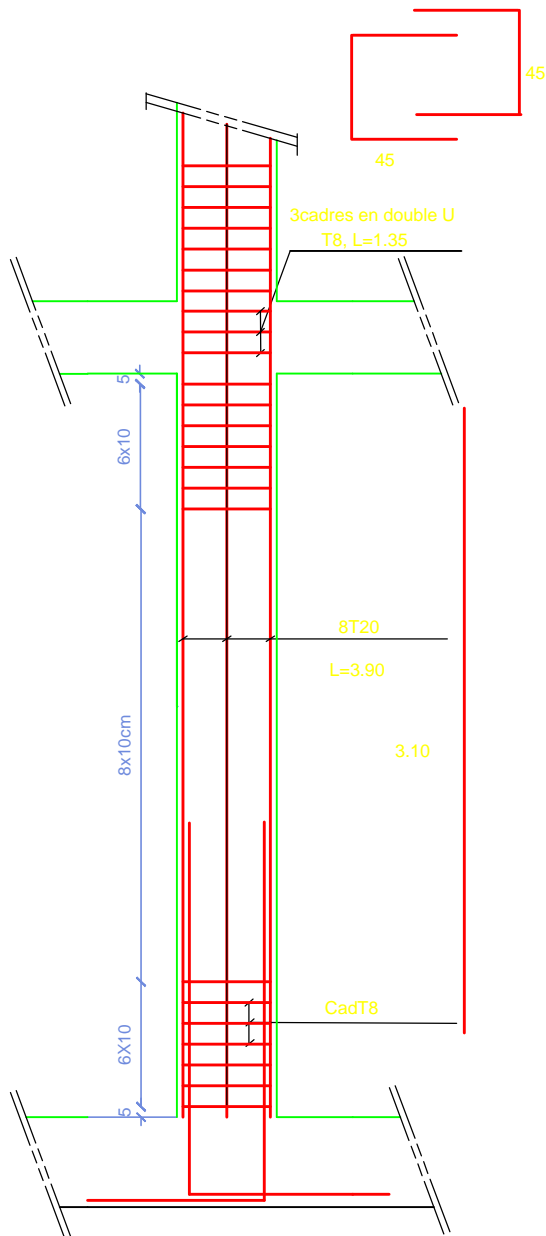
La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante:

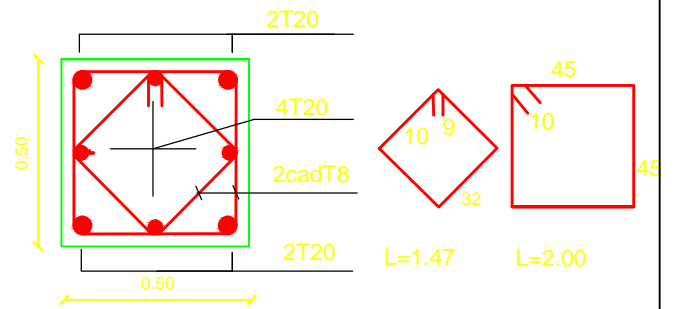
$$A_{adaptée} \geq A_{min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{es - 0.455(d)}{es - 0.185(d)} \right] bd$$

niveau	section	sens	N(KN)	M(KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	obs
sous-s sous- so RDC	50x50	x-x	N _{max} = -1222.3	M _{cor} = 0.04	3E-05	7,13	25.12	CV
			N _{min} = -372.8	M _{cor} = -0.28	0,0008	7,16		
			N _{cor} = -816.3	M _{max} = 19.69	0,0241	8,7		
		y-y	N _{max} = -1222.3	M _{cor} = 1.34	0,0011	7,18		
			N _{min} = -372.8	M _{cor} = -4.33	0,0116	7,76		
			N _{cor} = -702.4	M _{max} = 23.73	0,0338	9,72		
1-2-3- 4	45x45	x-x	N _{max} = -959.4	M _{cor} = 0.07	7E-05	5,75	20.61	CV
			N _{min} = -186.6	M _{cor} = 0.36	0,0019	5,83		
			N _{cor} = -450.6	M _{max} = 19.49	0,0433	9,81		
		y-y	N _{max} = -959.4	M _{cor} = 2.91	0,003	5,88		
			N _{min} = -186.6	M _{cor} = -4.71	0,0252	7,33		
			N _{cor} = -371.3	M _{max} = 32.88	0,8815	2		
5,6 ,7,8,9	40x40	x-x	N _{max} = -505.1	M _{cor} = 0.12	0,0002	4,52	14.20	CV
			N _{min} = -9.8	M _{cor} = 0.36	0,0367	7,45		
			N _{cor} = -66.2	M _{max} = -28.72	0,4338	1,32		
		y-y	N _{max} = -505.1	M _{cor} = 2.17	0,0043	4,69		
			N _{min} = -9.8	M _{cor} = 0.98	0,1	-4,5		
			N _{cor} = -67.7	M _{max} = 41.72	0,6162	1,49		

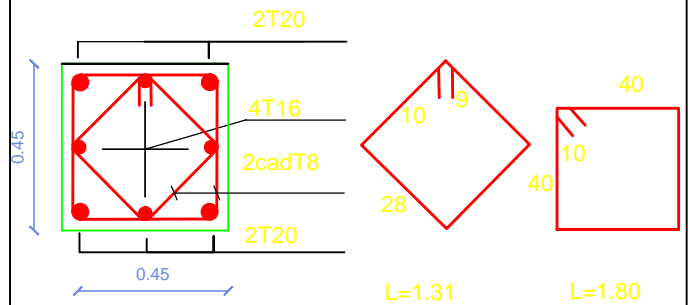
Tableau : vérification la Condition de non fragilité



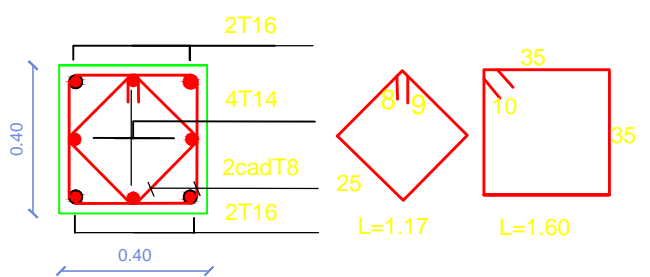
coupe poteau zoneI



coupe poteau zoneII



coupe poteau zoneIII



ferraillages des poteaux

Republique algerienne democratique et populaire
I b]j Yfglh' Aci `ci X'AUa a Yf] XY'HC
: UW hf'XY[Yb]Y XY`U Wbgfi Mlb
 Departement de genie civil

dfcdcgf`dUf

9hi X]f`dUf

Mr medour rachid
 Mr ait alioua alaoua

Echelle: 1/25

8]f][f`dUf

Mr ilouli

2012

Chapitre VIII

Etude des voiles

VIII.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferraillage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone 1 : SS, RDC étages
- Zone 2 : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages
- Zone 3 : 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étages
-

VIII.2 Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E & \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

VIII.3 Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

1. 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

a. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile

b. Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

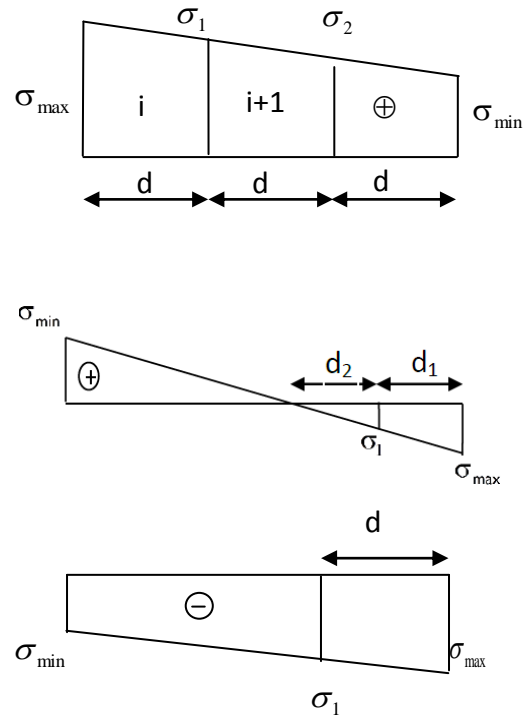


Figure : Diagrammes des contraintes des différentes sections

2. Détermination des armatures :

a. SEC :

• **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

• **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

b. **SET :**• **Armatures verticales :**

$$\text{Avec : } \sigma_s = 348 MP_a$$

• **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$$

c. **SPC :**• **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$$

3. Exigences du RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %

- En zones courantes 0.10 %

- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

• **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ .

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

• **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 (RPA 2003 Art .7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

• **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

4. Disposition constructive :

- **Espacement :**

D'après le R.P.A.99 version 2003 (**Art 7.7.4.3**), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

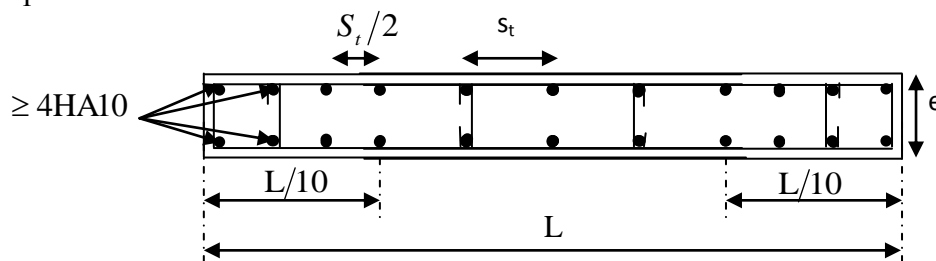


Figure: Disposition des armatures verticales dans les voiles

5. Vérification :

Vérification à L'ELS : Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} \quad \text{avec : } v = 1.4 v_{u, \text{calculé}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99) : Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 2.11 /BAEL91 modifiées 99)

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b d}$ et $\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$ pour une fissuration préjudiciable.

6. Exemple de calcul : (zone III voile $V_{x1} = V_{x2} = V_{x3} = \dots V_{x20}$)

Soit à calculer le ferrailage du voile V_{x1} de longueur $L = 1.200 \text{ m}$ (RDCetSOUS-SOL) et d'épaisseur $e = 25 \text{ cm}$

Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V_{x1} qui sont comme suites :

$\sigma_{\max} = +1774.2 \text{ KN/m}^2$ (traction)

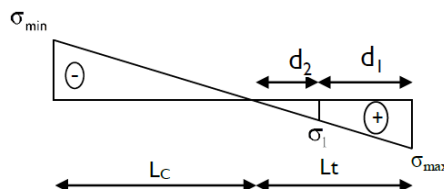
$\sigma_{\min} = -2782.2 \text{ KN/m}^2$ (compression)

La section est partiellement comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = 0.73 \text{ m}$$

D'où la longueur tendue $L_t = 0.47 \text{ m}$



Détermination de la longueur de la bande « d »

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad d \leq \min \left(\frac{2.90}{2}, \frac{2}{3} 0.73 \right) = 0.49 \text{ m}$$

On opte pour $d = 0.24 \text{ m}$ donné par le maillage en 4 parties

Nos voiles présentent une symétrie parfaite donc pour cela on étudie deux bandes :

bande 1 de longueur d_1 (bande extrême)

bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

Ferrailage du voile :

Pour le calcul du ferrailage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur L_t .

Pour ce qui est des parties comprimées : nous avons une contrainte maximale de compression

$\sigma = -2782.2 \text{ KN/m}^2$, le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet effort de compression

Donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferrailés avec le ferrailage minimum.

Calcul de la section d'acier :

Bande 1 : on a $d = d_1 = 0.24 \text{ m}$ et $e = 25 \text{ cm}$

$$\sigma_{\max} = 1774.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot \sigma_{\max} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = 868.23 \text{ KN/m}$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à : $N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = 79.27 \text{ KN}$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{79.27 \times 10}{348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

Bande 2 : on a $d_2 = L_t - d_1 = 0.23 \text{ m}$ et $e = 25 \text{ cm}$

$$\sigma_1 = 604.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0 \text{ KN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à : $N_2 = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = 24.96 \text{ KN}$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{24.96 \times 10}{348} = 0.72 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal par bande tendue:**

Le pourcentage minimal exigé par le **RPA** pour chaque bande tendue est de 0,2 % B.

Par conséquent chaque maille ($d=0.24 \text{ m}$) devrait être ferrillée avec une section d'armature supérieur à :

Bande 1 $A_{\min} = 0.002 \times 0.24 \times 0.25 \times 10^4 = 1.2 \text{ cm}^2$

Bande 2 $A_{\min} = 0.002 \times 0.23 \times 0.25 \times 10^4 = 1.15 \text{ cm}^2$

• **Section d'acier /nappe /bande :**

Bande 1 : $\frac{A_{v1}}{2} = 1.14 \text{ cm}^2$

Bande 2 : $\frac{A_{\min}}{2} = 0.58 \text{ cm}^2$

- **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 20.15 \times 10}{400} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

- **Armature totale :**

Bande 1 : $A_{\text{tot1}} = \frac{A_{vj}}{4} + \frac{A_{v1}}{2} = 1.34 \text{ cm}^2$ on adopte 3HA12 = 3.39 cm²

Bande 2 : $A_{\text{tot1}} = \frac{A_{vj}}{4} + \frac{A_{v2}}{2} = 0.78 \text{ cm}^2$ on adopte 2HA12 = 2.26 cm²

• **Vérifications :**

- **Pourcentage minimal dans le voile :** Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e}, 0.15\% B \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{120 \times 25 \times 2.1}{400}, 0.0015 \times 120 \times 25 \right)$$

$$A_{\min} = 15.75 \text{ cm}^2$$

La section totale adopté dans le voile est égale à :

$$12\text{HA}12 + 8\text{HA}12 + 10\text{HA}12 = 21.6 \text{ cm}^2$$

- **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}, 0.15\% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left(\frac{33.9}{4}, 0.0015 \times 120 \times 25 \right)$$

$$A_h \geq 8.48 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 8.48 / 2 = 4.24 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

On adopte : 6 HA10 (e=16cm) = 4.71 cm²

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

- **Vérification des contraintes :**

L'effort tranchant V_u est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement S_{12} par la surface de cisaillement :

$$V_u = S_{12} . d . e$$

- **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{20.15 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 1200} = 0.075 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.075 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \ll \text{coura (ou } 3.26 \text{ MPa} \ll \text{accid)}$$

condition vérifiée.

- **RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{V}{b_o d} = \frac{1.4 \times 20.15 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 1200} = 0.104 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.104 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

• **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} = \frac{436.4 \times 10^3}{250 \times 1200 + 15 \times 33.9 \times 10^2} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

• **Ferrailage des voiles longitudinales :**

Nos voiles présentent une symétrie parfaite, par conséquent, on a qu'à ferrailer pour tout les voiles .

		Zone 1	Zone 2	Zone 3
L [m]		1.2	1.2	1.2
ep [m]		0.25	0.25	0.25
d [m]		0.61	0.64	0.49
Bande 1	d ₁ [m]	0.29	0.24	0.24
	σ _t [KN/m ²]	1948.1	981.8	1774.2
	σ ₁ [KN/m ²]	/	/	868.23
	N ₁ [kN]	70.62	29.45	79.27
	A _{v1} [cm ²]	2.03	0.85	2.28
Bande 2	d ₂ [m]	/	/	0.23
	σ ₁ [KN/m ²]	/	/	868.23
	σ ₂ [KN/m ²]	/	/	/
	N ₂ [kN]	/	/	24.96
	A _{v2} [cm ²]	/	/	0.72
A _{min} / bandes [cm ²]		1.45	1.2	1.2
A _{min} / bandes [cm ²]		/	/	1.15
Armatures de couture Avj [cm ²]/L		1.00	0.82	0.78
A ₁ / bandes [cm ²]= A _{v1} /2		1.015	0.60	1.14
A ₂ / bandes [cm ²]= A _{v2} /2		/	/	0.58
A _{tot1} /nappe= A ₁ + Avj/4		1.52	1.01	1.34
A _{tot2} /nappe= A ₂ + Avj/4		/	/	0.78
Choix par nappe/bande	A _{tot1} [cm ²]	3.39	3.39	3.39
	A _{tot2} [cm ²]	/	/	2.26
Espacement	Bande1	10cm	10cm	10cm
	Bande2	/	/	/
A _{min} voile [cm ²]		15.75 CV	15.75 CV	15.75 CV
Armatures horizontales	/nappe [cm ²]	3.39	3.39	4.24
	Ado/nappe[cm ²]	S sols, RDC et 1,2,3,4 ^{eme} étages: 5HA10 (e=20cm)= 3.93cm ² , et 5 ,6, ... aux 9 ^{eme} étages : 6HA10 (e=15cm)=4.71cm ²		
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²		
Effort tranchant V _u [kN]		25.98	21.27	20.15
Contraintes cisaillement	τ _b [MPa]	0.135 < 5.00 CV	0.110 < 5.00 CV	0.104 < 5.00 CV
	τ _u [MPa]	0.096 < 2.50 CV	0.079 < 2.50 CV	0.075 < 2.50 CV
Contraintes ELS	N _s [kN]	1991	735.1	436.4
	σ _{bc} [MPa]	5.84 < 15 CV	2.16 < 15 CV	1.24 < 15 CV
obs	/	SPC	SPC	SPC

• **Ferrailage des voiles transversaux :**

Nos voiles V_{y1} et V_{y2} présentent une symétrie parfaite, par conséquent, on a qu'à ferrailer un des deux

		Zone 1	Zone 2	Zone 3
L [m]		3.10	3.10	3.10
ep [m]		0.25	0.25	0.25
d [m]		1.45	1.45	1.28
Bande 1	d ₁ [m]	0.335	0.335	0.60
	σ_t [KN/m ²]	1450.8	983.2	1771.6
	σ_1 [KN/m ²]	725.4	424.94	870.79
	N ₁ [kN]	91.13	58.97	198.18
	A _{v1} [cm ²]	2.62	1.69	5.69
Bande 2	d ₂ [m]	0.335	0.255	0.58
	σ_1 [KN/m ²]	725.4	424.94	870.79
	σ_2 [KN/m ²]	/	/	/
	N ₂ [kN]	30.38	13.54	63.13
	A _{v2} [cm ²]	0.87	0.39	1.81
A _{min} / bandes [cm ²]		1.68	1.68	3.00
A _{min} / bandes [cm ²]		1.68	1.28	2.9
Armatures de couture Avj [cm ²]/L		1.70	1.64	2.26
A ₁ / bandes [cm ²]- Av ₁ /2		1.31	0.85	2.85
A ₂ / bandes [cm ²]- Av ₂ /2		0.84	0.64	1.45
A _{tot1} /nappe= A ₁ + Avj/4		1.74	1.26	3.42
A _{tot2} /nappe= A ₂ + Avj/4		1.27	1.05	2.015
Choix par nappe/bande	A _{tot1} [cm ²]	3.39	3.39	5.65
	A _{tot2} [cm ²]	2.26	2.26	3.39
Espacement	Bande1	10cm	10cm	10cm
	Bande2	10cm	10cm	20cm
A _{min} voile [cm ²]		40.69 CV	40.69 CV	40.69 CV
Armatures horizontales	/nappe [cm ²]	7.07	7.07	7.92
	Ado/nappe[cm ²]	S sols, RDC et 1,2,3,4 ^{eme} étages: 9HA10 (e=25cm)= 7.07cm ² , et 5,6, ... aux 9 ^{eme} étages : 10HA10 (e=20cm)=7.85cm ²		
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²		
Effort tranchant V _u [kN]		44.19	42.66	58.73
Contraintes cisaillement	τ_b [MPa]	0.089 < 5.00 CV	0.086 < 5.00 CV	0.118 < 5.00 CV
	τ_u [MPa]	0.063 < 2.50 CV	0.061 < 2.50 CV	0.084 < 2.50 CV
Contraintes ELS	N _s [kN]	1914.4	1669.2	997.4
	σ_{bc} [MPa]	2.23 < 15 CV	1.94 < 15 CV	1.15 < 15 CV
obs	/	SPC	SPC	SPC

• **Ferrailage des voiles longitudinales** :(La cage d'ascenseur)

Nos voiles présentent une symétrie parfaite, par conséquent, on a qu'à ferrailer pour tout les voiles .

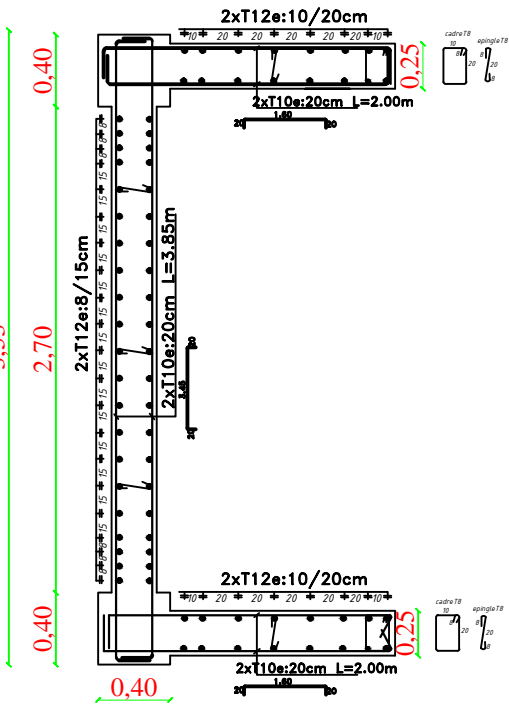
		Zone 1	Zone 2	Zone 3
L [m]		1.50	1.50	1.50
ep [m]		0.20	0.20	0.20
d [m]		0.72	0.93	0.79
Bande 1	d ₁ [m]	0.42	0.104	0.31
	σ _t [KN/m ²]	1807.4	195.9	379.6
	σ ₁ [KN/m ²]	/	/	/
	N ₁ [kN]	75.81	2.04	11.77
	A _{v1} [cm ²]	2.18	0.059	0.34
Bande 2	d ₂ [m]	/	/	/
	σ ₁ [KN/m ²]	/	/	/
	σ ₂ [KN/m ²]	/	/	/
	N ₂ [kN]	/	/	/
	A _{v2} [cm ²]	/	/	/
A _{min} / bandes [cm ²]		1.68	0.416	1.24
A _{min} / bandes [cm ²]		/	/	/
Armatures de couture Avj [cm ²]/L		2.31	0.47	0.83
A ₁ / bandes [cm ²]= Av ₁ /2		1.09	0.208	0.62
A ₂ / bandes [cm ²]= Av ₂ /2		/	/	/
A _{tot1} /nappe= A ₁ + Avj/2		2.24	0.68	1.04
A _{tot2} /nappe= A ₂ + Avj/2		/	/	/
Choix par nappe/bande	A _{tot1} [cm ²]	5.65	2.26	4.52
	A _{tot2} [cm ²]	/	/	/
Espacement	Bande1	10cm	10cm	10cm
	Bande2	/	/	/
A _{min} voile [cm ²]		15.75 CV	15.75 CV	15.75 CV
Armatures horizontales	/nappe [cm ²]	4.53	3.11	3.96
	Ado/nappe[cm ²]	S sols, RDC : 6HA10 (e=15cm)= 4.71cm ² , et 1,2,3,4 ^{eme} étages : 5HA10 (e=20cm)= 3.93cm ² et 5, 6, ... aux 9 ^{eme} étages : 6HA10 (e=15cm)=4.71cm ²		
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²		
Effort tranchant V _u [kN]		59.89	12.21	21.56
Contraintes cisaillement	τ _b [MPa]	0.311 < 5.00 CV	0.063 < 5.00 CV	0.112 < 5.00 CV
	τ _u [MPa]	0.222 < 2.50 CV	0.045 < 2.50 CV	0.080 < 2.50 CV
Contraintes ELS	N _s [kN]			
	σ _{bc} [MPa]	< 15 CV	< 15 CV	< 15 CV
obs	/	SPC	SPC	SPC

• **Ferrailage des voiles transversaux :**

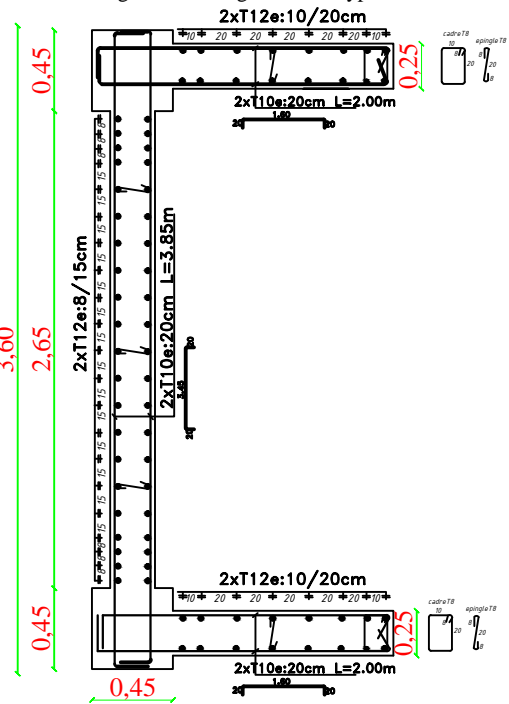
Nos voiles V_{T1} et V_{T2} présentent une symétrie parfaite, par conséquent, on a qu'à ferrailer un des deux

		Zone 1	Zone 2	Zone 3
L [m]		1.50	1.50	1.50
ep [m]		0.20	0.20	0.20
d [m]		0.62	0.62	0.63
Bande 1	d₁ [m]	0.58	0.57	0.55
	σ_t [KN/m²]	3257.2	2916	2714.4
	σ_1 [KN/m²]	/	/	/
	N₁ [kN]	188.92	166.21	149.84
	A_{v1} [cm²]	5.43	4.78	4.31
Bande 2	d₂ [m]	/	/	/
	σ_1 [KN/m²]	/	/	/
	σ_2 [KN/m²]	/	/	/
	N₂ [kN]	/	/	/
	A_{v2} [cm²]	/	/	/
A_{min} / bandes [cm²]		2.32	2.28	2.20
A_{min} / bandes [cm²]		/	/	/
Armatures de couture Avj [cm²]/L		2.60	2.24	1.10
A₁ / bandes [cm²]= A_{v1}/2		2.72	2.39	2.16
A₂ / bandes [cm²]= A_{v2}/2		/	/	/
A_{tot1}/nappe= A₁+ Avj/2		4.02	3.51	2.71
A_{tot2}/nappe= A₂+ Avj/2		/	/	/
Choix par nappe/bande	A_{tot1} [cm²]	4.52	4.52	4.52
	A_{tot2} [cm²]	/	/	/
Espacement	Bande1	10cm	10cm	10cm
	Bande2	/	/	/
A_{min} voile [cm²]		15.75 CV	15.75 CV	15.75 CV
Armatures horizontales	/nappe [cm²]	3.67	3.67	3.67
	Ado/nappe[cm²]	S sols, RDC : 5HA10 (e=20cm)= 3.93cm ² , et 1,2,3,4 ^{eme} étages : 5HA10 (e=20cm)= 3.93cm ² et 5,6, ... aux 9 ^{eme} étages : 5HA10 (e=20cm)=3.93cm ²		
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²		
Effort tranchant V_u [kN]		67.43	58.11	28.53
Contraintes cisaillement	τ_b [MPa]	0.350 < 5.00 CV	0.301 < 5.00 CV	0.148 < 5.00 CV
	τ_u [MPa]	0.250 < 2.50 CV	0.215 < 2.50 CV	0.106 < 2.50 CV
Contraintes ELS	Ns [kN]			
	σ_{bc} [MPa]	< 15 CV	< 15 CV	< 15 CV
obs	/	SPC	SPC	SPC

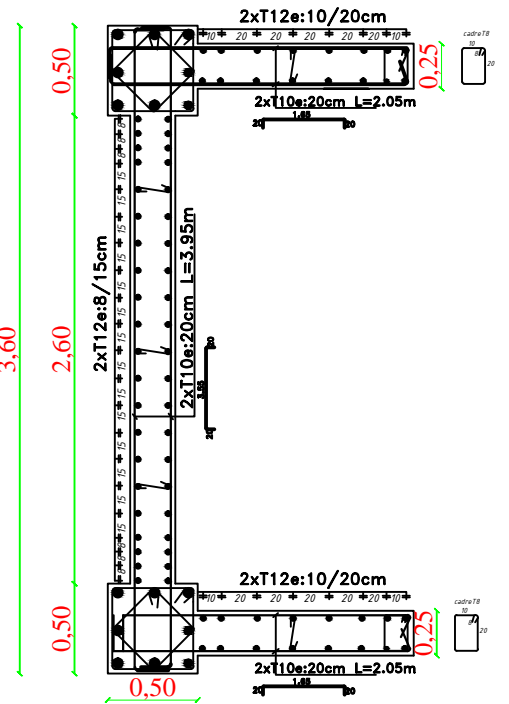
coffrage & ferrailage du voile type 1 zone 3



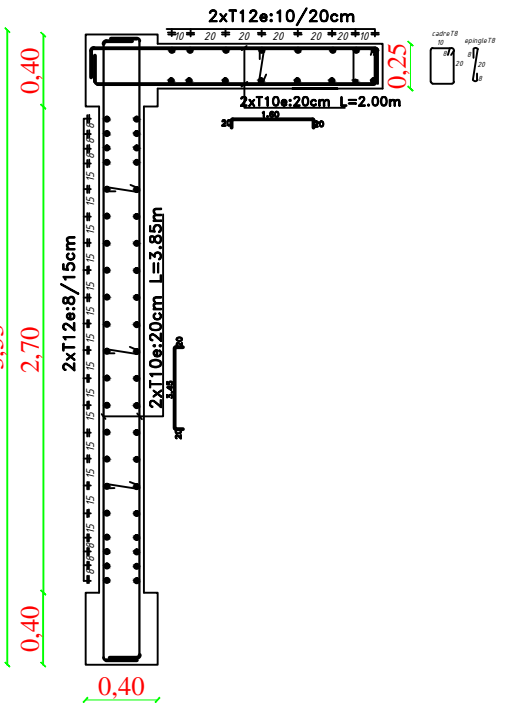
coffrage & ferrailage du voile type 1 zone 2



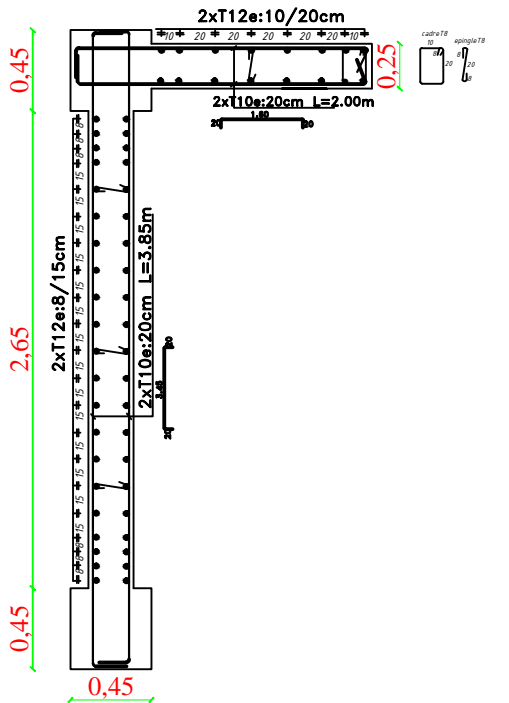
coffrage & ferrailage du voile type 1 zone 1



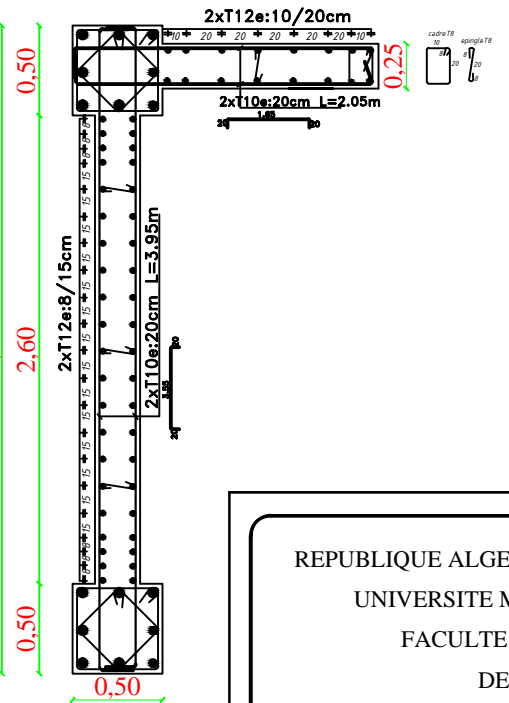
coffrage & ferrailage du voile type 2 zone 3



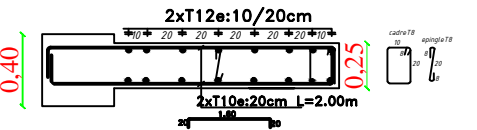
coffrage & ferrailage du voile type 2 zone 2



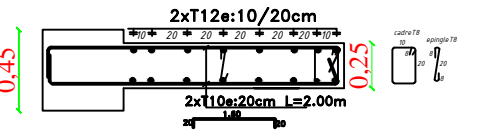
coffrage & ferrailage du voile type 2 zone 1



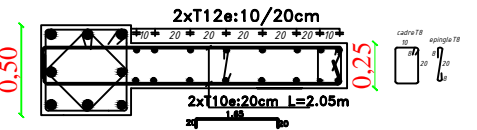
coffrage & ferrailage du voile type 3 zone 3



coffrage & ferrailage du voile type 3 zone 2



coffrage & ferrailage du voile type 3 zone 1



REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
Mr MEDOUR RACHID

DIRIGE PAR:
Mr ILOU I SAID

PROMOTION 2012-2013

coffrage & ferrailages des voiles dans
les deux sens (xxetty)

RNCPEJ G'P Å

ECHELLE :1/50;1/25

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

IX -1- Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

IX -2- Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 1.5 bars comme contrainte admissible du sol à une profondeur de 1.1m.

- **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;

- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

Pré-dimensionnement des semelles :

IX -2-1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

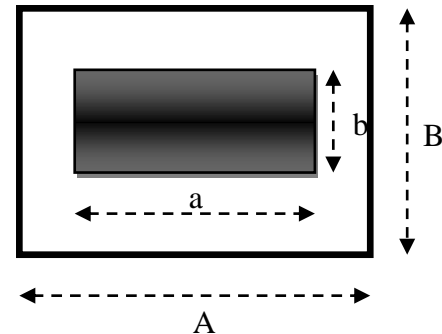
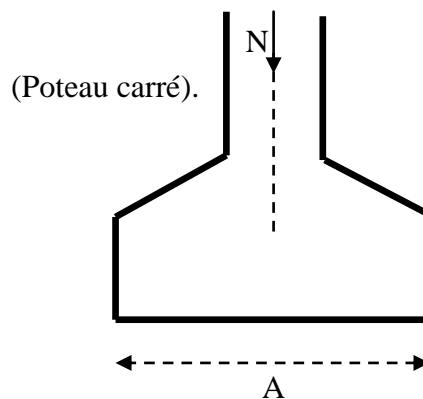
$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B$$

D'où
$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple de calcul :



$$N=1955.5 \text{ KN} , \bar{\sigma}_{sol}=200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1955.5}{200}} \Rightarrow B \geq 3.15 \text{ m}$$

On prend $B=3.15 \text{ m}$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

IX -2-2) Semelles filantes :

IX-2-2-1) Pré dimensionnement des semelles filante sous les voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,2 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

Voile	N	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V ₁	1914.5	3.1	3.08	9.57

$$S_{(V)} \text{ totale} = (10 \times S_{V1}) = (10 \times 9.57) = 95.7 \text{ m}^2$$

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal) :

Voile	N	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
P ₁	848.4	1.2	3.53	4.236

$$S_{(VP)} \text{ totale} = (2 \times S_{VP1}) = (20 \times 4.236) = 84.72 \text{ m}^2$$

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

$$S_{\text{totale sous voiles}} = S_{(V1)} \text{ totale} + S_{(VP1)} \text{ totale} = 95.7 + 84.72$$

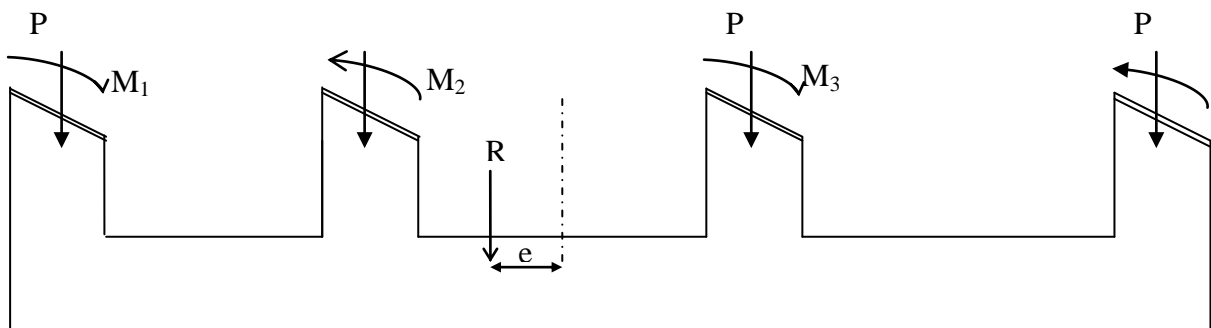
$$S_{\text{totale sous voiles}} = 180.42 \text{ m}^2$$

IX -2-2-2) Pré dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.



b) Etape de calcul :

— Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

c) Application :**File B et O:**

Poteaux	N	e_i	$N \times e_i$	M_i
2	454.5	-6.2	-2817.9	0.38
4	471	-3.1	-1460.01	0.22
6	1031.2	0	0	2.77
7	466.66	3.1	1446.646	0.22
9	459.8	6.2	2850.76	0.38
	$\Sigma=2883.16$		$\Sigma=19.5$	$\Sigma=3.97$

$L=12.4\text{m}$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{19.5 + 3.97}{2883.16} = 0.008\text{m}$$

$0.045\text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{12.4}{6} = 2.06\text{m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{2883.16}{12.4} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.008}{12.4}\right) = 231.61\text{KN} / \text{m}$$

$$q_{\max} = \frac{2883.16}{12.4} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.008}{12.4}\right) = 233.41\text{KN} / \text{m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{2883.16}{12.4} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.008}{12.4}\right) = 232.96 \text{ KN/m}$$

$$B \geq \frac{232.96}{200} = 1.164 \text{ m}$$

On prend B=1.20 m

$$S_{\text{file B et O}} = (1.2 \times 12.4) \times 2 = 29.76 \text{ m}^2$$

File D et M:

Poteaux	N	e _i	N x e _i	M _i
2	672.5	-6.2	-4169.5	0.03
4	705.3	-3.1	-2186.43	0.11
6	1222.23	0	0	2.41
7	703.3	3.1	2180.23	0.11
9	677.2	6.2	4198.64	0.03
	$\Sigma=3980.53$		$\Sigma=22.94$	$\Sigma=2.69$

$$L=12.4 \text{ m}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{22.94 + 2.69}{3980.53} = 0.006 \text{ m}$$

$$0.006 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{12.4}{6} = 2.06 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{3980.53}{12.4} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.006}{12.4}\right) = 320.07 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{3980.53}{12.4} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.006}{12.4}\right) = 321.94 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{3980.53}{12.4} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.006}{12.4}\right) = 321.47 \text{ KN/m}$$

$$B \geq \frac{321.47}{200} = 1.61 \text{ m}$$

On prend B=1.65 m

$$S_{\text{file D et M}} = (1.65 \times 12.4) \times 2 = 40.92 \text{ m}^2$$

File E et L:

Poteaux	N	e _i	N x e _i	M _i
2	677.2	-6.2	-4198.64	0.07
4	595.5	-3.1	-1846.05	1.53
6	812.3	0	0	10.6
7	703.3	3.1	2180.23	1.75
9	619.3	6.2	3839.66	0.06
	Σ=3407.6		Σ=-15.37	Σ=14.01

L=12.4m

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-15.37 + 14.01}{3407.6} = -0.0003m$$

$$-0.0003 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{12.4}{6} = 2.06\text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{3407.6}{12.4} \times \left(1 - \frac{6 \times -0.0003}{12.4}\right) = 274.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{3407.6}{12.4} \times \left(1 + \frac{6 \times -0.0003}{12.4}\right) = 274.76 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{3407.6}{12.4} \times \left(1 + \frac{3 \times -0.0003}{12.4}\right) = 274.78 \text{ KN/m}$$

$$B \geq \frac{274.76}{200} = 1.373\text{m}$$

On prend B=1.40 m

$$S_{\text{file E et L}} = (1.4 \times 12.4) \times 2 = 34.72 \text{ m}^2$$

File H et I:

Poteaux	N	e _i	N x e _i	M _i
2	927.4	-6.2	-5749.88	4.11
4	442.5	-3.1	-1371.75	2.79
6	440.8	0	0	3.17
7	1136.1	3.1	3521.91	0.02
9	996.3	6.2	6177.06	4.29
	Σ=3943.1		Σ=2577.34	Σ=14.38

L=12.4m

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2577.34 + 14.38}{3943.1} = 0.65m$$

$$0.65 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{12}{6} = 2.06m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{3943.1}{12.4} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.65}{12.4}\right) = 217.79 \text{ KN/m} \quad q_{\max} = \frac{3943.1}{12.4} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.65}{12.4}\right) = 418 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{3943.1}{12.4} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.65}{12.4}\right) = 367.99 \text{ KN/m}$$

$$B \geq \frac{217.79}{200} = 1.08m$$

On prend B=1.10 m

$$S_{\text{file H et I}} = (1.1 \times 12.4) \times 2 = 27.28 \text{ m}^2$$

La surface totale sous poteaux est :

$$S_{\text{totale sous poteaux}} = 27.28 + 43.72 + 40.92 + 29.76 = 132.68 \text{ m}^2$$

D'où la surface totale sous voiles et sous poteaux est :

$$S_{\text{totale}} = S_{\text{totale sous voiles}} + S_{\text{totale sous poteaux}} = 180.42 + 132.68$$

$$S_{\text{totale}} = 313.1 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{totale}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{313.1}{317.44} \times 100 = 98.63\%$$

$$S_{\text{totale}} > 50 \% S_{\text{bâtiment}}$$

La surface des semelles représente 98.63 %

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

IX -2-3) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;

- Rapidité d'exécution ;

IX -2-3-1) Pré dimensionnement du radier :

IX -2-3-1-1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

IX -2-3-1-2) Selon la condition forfaitaire :

h : épaisseur du radier

L_{\max} : portée maximale.

$$L_{\max} = 400 \text{ cm}$$

Tablier : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_d = 35 \text{ cm}$$

Poutre ou nervure : La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_n = 70 \text{ cm.}$$

IX -2-3-1-3) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.77 \text{ m}$$

On prend $h_n = 0.80 \text{ m}$

IX -2-3-1-4) Dalle flottante :

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{\max}} \leq \frac{1}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis}).$$

$$L_{\max} = 460 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{50} \leq h_t \leq \frac{400}{40} \Rightarrow 8 \text{ cm} \leq h_t \leq 10 \text{ cm}$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à 10 cm

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

(Hauteur de la nervure) : $h_n = 80 \text{ cm}$

(Largeur de la nervure) : $b_n = 55 \text{ cm}$

(Hauteur du tablier) : $h_d = 35 \text{ cm}$

(Hauteur de la dalle flottante) : $h_t = 10 \text{ cm}$

IX -2-3-1-5) Détermination de la surface nécessaire du radier :**Remarque :**

le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{\text{déb}} = 40 \text{ cm}$

$$S_{\text{débord}} = ((12.8 \times 0.40) \times 2) + ((28 \times 0.40) \times 2) = 32.64 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : la surface totale du radier : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 332.8 + 32.64 = 365.44 \text{ m}^2$$

➤ **détermination des efforts :**• **charge permanente :**

$$G_{\text{bâtiment}} = 56501.2 \text{ KN} \quad (\text{Tiré à partir du logiciel Etabs})$$

$$G_{\text{radier}} = \text{Poids du tablier} + \text{poids des nervures} + \text{poids du remblai} + \text{poids de la dalle flottante.}$$

$$\text{Poids du tablier} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{tablier}} \times \text{poids volumique du béton} = 365.44 \times 0.35 \times 25 = 3197.6 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Poids des nervures} &= \text{longueur des nervures} \times b_n \times (h_n - h_{\text{tablier}}) \times \text{poids volumique du béton} \\ &= (229.2 \times 0.55 \times (0.80 - 0.35)) \times 25 = 1031.4 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{poids du remblai} &= (S_{\text{radier}} \times (h_n - h_{\text{tablier}} - h_t)) - (\text{volume des nervures}) \times \text{poids volumique} \\ &\text{du remblai} \end{aligned}$$

$$= (365.44 \times (0.8 - 0.35 - 0.10)) - (229.2 \times 0.55 \times (0.80 - 0.35)) \times 17 = 1473.016 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Poids de la dalle flottante} &= (S_{\text{bâtiment}} \times h_t) - \text{longueur des nervures} \times b_n \times h_t \\ &= ((332.8 \times 0.10) - (229.2 \times 0.55 \times 0.10)) \times 25 = 602.8 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$G_{\text{radier}} = 3197.6 + 1031.4 + 1473.016 + 602.8 = 6304.81 \text{ KN}$$

$$G_t = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 6304.81 + 5932.18 = 12236.99 \text{ KN}$$

- charge d'exploitation

$$Q_{\text{bâtiment}} = 6090.1 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 1.5 \times S_{\text{radier}} = 1.5 \times 365.44 = 548.16 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 6090.1 + 548.16 = 6638.26 \text{ KN}$$

➤ Combinaison d'actions :

- ELU : $N_u = 1,35 \times 12236.99 + 1.5 \times 6638.26 = 26477.32 \text{ KN}$
- ELS : $N_s = 12236.99 + 6638.26 = 18875.25 \text{ KN}$.

IX-3) Vérification :

IX-3-1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,35 = 0,315 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{26477.32 \times 1}{365.44} \times \frac{4.0}{2} = 144.9 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{144.9}{1 \times 0,315} = 460.02 \text{ kN/m}^2 = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.46 < \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX-3-2) Vérification à l'effort sous pression :

$$P \geq \alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure $Z = 1.10 \text{ m}$.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

$$P = G_t = 12236.99 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 365.44 \times 10 \times 1.60 = 8770.65 \text{ KN}$$

$$P = 12236.99 \text{ KN} \geq (\alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z) = 8770.65 \text{ KN} \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

IX -3-3) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \left(\frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

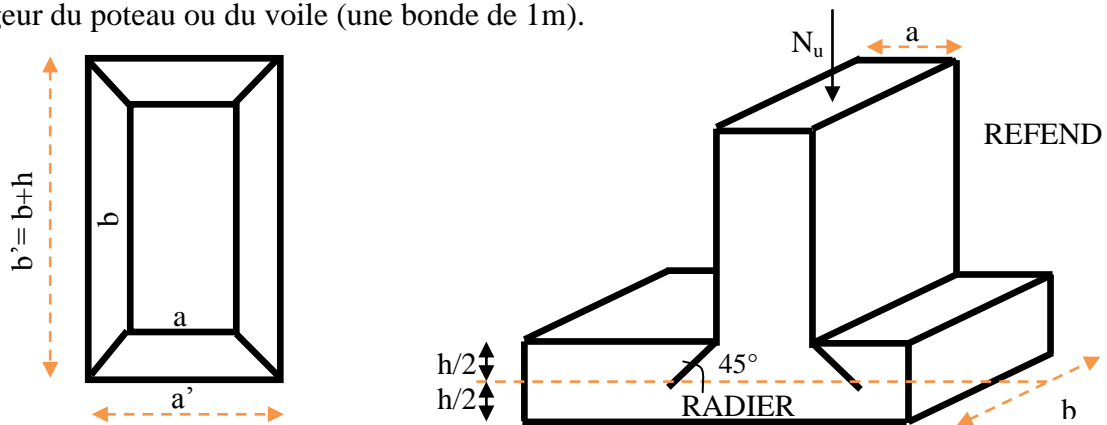


Figure. Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.50 + 0.50 + (2 \times 0.8)) = 3.2 \text{ m}$$

$$N_u = 1673.2 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right) = \left(\frac{0.07 \times 3.2 \times 1.10 \times 25000}{1.5} \right) = 4480 \text{ KN}$$

$$N_u = 1673.2 \text{ KN} < 4480 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Voile :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + (2 \times h)) = 2 \times (0,25 + 1 + (2 \times 0,8)) = 5,7 \text{ m}$$

$$N_u = 2613,5 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{0,07 \times 5,7 \times 0,8 \times 25000}{1,5} \right) = 6939,1 \text{ KN}$$

$N_u = 2613,5 \text{ KN} < 6939,1 \text{ KN} \Rightarrow$ condition vérifiée.

IX –3-4) 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 :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Sens longitudinal : (Tiré à partir du logiciel Etabs)

$$M_{0x} = 56767,28 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 2452,8 \text{ KN}$$

Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel Etabs)

$$M_{0y} = 2552,3 \text{ KN.m}$$

$$T_{0y} = 35735,91 \text{ KN}$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

$h = 0,8 \text{ m}$: Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

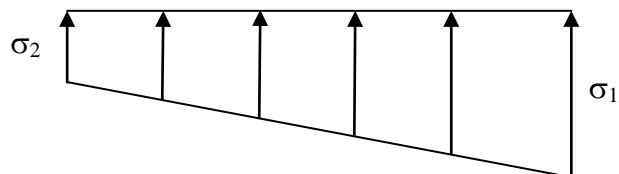


Figure. Diagramme des contraintes

a) Calcul du centre de gravite du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6.4m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 4543.829m^4$$

$$I_{yy} = 18747.733m^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

- **l'ELU :** $M_X = 56767.28 + (2452.8 \times 0.8) = 58729.52 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{26477.32}{365.44} + \frac{58729.52}{18747.733} \times 13 = 113.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{26477.32}{365.44} - \frac{58729.52}{18747.733} \times 13 = 31.73 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 113.17 + 31.73}{4} = 93.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 93.2 < \sigma_{sol} = 300 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **l'ELS :** $M_X = 58729.52 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{18875.25}{365.44} + \frac{58729.52}{18747.733} \times 13 = 92.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{18875.25}{365.44} - \frac{58729.52}{18747.733} \times 13 = 10.93 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 92.37 + 10.93}{4} = 72.01 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Sens transversal :**

- **l'ELU:** $M_y = 2552.3 + (35735.91 \times 0.8) = 31141.028 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{26477.32}{365.44} + \frac{31141.028}{4543.829} \times 6.4 = 116.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{26477.32}{365.44} - \frac{31141.028}{4543.829} \times 6.4 = 28.58 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 116.31 + 28.58}{4} = 94.37 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **l'ELS:** $M_x = 31141.028 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{18875.25}{365.44} + \frac{31141.028}{4543.829} \times 6.4 = 95.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{18875.25}{365.44} - \frac{31141.028}{4543.829} \times 6.4 = 7.79 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 95.51 + 7.79}{4} = 73.58 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

IX –3-5) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91
Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

a) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

b) Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 93.2 - \frac{6304.816}{365.44} = 75.94 \text{ kN/m}^2$$

A l'ELS

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 72.01 - \frac{6304.816}{365.44} = 54.75 \text{ kN/m}^2$$

Panneau	LY(m)	LX (m)	Lx/Ly	observation	U _x	U _y	N	M _{ox} (kNm)	M _{oy} (kNm)
1	3,10	3,50	0,88	2 Sens	0,0478	0,740	75.94	44.46	32.9
2	3,10	4,00	0,775	2 Sens	0,0483	0,7305	75.94	58.68	42.86
3	3,10	3,60	0,86	2 Sens	0,0498	0,693	75.94	49.01	33.96
4	3,10	3,40	0,91	2 Sens	0,0448	0,798	75.94	39.32	31.37

Remarque :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
 - moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$
 - moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel
 - moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$
 - moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$
 - moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 1 est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux.

1) Ferraillage du panneau (2) dans le sens x-x :**Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 58.68$$

$$M_{ua} = 29.34 \text{ kN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 58.68$$

$$M_{ut} = 49.878 \text{ kN.m}$$

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{29.34 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14,2} = 0,01 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,01 \rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29.34 \times 10^3}{0,995 \times 33 \times 348} = 2.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 2.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA12/ ml = 4,51 cm² / ml** avec un espacement de 25 cm

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{49.878 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,03 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49.878 \times 10^3}{0,990 \times 33 \times 348} = 4,40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 4.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6 HA 14 / ml = 9,23 cm² / ml** avec un espacement de 20 cm

1) Ferraillage du panneau (2) dans le sens y-y :**Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 42.86$$

$$M_{ua} = 21.43 \text{ kN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 42.86$$

$$M_{ut} = 36.43 \text{ kN.m}$$

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21.43 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14,2} = 0,01 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,01 \rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21.43 \times 10^3}{0,995 \times 33 \times 348} = 1.87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 1.87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA12/ ml = 4,51 cm² / ml** avec un espacement de 25 cm

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{36.43 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14,2} = 0,02 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,02 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49.878 \times 10^3}{0,990 \times 33 \times 348} = 4,38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 4.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6 HA 14 / ml = 9,23 cm² / ml** avec un espacement de 20 cm

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 35 \times \frac{3 - \frac{4.00}{3.1}}{2} = 2,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 4,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 4,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $A_{ua}^x = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

-Calcul à l'ELS :

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0,0483 \times 54.75 \times 4.00^2 = 42.31 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,7305 \times 42.31 = 30.9 \text{ kN.m}$$

Sens X-X :**Moments aux appuis**

$$M_{sa} = 0,5 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,5 \times 42.32$$

$$M_{sa} = 21.16 \text{ kN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = 0.85 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0.85 \times 42.32$$

$$M_{st} = 35.972 \text{ kN.m}$$

Sens Y-Y :**Moments aux appuis**

$$M_{sa} = 0,5 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,5 \times 30.9$$

$$M_{sa} = 15.45 \text{ kN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = 0.75 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0.75 \times 30.9$$

$$M_{st} = 26.265 \text{ kN.m}$$

➤ 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 :**

$$\gamma = \frac{29.34}{21.16} = 1,38 \quad \text{et } \mu = 0,01 \rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 < \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

En travée :

$$\gamma = \frac{49.878}{35.972} = 1,38 \quad \text{et } \mu = 0,03 \rightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,0381 < \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

Sens Y-Y :**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{21.43}{15.45} = 1,38 \quad \text{et } \mu = 0,01 \rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

En travée :

$$\gamma = \frac{36,43}{26,265} = 1,38 \quad \text{et } \mu = 0,041 \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\alpha = 0,0252 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

IX -4) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

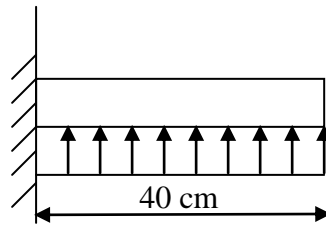


Schéma statique du débord

1- Sollicitation de calcul :**A l'ELU :**

$$P_u = 75.94 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-75.94 \times 0,40^2}{2} = -6.075 \text{ kN.m}$$

A l'ELS :

$$P_s = 54.75 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-54.75 \times 0,40^2}{2} = -4.38 \text{ kN.m}$$

2-Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 33 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.075 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14,20} = 0,003 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,003 \rightarrow \beta_u = 0,998$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.075 \times 10^3}{0,998 \times 33 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 0.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Vérification à l'ELU**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 33 \times 2,1}{400} = 3,98 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,53 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 4 HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \frac{A}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 4 HA 10 /ml}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6,075}{4,38} = 1,38$$

$$\alpha = 0,005 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

\Rightarrow il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

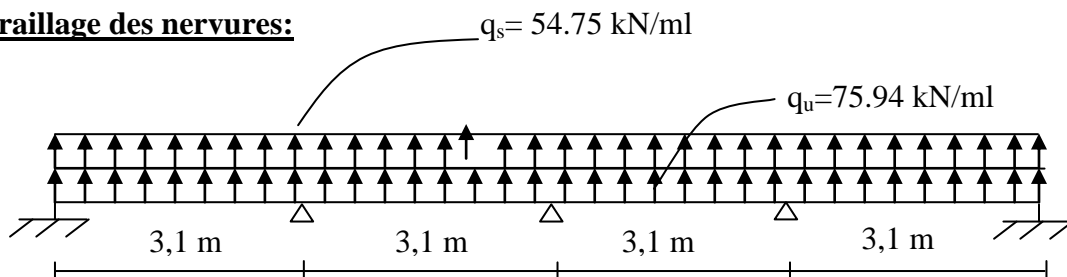
d) Ferrailage des nervures:


Schéma statique de la nervure

1) Détermination des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS .

- **Les résultats obtenus :**

Tableau donnant les moments sur appuis (kNm) :

Aux appuis	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₅	M ₈	M ₈
------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------

ELU	/	239.2	246.6	191	191	246.6	239.2	/
ELS	/	169.8	175	135.6	135.6	175	169.8	/

Tableau donnant les moments en travée (kNm) :

En travée	M ₁₋₂	M ₂₋₃	M ₃₋₄	M ₄₋₅	M ₅₋₆	M ₆₋₇	M ₇₋₈
ELU	86.9	147.9	97.8	85.56	97.8	147.9	86.9
ELS	61.7	105	69.4	60.8	69.4	105	61.7

Tableau donnant les efforts tranchants (ELU) :

travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T1 (kN)	-358.6	-392.7	-336.4	-332.3	-367.2	-389.1	-325.5
T2 (kN)	325.5	389.1	367.2	332.3	336.4	392.7	358.6

Tableau donnant les efforts tranchants (ELS) :

travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T1 (kN)	-254.4	-278.7	-238.7	-235.8	-260.6	-276.1	-231
T2 (kN)	231	276.1	260.6	235.8	238.7	278.7	254.4

-Ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 147.9 / 2 / 3 = 221.685 \text{ kN.m} \quad M_a^{\max} = 246.62 * 2 / 3 = 164.41 \text{ kN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm} ; \quad d = 78 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- Armatures longitudinales:**

Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{146.41 \times 10^3}{55 \times 78^2 \times 14.2} = 0.04 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.04 \rightarrow \beta_u = 0.980$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{164.41 \times 10^3}{0.980 \times 78 \times 348} = 6.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 6.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{221.685 \times 10^3}{55 \times 78^2 \times 14,2} = 0,06 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,06 \rightarrow \beta_u = 0,969$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{221.685 \times 10^3}{0,969 \times 78 \times 348} = 8.43 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_{ut} = 8.43 \text{ cm}^2 / ml$$

$$\text{Soit : } 6 \text{ HA16} = 12,06 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**
- **Espacement des armatures :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{20 ; 19,2\} = 19,2 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm} ;$

- **En zone courante :**

$$S_t < \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2,02 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 2 \text{ HA } 8 = 3,02 \text{ cm}^2$ (2 cadres)

- **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 3,64 \text{ cm}^2$$

$A_a = 9,23 > A_{\min}$ condition vérifiée

$A_a = 12,06 > A_{\min}$ condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 389.1 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{389 \times 10^3}{400 \times 780} = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.24 \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{164.41}{116.66} = 1,40$$

$$\alpha = 0,0510 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,450 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

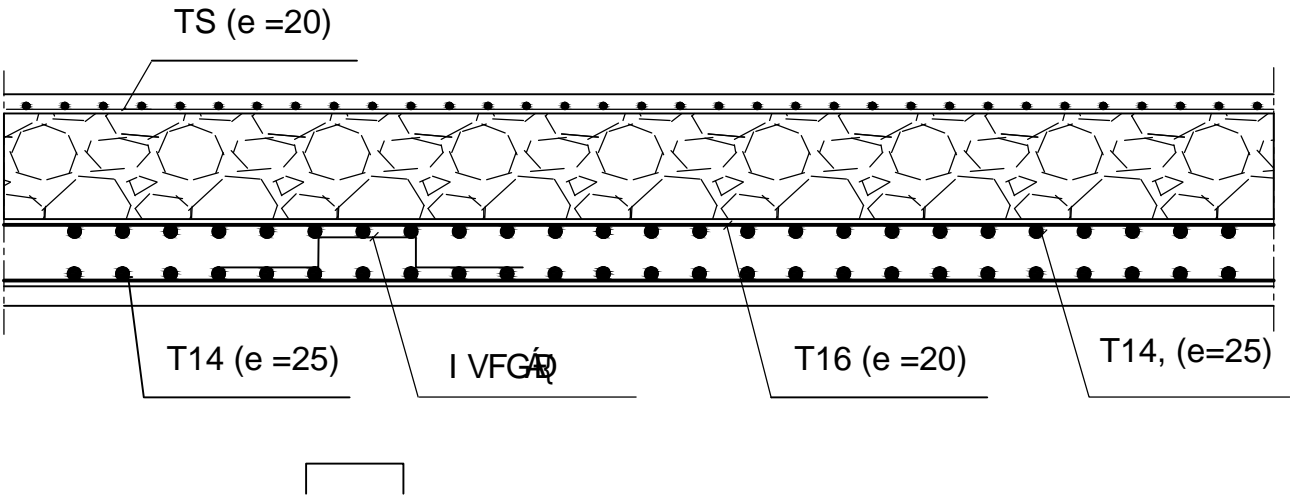
En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{221.685}{157.5} = 1,40$$

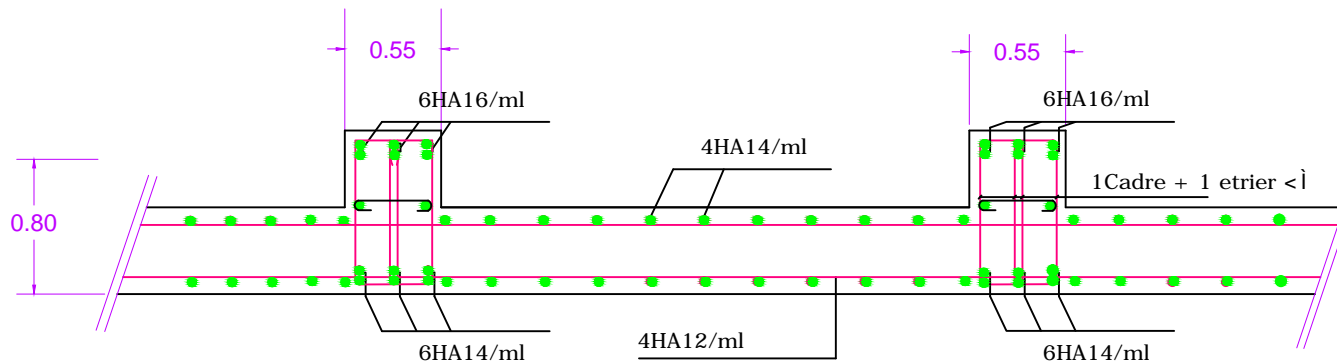
$$\alpha = 0,0774 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

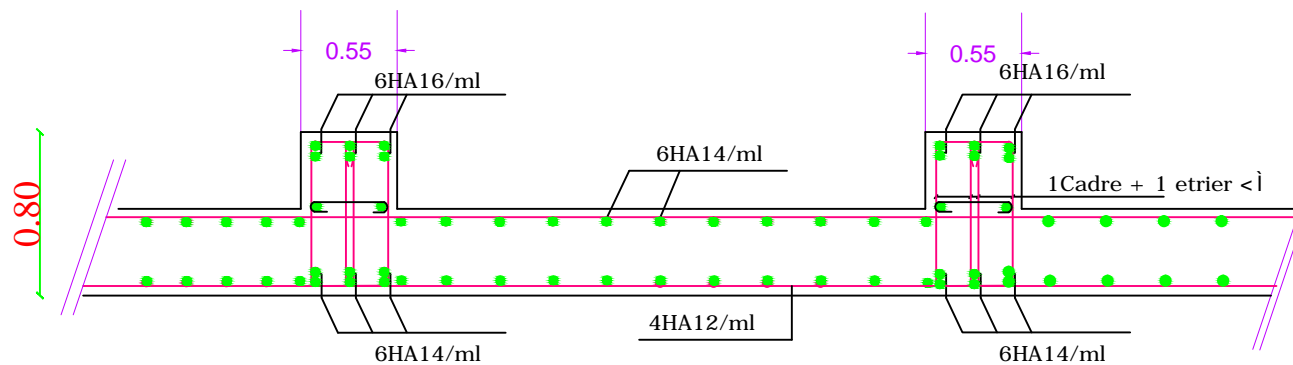
FERRAILLAGE DALLE DU RADIER ET DALLE FLOTTANTE



Republique algerienne democratique et populaireI b] Yfglhf Aci 'ci XAUa a Yf] XY'HC: UW lf' XY' Yb]Y XY' U'Wbgfn Wcb Departement de genie civil		dfcdcgf'dUf
9h Xlf'dUf	Mr AIT ALIOUA ALAOUA Mr MEDOUR RACHID	Echelle: 1/25 - 1/10
8]f] f'dUf	Mr ILOULI SAID	octom 2012



: YffU]`U[Y`Xi `fUX]Yf`[fbffU`GYbg`mlm



: YffU]`U[Y`Xi `fUX]Yf`[fbffU`GYbg`l!!

Republique algerienne democratique et populaire
I b] Yfglhf`Aci`ci XAUa a Yf]XY`HC
: UW`lf`XY`[Yb]Y`XY`U`Wbgfh Wcb
 Departement de genie civil

dfcdcgf`dUf

9h Xlf`dUf

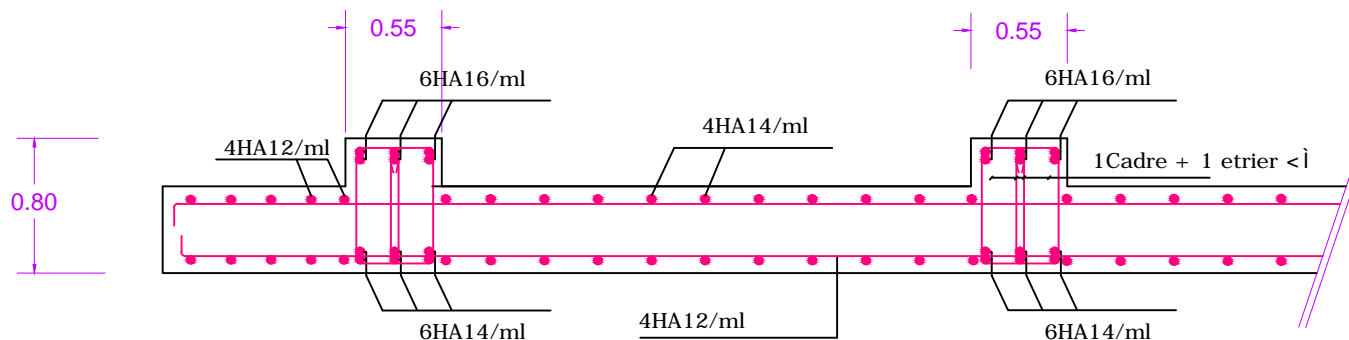
Mr AIT ALIOUA ALAOUA
 Mr MEDUR RACHID

Echelle:
 1/25 - 1/10

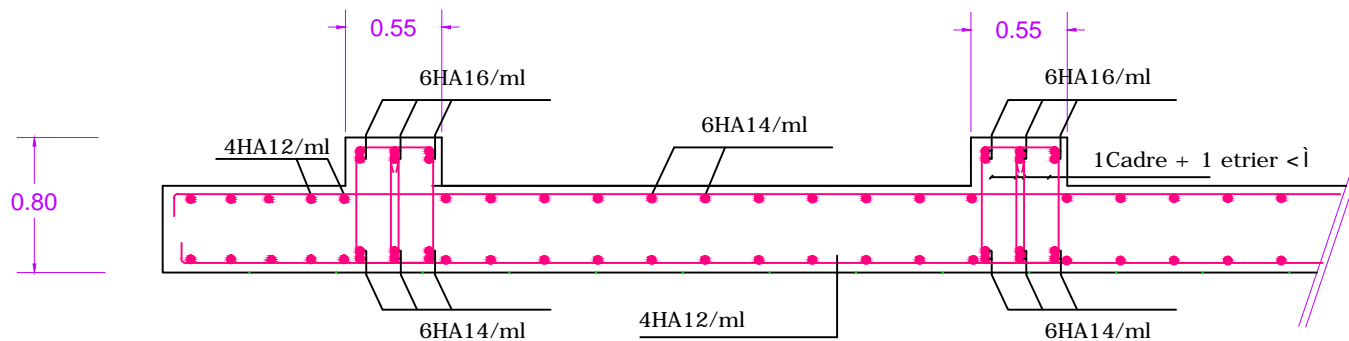
8]f] f`dUf

Mr ILOULI SAID

OCTOm 2012



: YffU]`U[Y`Xi `fUX]Yf`[fbffU`GYbg`mlm



: YffU]`U[Y`Xi `fUX]Yf`[fbffU`GYbg`l!!

Republique algerienne democratique et populaire
I b]] Yfglhj' Aci `ci XA Ua a Yf] XY'HC
: UW'hj' XY' [Yb]Y'XY' U'Wbgfhi Wlecb
 Departement de genie civil

dfcdcgf`dUf

9hi Xlf`dUf

Mr AIT ALIOUA ALAOUA
 Mr MEDOUR RACHID

Echelle:
 1/25 - 1/10

8lf]] f`dUf

Mr ILOULI SAID

octom 2012

Chapitre X

mur de soutènement

X.1) Introduction :

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place. Dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussées des terres.

X.2) pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de **20 cm**, on opte pour épaisseur de **20 cm**.

➤ **Contrainte de 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

- $\sigma_h = K_a \sigma_v$
- $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

➤ **Caractéristiques du sol :**

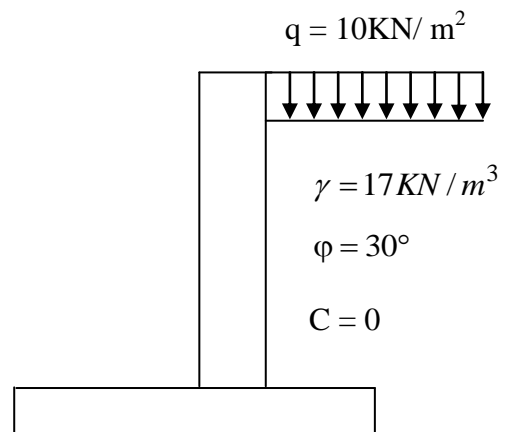
L'étude du laboratoire géotechnique a donné les résultats ci-dessous :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- ✓ Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- ✓ Surcharges éventuelles : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ✓ contrainte de sol : 3bars

X.3) Calcul des sollicitations :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h) \text{ avec } 0 < h < H$$

➤ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 0,333 \times 10 = 4.995 \text{ kn} / \text{m}^2$$

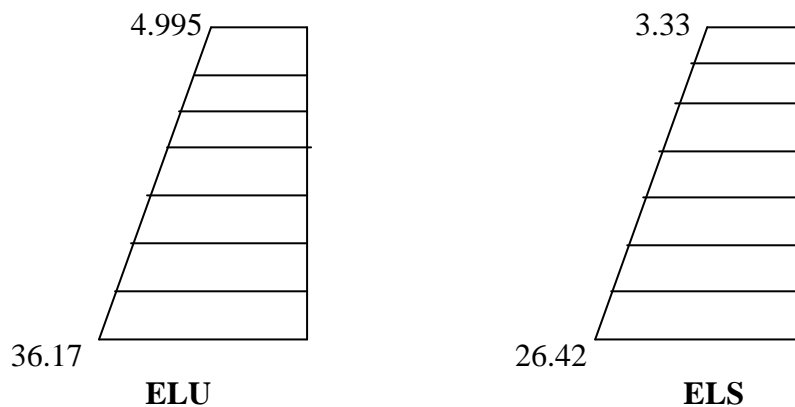
$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,333 \times (1,35 \times 17 \times 4.08 + 1,5 \times 10) = 36.17 \text{ kn} / \text{m}^2$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,333 \times 10 = 3.33 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,333(17 \times 4.08 + 10) = 26.42 \text{ kn/m}^2$$

• **Diagramme des contraintes :**➤ **Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m :**

- **ELU :** $P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 36.17 + 4.995}{4} = 28.37 \text{ kn/ml}$
- **ELS :** $P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 26.42 + 3.33}{4} = 20.64 \text{ kn/ml}$
- $\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

X.4) Ferraillage du mur plaque :➤ **Méthode de calcul :**

Le mur sera considéré comme un ensemble de dalles continues semi encastrées de quatre cotés

(Au niveau du radier, des poteaux ainsi qu'au niveau du plancher de RDC).

➤ **Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux semi encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités. Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85

- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :

0.3 : Appuis de rive

0.5 : Autre appuis intermédiaire

➤ **Identification des panneaux :**

$$l_x = 4.00m$$

$$l_y = 4.08 m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{4.08} = 0.98; 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0.98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0385 \\ \mu_y = 0.956 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0385 \times 28.378 \times 4.00^2 = 17.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.956 \times 17.47 = 16.70 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

➤ **Sens x- x :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 M_{0x} = 0.3 \times 17.47 = 5.24 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 17.47 = 14.84 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 16.70 = 5.01 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

$$M_t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 16.70 = 14.195 \text{ KN.m}$$

- **Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0.98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0459 \\ \mu_y = 0.970 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0459 \times 20.64 \times 4.00^2 = 15.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.970 \times 15.15 = 14.7 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **Sens x - x :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3M_{0X} = 0,3 \times 15.15 = 4.545 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 15.15 = 12.877 \text{ KN.m}$$

- **Sens Y - Y :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5M_{0Y} = 0,5 \times 14.7 = 7.35 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 14.7 = 12.49 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

Sens	zone	$M_u(\text{kn.m})$	μ_U	μ_1	section	β	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	$e(\text{cm})$
XX	Appuis	5.24	0.01	0,392	SSA	0.995	0.84	2.05	5HA12=5.65	15
	Travée	14.84	0.03	0,392	SSA	0.985	2.4	2.05	5HA12=5.65	15
YY	Appuis	5.01	0.01	0,392	SSA	0.995	0.8	2.05	5HA12=5.65	15
	travée	14.195	0.03	0,392	SSA	0.985	2.3	2.05	5HA12=5.65	15

Tableau : ferraillage du mur

- **Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,20%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \leq 0,002bh = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par cinq épingles/m² de 6HA10.

- **vérification à l'ELS :**

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	5.24	4.545	1.15	0.0126	0.325	vérifiée
	Travée	14.87	12.877	1.15	0.0381	0.325	vérifiée
YY	appui	5.01	7.35	0.68	0.0126	0.09	vérifiée
	travée	14.195	12.49	1.13	0.0381	0.315	vérifiée

Tableau : vérification des contraintes à l'ELS :

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{408} = 0.049 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{14.85}{20 \times 17.47} = 0.042 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.003 < \frac{2.1}{400} = 0.0052 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \text{ avec } \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{200; 164.97\} = 164.97 \text{ MPa}$$

• **Recherche de la position de l'axe neutre y_1 :**

Sens XX :

Aux appuis :

$$b y_1^2 + 30 A_{st} y_1 - 30 A_{st} d = 0$$

$$100 y_1^2 + 169.5 y_1 - 3051 = 0$$

$$\Delta = (169.5)^2 - 4(100)(-3051) = 1249130.25$$

$$\sqrt{\Delta} = 1117.64$$

$$y_1 = 4.74 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_{st} (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (4.74)^3}{3} + 15 \times 5.65 (18 - 4.74)^2 = 18451.2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1).$$

La suite des résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	zone	A _{st} (cm ²)	$\sqrt{\Delta}$	y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
XX	Appui	5.65	1117.64	4.74	18451.2	4.89	164,97	vérifiée
	Travée	5.65	1117.64	4.74	18451.2	13.88	164,97	vérifiée
YY	Appui	5.65	1117.64	4.74	18451.2	7.92	164,97	vérifiée
	travée	5.65	1117.64	4.74	18451.2	13.46	164,97	vérifiée

TABEAU : vérification a l'état limite d'ouverture des fissures

NB : pour le schéma de ferrailage, voir l'annexe.

X.4) justification de la largeur des joints sismique :

$$D_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

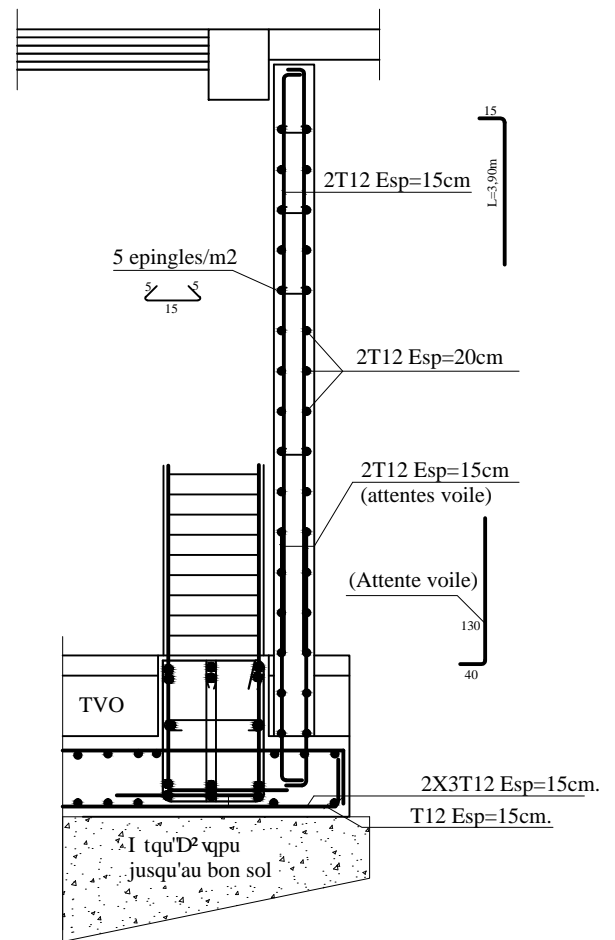
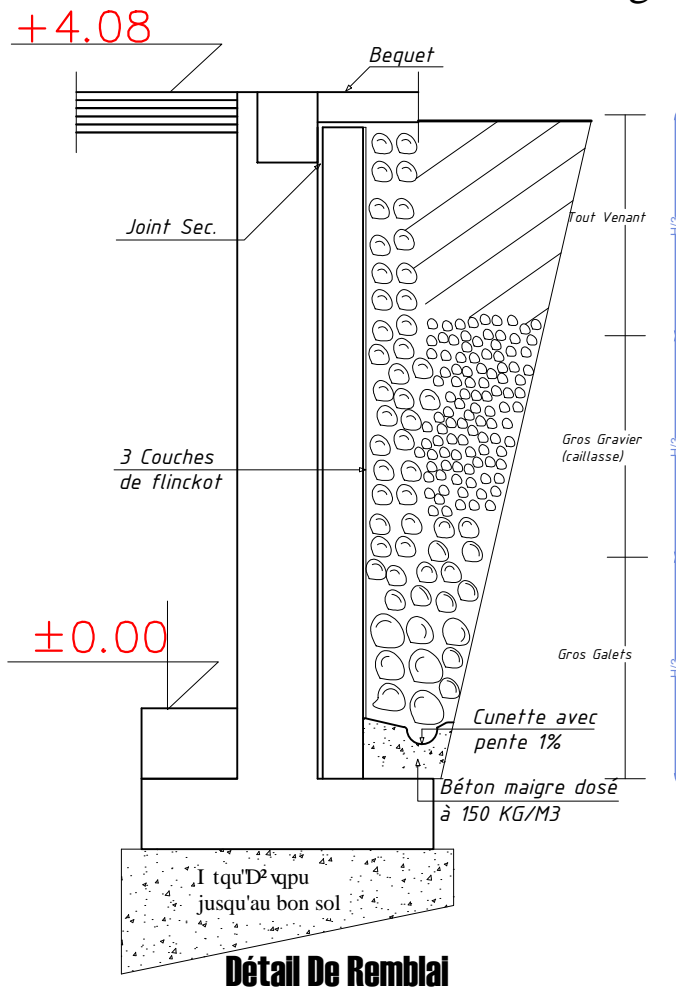
$$D_{\min} = 15_{\text{mm}} + (0.027848 + 0.026058)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

$$D_{\min} = 15_{\text{mm}} + (0.053906) \geq 40_{\text{mm}}$$

$$D_{\min} = 68.906_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

$$D_{\min} = 70_{\text{mm}}$$

ferrailages de mur plaque



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

ETUDIE PAR:
Mr AIT ALIOUA ALAOUA

DIRIGE PAR:
Mr I LOULI SAID

PROMOTION 2012-2013

TITRE:

ferraillage de mur plaque

RNCPEJ G'P Å

ECHELLE : 1/50; 1/25

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE –CIVIL

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir

En fin nous espérons fortement que notre travaille puisse servir les futures promotions

BIBLIOGRAPHIE

- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- MARIUS DIVER
 - « Calcul des tours en béton armé » Edition DUNOD (paris)
- Règles parasismiques Algériennes (RPA99.modifié en 2003)
 - « Document technique réglementaire DTR B C2-48
- Règles techniques et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; BAEL 91.
- HENRY THONIER
 - « Conception et calcul de structures de bâtiment »
- Problèmes pratiques de mécanique de sol et de fondations. « 2^{ème} édition »
 - Calcul des soutènements et des fondations Stabilité des pontes
- JEAN PIERRE MAUGIN
 - « Cours de béton armé 'BAEL 91 et DTU associé' »
- PIERRE CHARON
 - « Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles associés »
- Mémoires de fin d'étude « ingénieurs en G-C » des promotions précédentes.
- Ouvrage en béton armé « édition FOUCHER ».