République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Ahmed Draia ADRAR

Faculté Des Sciences et de Technologie
Département Des Sciences et Technologie

Mémoire De Fin D'étude En Vue De L'obtention Du Diplôme :

Master En Génie Civil

Option: Construction Civil et Industrielle

Présenté Par :

MELLAS MOHAMED

OKBA KOUNTA AHMED

THEME

Etude et adaptation d'un bâtiment en R+6+S/Sol dans un site médiocre à la commune de Moctaa Douze dans la Wilaya de Mascara.

Soutenu Le 01/06/2016 Devant Un Membre De Jury Composé De :

Dr. SEMCHA ABDELAZIZ	Univ-A.D Adrar	**President**
Mr. BALEGH BENAMAR	Univ-A.D Adrar	**Encadreur**
Mr. DJAFAARI DRISS	Univ-A.D Adrar	**Examinateur**

Année Universitaire 2015-2016

Dédicace

Tout d'abord on prie dieu de nous avoir donné la force et le courage de terminer notre étude.

Nous dédions ce modeste travail aux personnes que nous sont les plus chères, notre très chères parents nous ne serons jamais comment exprimer notre sentiments pour leur sacrifice, tendresse et affection qu'ils ont toujours accomplis avec devancement pour nous permettre de réussir à notre vie.

- *A nos très chers frères.*
- *A nos très chères sœurs.*
- *A nos très chères amies de promotion*

A touts mes amis.

Okba kounta Ahmed et Mohamed Mellas

Remerciement

Avant terminé nôtres études en master en génie civil, nous tenons à remercier vivement et chaleureusement tous ceux qui nous aidé dans notre tache, ceux qui nous apporter aide et assistance de près on de loi et particulièrement

- *Nos pères et notre familles qui nous soutenu moralement et financièrement.*

- *Notre encadreur "**Mr Balegh Benamar**" qui nous a orienté et guidé dans les sens durant toute la période de la préparation de cette étude.*

- *nous remercies infiniment :*

Tout les ansignants qui nous bien étudier pendant cette année

Et finalement tous les Amis qui nous encouragé particulièrement les plus intimes.

Table de matière

Tableau des figures
Liste des tableaux
Liste des symboles
Résume
Introduction général **01**

Chapitre N°1 : Présentation et caractéristique

1-1 : introduction…… **02**
1-2 : présentation du projet **02**
1-2-1 : la superstructure **02**
1-2-2 : L'infrastructure **03**
1-3: Caractéristiques des matériaux **03**
1-3-1 : béton……..... **04**
1-3-2 : Acier..... **06**
1-4 : Actions et sollicitations…… **08**

Chapitre N°2 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

2-1 : Introduction **10**
2-1-1 : Pré dimensionnement des poutres……..... **10**
2-2 : les planches …… **11**
2-2-1 : plancher à corps creux……..... **11**
2-2-3 : descentes de charge……..... **13**
2-3 : Pré dimensionnement des poteaux…… **14**
2-3-1 : critère de résistance.……..…… **14**
2-3-2 : La loi de dégression ……..……. **15**
2-3-3 : Exemple de calcule …… **19**
2-4 : Les voiles ……..... **22**
2-4-1 : Les voiles du contreventement ……..... **22**
2-4-2 : Voiles périphériques du sous sol ……..... **23**

Chapitre N°3 : Etude des planchers

3-1 : Introduction……..... ..... **24**
3-2 : Plancher à corps creux……..... **24**
3-3 : Ferraillage de la dalle de compression……..… **25**
3-4 : Etude des poutrelles ……...……..... **26**
3-4-1: Exemple de calcul ……..…… **28**
3-4-2 : Détermination des diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants…**32**
3-4-3 : Détermination de ferraillage et vérification……..…..... **38**
3-5 : Vérification de la flèche ……..… **43**

3-5-1 : Evaluation des flèches……..... **44**
3-5-2 : Calcul des flèches……... ..... **48**
3-5-3 : Flèche admissible……..... **48**

Chapitre N°4 : Etude des éléments secondaires

4-1 : Etude de l'acrotère ……... ..... **49**
4-1-1 : Introduction……..... **49**
4-1-2 : Charges ……..... ..... **49**
4-1-3 : Ferraillage ……..... ..... **50**
4-1-4 : Vérification au cisaillement……..... **55**
4-2 : Balcon……..... **55**
4-2-1 Dimensionnement……..... **55**
4-2-2 : Détermination des sollicitations……..... **56**
4-2-3 : Ferraillage du Balcon ……..... **57**
4-2-4 : Vérification ……..... ..... **57**
4-3 : Escaliers ……..... ..... **58**
4-3-1 : Description ……..... **58**
4-3-2 : Dimensionnement ……..... **59**
4-3-3 : Descente des charges…… **60**
4-3-4 : Combinaisons fondamentales …… **60**
4-3-5 : Sollicitations ……..... ..... **61**
4-3-6 : Détermination de ferraillage Palier ……..... **61**
4-3-7 : Vérification ……..... ..... **62**
4-3-8 : Détermination de ferraillage Paillasse……..... ..... **63**
4-3-9 : Vérification ……..... ..... **65**
4-3-10 : Etude de la poutre palière …….. ..... **66**
4-3-11 : Ferraillage de la poutre palier à l'ELU ……..... **.67**
4-3-12 : Vérification ……..... ..... **68**
4-3-13 : Diamètre des armatures transversales ……..... 69
4-4 : Etude de l'ascenseur ……..... **71**
4-4-1 : Définition ……..... **71**
4-4-2 : Caractéristiques ……..... **71**
4-4-3 : Descente des charges ……..... ..... **71**
4-4-4 : Vérification ……..... ..... **73**
4-4-5 : La sollicitation ……..... ..... **74**
4-4-6 : Détermination du ferraillage ……..... ..... **77**
4-4-7 : Vérification des contraintes ……..... ..... **77**

Chapitre N°5 : Etude sismique

5-1 : Introduction …… **80**
5-2 : Méthode de calcul ……..... ..... **80**
5-3 : Hypothèse de la méthode ……..... ..... **80**
5-4 : Calcul de l'action sismique……..... ..... **80**

5-5 : Mode propre par logicielle **83**
5-6 : Vérification de la période fondamentale **85**
5-7 : Vérifications de l'effort normal réduit **85**
5-8 : Vérifications de l'effort tranchant à la base **85**
5-9 : Vérification des déplacements **85**

Chapitre N°6 : Etude portique

6-1 : Introduction **87**
6-2 : Ferraillage des portiques **88**
6-2-1 : Ferraillage des poutres **88**
6-3 : Ferraillage des poteaux **94**
6-3-1 : Armatures longitudinales proposée par le RPA99version 2003 ..... **94**
6-3-2 : Armatures transversales **94**
6-3-3: Détermination de la zone nodale **95**
6-3-4 : Exemple de calcul **96**
6-4 : Etude des voiles de contreventement **99**
6-4-1 : Ferraillage des trumeaux **99**
6-4-2 : Calcul de ferraillage **102**

Chapitre N°7 : Etude de l'infrastructure

7-1 : Introduction **106**
7-2 : caractristique phyique mecanique chimique du sol **106**
7-2-1 : Sondage **106**
7-2-2 : Niveau d'eau **106**
7-2-3 : Essais chimiques **106**
7-2-4 : Recommandation de laboratoire du sol **107**
7-3 : Etude du voile périphérique **108**
7-3-1: Caractéristique du sol **109**
7-3-2: Mode de calcul **109**
7-3-3 : Ferraillage **110**
7-4 : Etude de fondation **113**
7-4-1 : Choix de type de fondation **113**
7-4-2 : Etude de radier **113**
7-4-3 : Détermination des sollicitations **115**
7-4-4 : Ferraillage du radier **117**
7-4-4-1 : les nervures **117**
7-4-4-2 : Vérification de la stabilité du radier **122**
7-4-4-3 : Ferraillage du radier **123**
7-4-4-4 : Ferraillage de débordement **125**

Conclusion générale
Référence et bibliographe
Annexe

Liste des tableaux

Tableau 1-1 Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e **07**
Tableau 2.1 Récapitulation des charges **13**
Tableau 2.2 Pré-dimensionnement des poteaux **20**
Tableau 2.3 Vérification de flambement de voile **23**
Tableau 3.1 Récapitulation des charges **27**
Tableau 3.2 Ferraillage de planche **43**
Tableau 3.3 Tableau des charges **44**
Tableau 3.4 Tableau des moments fléchissant et des contraintes d'acier **45**
Tableau 3.5 Tableau des coefficients **46**
Tableau 3.6 Moments d'inerties fictifs **47**
Tableau 3.7 Les flèches fictives **48**
Tableau 4.1 Les charges de palier **60**
Tableau 4.2 Les charges de paillasse **60**
Tableau 4.3 Tableau récapitulatif du moment **75**
Tableau 5.1 Valeurs des pénalités P_q **81**
Tableau 5.2 Tableau de résultats dynamiques **83**
Tableau 5.3 Tableau récapitulatif des déplacements **86**
Tableau 6.1 Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres **89**
Tableau 6.2 Récapitulatives des ferraillages des poutres **93**
Tableau 6.3 Tableau des sollicitations pour les différents poteaux **95**
Tableau 6.4 Tableau Récapitulatif des armatures **99**
Tableau 6.5 Ferraillage des voiles **105**
Tableau 7.1 Résultat d'analyse chimique du sol **106**
Tableau 7.2 Résultat d'analyse chimique d'eau **107**
Tableau 7.3 Récapitulatif des moments fléchissant **110**
Tableau 7.4 Tableau récapitulatif des sections d'armatures **111**
Tableau 7.5 Tableau récapitulatif des sections d'armatures **112**
Tableau 7.6 Calcul des moments à l'E.L.U **123**
Tableau 7.7 Calcul des moments à l'E.L.S **124**
Tableau 7.8 Ferraillage des panneaux du radier **124**

Tableau des figures

Figure	Titre	Page
Figure 1.1	Diagramme contraintes-déformation du béton……..	**05**
Figure 1.2	Diagramme de contrainte de béton en fonction de déformation…	**06**
Figure 1.3	Diagramme contraintes déformations des aciers……..	**07**
Figure 1.4	Règle de trois pivots……	**09**
Figure 2.1	Coupe transversale d'une poutre principale……	**11**
Figure 2.2	Coupe transversale d'une poutre secondaire……..	**11**
Figure 2.3	Coupe transversale du plancher corps creux…….	**12**
Figure 2.4	Schéma statique représentant l'hauteur libre d'un étage……	**18**
Figure 2.5	La surface afférente de poteau……	**19**
Figure 2.6	Coupe de voile en élévation……	**22**
Figure 3.1	Dimension de la section en (Té) ……	**24**
Figure 3.2	Schéma d'une section en ″ Té ″……	**25**
Figure 3.3	Schéma de T.S……	**26**
Figuer 3.4	Section de calcul ($b \times h$) ……	**39**
Figuer 3.5	Section de calcul ($b_0 \times h$) ……..	**39**
Figure 3.6	Position de l'axe neutre……..	**47**
Figure 4.1	Schéma statique d'un acrotère……	**49**
Figure 4.2	Section de calcul du balcon ($b \times h$) ……..	**57**
Figure 4.3	Schéma d'un escalier……..	**58**
Figure 4.4	Schéma statique de chargement dans l'escalier…….	**61**
Figure 4.5	Chargement du palier…….	**61**
Figure 4.6	Section de calcul ($b \times h$) ……..	**62**
Figure 4.7	Section de calcul de la paillasse…….	**64**
Figure 4.8	Schéma statique de la poutre palière……..	**66**
Figure 4.9	Chargement de la poutre palier……..	**66**
Figure 4.10	Disposition des armatures……..	**70**
Figure 4.11	Schéma de l'appui du moteur l'ascenseur……..	**74**
Figure 4.12	Les panneaux de calcul de la dalle machine……..	**74**
Figure 5.1	Vue sur 3D de la structure…….	**82**
Figure 6.1	Schéma de la zone nodale …….	**95**
Figure 6.2	Directions des moments et effort normal dans un poteau…….	**96**
Figure 6.3	Disposition des armatures verticales dans les voiles…….	**100**
Figure 6.4	Section de calcul…….	**102**
Figure 7.1	Schéma de radier ……..	**115**
Figure 7.2	Ancrage du Bâtiment…….	**117**
Figure 7.3	Section de calcul en appuis……	**120**
Figure 7.4	Schéma statique du bâtiment…….	**122**
Figure 7.5	Schéma statique…….	**125**
Figure 7.6	Section de calcul……	**125**

Liste des symboles

A' : Aire d'une section d'acier comprimée.
A : Aire d'une section d'acier tendue.
A_t : Aire d'une section d'acier transversale.
B : Aire d'une section de béton comprimée.
B_o : Aire d'une section homogène.
E_i : Module de déformation instantanée du béton.
E_v : Module de déformation différée du béton.
E_S : Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
M_u : Moment ultime.
M_{ser} : Moment de service.
T_u : Effort tranchant ultime.
a, b : Dimensions transversales d'un poteau.
b, h : Dimensions transversales d'une poutre.
h_o : Hauteur de la table de compression.
d : Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
f_{c28} : Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28} : Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
f_e : Limite élastique de l'acier.
L_f : Longueur de flambement.
n : Coefficient d'équivalence acier – béton.
L_x : La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
L_y : La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
B_r : Section réduite du poteau.
M : Moment résistant de la table (section en Té).
M_o : Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
M_t : Moment fléchissant maximal en travée.
M_a : Moment fléchissant maximal en appui.
N_u : Effort normal ultime.
N_{ser} : Effort normal de service.
I_o : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.
I_f : Moment d'inertie fictif.
F : Flèche due à une charge considérée (g, j, p).
G : Charge permanente.
P : Surcharge d'exploitation.
E Charge sismique.
q_u : Chargement ultime.
q_{ser} : Chargement de service.
Δf_t : Flèche totale.
L : Portée de la travée.
δ_t : Espacement des armatures transversales.
α : Coefficient sans dimension rapport (y/d).
γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.
η : Coefficient de fissuration relatif à une armature.
λ : Elancement mécanique d'une pièce.

μ : Moment réduit (sans dimensions).
μ_{limit} : Moment réduit ultime.
ρ : Rapport entre deus dimensions (L_x/Ly).
σ_b : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
τ_u : Contrainte tangentielle conventionnelle.
R : Coefficient de comportement global de la structure.
Q : facture de qualité.
Δ_K : Déplacement horizontal a chaque niveau « K ».
h_e : La hauteur de l'étage.
N_d : L'effort normal max selon la combinaison sismique max.
F_x,F_y : L'effort sismique.
K_a : Coefficient de poussée des terres.
ζ : Excentricité critique relative.
e : Excentricité de la force.
Δ_q : Pourcentage de charge de l'escalier.

Résumé :

Le risque d'instabilité des terrains destinés à la construction des bâtiments est le premier risque naturel en Algérie, c'est-à-dire plusieurs bâtiments appartenant à des particuliers, des entrepreneurs, des administrations, des collectivités, etc. Plusieurs bâtiments est aujourd'hui adaptée au site médiocre imposé. La vulnérabilité d'un bâtiment au risque se mesure à l'importance des conséquences des agressions du site d'assise que vont subir le bâtiment .Le souci est de prévoir une infrastructure, constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondations doivent former un ensemble résistant et rigide, prenant, si possible, appui à un minimum de profondeur sur des formations en place compactes et homogènes, drainante.

Mots clés : Bâtiment, béton armé, Normes, Numérique, site.

Introduction générale

Depuis les dernière années l'Algérie démontrent une importance particulière de la construction parasismique que doivent être conçues pour ne pas s'effondrer, ni s'endommager face aux risques.

Les bâtiments en zones sismiques demandent la maitrise au comportement du sol et fondations à proprement parler ainsi le choix de site d'implantation. Le système de fondation et le sol sont un exemple de double facteur aggravant la vulnérabilité des superstructures en zones sismiques

Nous avons entrepris un travail de modélisation d'une structure en béton armé par un logiciel de calcul «Robot Millenium», spécialisé dans le calcul dynamique des structures. Ce travail constitue à des études de stabilité dynamique et aux éléments structuraux.

Pour mener à terme ce travail, nous avons réalisé une bonne partie bibliographique, riche en informations et qui comporte sept chapitres :

Le premier chapitre contient toutes les généralités sur notre construction, implantation, géométrie, site, sol, facteur d'instabilité et les hypothèses de calcul.

Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux selon les normes.

Le troisième chapitre est l'étude des planchers et versifications des flèches selon les normes.

Le quatrième chapitre est l'étude des éléments secondaire notamment escalier ,acrotère selon les normes .

Le cinquième chapitre est consacré à l'étude sismique, des versifications jugées nécessaires pour assurer la stabilité dynamique et vérification de la période fondamentale ainsi que l'effort tranchant à la base de notre structure et ce selon les règlementations en vigueur de construction appliquées en Algérie.

Le sixième chapitre est consacré à l'étude des portiques (poteaux, poutres, voiles de contreventement) par calcul de ferraillage et vérifications des contraintes dans les combinaisons normales et accidentelles selon les règlementations de calcul.

Le septième chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure (fondation, voiles périphériques) par calcul de ferraillage et vérifications des contraintes dans les combinaisons normales et accidentelles. Aussi de prévoir un système de drainage adéquat autour de notre projet et sous future fondation pour mettre en abris tous venue d'eau au sol d'assise vu la nature du sol médiocre.

Nous terminons notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre recherche.

Chapitre 1

Présentation et caractéristique

1-1 : introduction :

On se propose dans ce manuscrit d'étudier d'un immeuble en dure dont l'utilité est multiple. Cet immeuble est à caractère d'habitation et commercial. Le présent ouvrage est constitué d'un sous sol + RDC+6 étage. L'implantation est prévue dans la région de Commune de Moctaa Douze daïra du Mohammedia dans la Wilaya Mascara qui est considérée comme une zone appartenant à la classification II a, suivant le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003. **[3]**

1-2 : présentation du projet :

La hauteur des étages de ce bâtiment est donnée par:

1. Un sous sol de 4.5m de hauteur.
2. Un rez de chaussée de 4.00m de hauteur sera destiné à des locaux commerciaux.
3. 1ere au $6^{éme}$ étage de 3.06m de hauteur seront destinés à des cellules de logements.

Les caractéristiques géométriques sont :

La hauteur totale est de 26,86m.

La longueur de 29,65 m.

La largeur de 18.90m.

Zone sismique IIa, Groupe d'usage 2 selon la classification donnée par le RPA 99 version 2003 **[3]**

1-2-1 : la superstructure :

a. Ossature :

La stabilité de l'ouvrage est assurée par le système mixte, auto stable + voiles. Le contreventement est destiné à reprendre les effets du aux forces statiques et dynamiques respectivement produites par la charge permanente, d'exploitation et le séisme, vent.

b. plancher :

Dalle pleine pour les balcons.

Dalle à corps creux pour le reste des étages.

c. maçonnerie :

- **Mur extérieur :** est réalisée en double parois. Il s'agit de la brique Briques creusées d'épaisseur 15cm. Entre les deux murettes, une âme d'aire d'épaisseur de 5cm destinée pour l'isolation.
- **Murs intérieurs :** Les cloisons sont exécutées par la brique de 10cm d'épaisseur.

d. Escalier: la liaison entre étage est assurée par l'intermédiaire des escaliers de type simple à deux volets, paillasse, avec un palier de repos.

e. Ascenseur:

Vu l'élancement de l'ouvrage qui est important, une ascenseur sera installée et ce pour prévoir une circulation plus rapide et plus fluide des gents. La capacité de cette appareil est de 10 personnes.

f. Isolation:

Dans le sens vertical, l'isolation, phonique et thermique et acoustique, est assurée par le coffrage perdu utilisé au niveau des planchers. Dans la direction horizontale, des âmes d'aire seront mise en place tout au tour du périphérique à l'intermédiaire des murettes.

j. Balcons: sont considérés comme des plaques en béton armé.

h. Acrotère: le garde de corps de la terrasse sera réalisé en béton armé dont la hauteur égale à 120cm.

i. Revêtement:

- Etanchéité en ciment pour les faces extérieurs des murs de façades et en plâtre pour les murs intérieurs.
- Carrelage pour les planchers.
- Marche et contre marche en granito pour les escaliers.
- Enduit en plâtre pour le sous plafond.
- Céramique pour les sanitaires.

1-2-2 : L'infrastructure:

a. Fondation:

Le terrain choisi pour l'implantation de cet ouvrage est de faible capacité portante et de caractéristique réelles de sol médiocre avec présence d'une nappe phréatique et une agressivité forte vis-à-vis de béton Pour cela, un radier général sera prévu comme fondation et un système de drainage adéquat sera pris

b. Etude géométrique du sol:

Après avoir li le rapport géotechnique établi par laboratoire des travaux public D'Oran, des caractéristiques spécifique du sol ont été retenu, à savoir:

- Description et caractéristiques du sol:

- Présence d'une nappe phréatique.
- Présence d'agressivité du sol vis-à-vis de béton.
- Le poids volumique du sol d'assise est : $\gamma_h = 18KN/m^3$
- La cohésion et l'angle de frottement sont respectivement : $c = 0$ et $\varphi = 35^\circ$
- La contrainte admissible du sol est de 1,2bars.

1-3: Caractéristiques des matériaux

➢ Introduction :

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limite à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous.

➢ Définition:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites **[2]:**

a/ états limite ultimes: (ELU)

Correspondent à la limite:

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement)
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture)
- Soit de la stabilité de forme

b/ états limite de service:(ELS)

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

1-3-1 : béton:

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes:

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, acides, etc.,…
- La déformation instantanée et surtout déférée, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

a/ Dosage du béton:

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes **:**

- Ciment (CM1 CPA 32,5):……..dosé à 350kg /m ^{3}
- Sable grossier :……0<Dg<5mm
- Gravillons :……5<Dg<15mm
- Gravier :……15<Dg<25mm
- Eau de gâchage :……175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m ^{3} et 2500Kg /m^3.

b/ Résistances mécanique du béton :

1. Résistance à la compression $f$cj :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} ») déterminée par essai sur éprouvettes de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur .

-Selon le BAEL : pour $j \geq 28$ j $\Rightarrow$ $f_{cj} = 1.1\ f_{c28}$

Pour un dosage courant de 350 Kg / m ^{3} de CPA 32 ,5 la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa (f_{c28} = 25 MPa). Avant durcissement total à j jours tel que $j \leq 28$ jours, la résistance à la compression est : $f_{cj} = 0.685\ f_{c28} \log_{10}(j+1)$

2. Résistances à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

f_{tj}=0.6 +0.06fc28 avec : f_{cj} ≤40 MPa

Pour j=28 ⇒ f_{c28} =25 MPa

f_{t28}=2.1 MPa

c/ Contrainte limite :

1. Etat limite ultime :

- contrainte ultime de béton :

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu}=\frac{0.85\,f_{c28}}{\gamma_b}$$

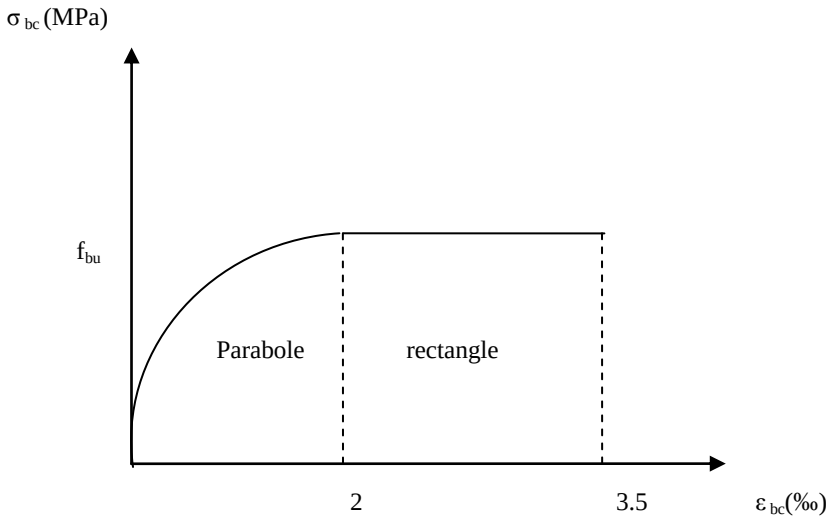


Figure1.1: Diagramme contraintes-déformation du béton

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_b = 1.5 en situations durables ou transitoires.

γ_b = 1.15 en situations accidentelles.

f_{bu} = 14.17 MPa pour : γ_b =1.5

f_{bu} = 18.48 MPa pour : γ_b =1.15

- contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

Avec $\bar{\tau}$ = min (0.13 f_{c28} , 4 MPa) =3.25 MPa : cas normal (fissuration peu nuisible)

$\bar{\tau}$ = min (0.10 f_{c28}, 3 MPa) =2.5 MPa : cas où la fissuration est préjudiciable

2. Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

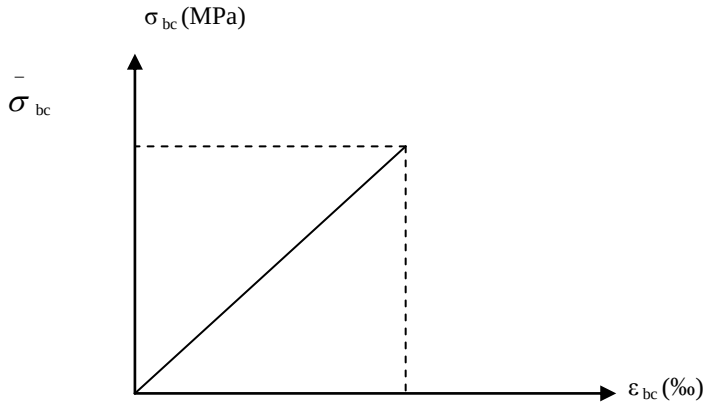


Figure 1.2 Diagramme de contrainte de béton en fonction de déformation

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28}$.

$\bar{\sigma}_{bc}$ =15 MPa

d/ module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$, $f_{cj} = f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow$ $E_{ij} = 32164$ MPa

Pour un chargement de longue durée :

$E_{vj} = 1/3\, E_{ij} = 10721.40$ MPa .

e/ Coefficient de poisson ν :

On appelle coefficient de poisson ν le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0.20$: dans le cas d'états limite de services.

$\nu = 0$: dans le cas d'états limite ultimes.

1-3-2 : Acier : ➢ Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers **[2]:**

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 ٪ de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 ٪ de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : E_s =200 000 MPa.

➢ **Caractéristiques mécaniques :**

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE 22 F_eE 24	215 235	Emploi courant Epingle de leage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	F_eTE 40 F_eTE 50	400 500	Emploi courant
Fils tréfiles HA type 3	F_eTE40 F_eTE	400 500	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 ϕ > 6 mm TL 52 ϕ ≤ 6 mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau 1.1 : Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_eE40 type 1, f_e =400 MPa

➢ **Contrainte limite :**

a/ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte- déformation suivant :

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

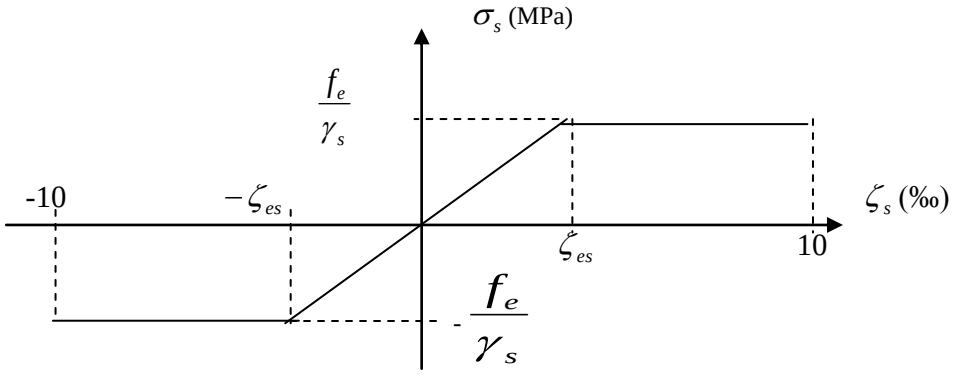


Figure 1.3 : Diagramme contraintes -déformations des aciers

$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$; avec E_s = 200 000 MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité.

γ_s =1 cas de situations accidentelles.

γ_s =1.15 cas de situations durable où transitoire.

b/ Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ = min (2/3f$_e$, 110 $\sqrt{\eta f_{tj}}$)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ =min (1/2 f$_e$, 90 $\sqrt{\eta f_{tj}}$)

η : Coefficient de fissuration.

η = 1 pour les ronds lisses (RL)

η =1.65 pour les armatures à hautes adhérence (HA).

1-4 : Actions et sollicitations :

➢ **Définitions :**

a/les actions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,…) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc. …).

b/les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

➢ **Hypothèses de calcul :**

a/ Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15(n= $\frac{E_s}{E_b}$), n : est appelé coefficient d'équivalence.

b/ calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limite à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

ε_{bc} = 3.5 ‰ en flexion

ε_{bc} = 2 ‰ en compression centrée

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure -1-4

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à 3/7h de la fibre la plus comprimée.

On note y la distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section, la valeur de y détermine celui des domaines dans lequel est situé le diagramme limite.

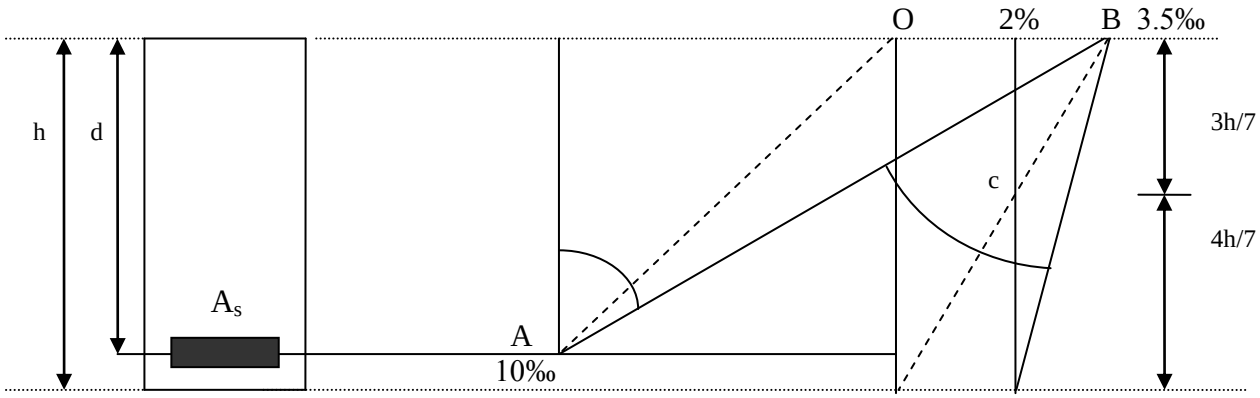


Figure 1.4 : Règle de trois pivots

Chapitre 2

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

2-1 Introduction :

La présente partie est consacrée par le pré dimensionnement des éléments de la structure tels que les poutres principales, les poutres secondaire, l'épaisseur du plancher en satisfaisant la condition de flèche. La section transversale des poteaux fait partie de ce chapitre en exploitant la loi de dégression. Le contreventement de l'ouvrage est assuré par un système de voile, les dimensions tel que l'épaisseur est prédéfinie par le règlement parasismique algérien. Donc le dimensionnement de la totalité des éléments répond aux :

-Les règles BAEL 91.

-Les règles de RPA 99 version 2003.

- les règles CBA 93.

2-1-1 : Pré dimensionnement des poutres:

une poutre soumise à la flexion est un élément dont les dimensions transversales sont faibles par rapport à la portée.

Selon le BAEL 91, la hauteur de la poutre doit vérifier la condition de la flèche suivante:

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10}$$

h_p : Hauteur de la poutre.

L : la longueur de poutre (prise entre axes des poteaux)

il est recommandé que la hauteur doive vérifier les rapports suivants exigés par le RPA 99 version 2003,

à savoir :

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

Art 7.5.1 (RPA 99 version 2003)

Avec: b: Largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

a- Poutres principales: L=500cm

$$\frac{500}{15} \le h_p \le \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \le h_p \le 50$$

On adopte : $h_p = 40cm$

Selon RPA 99 version 2003 : On adopte : b=30cm

$$\left.\begin{array}{l} 40 \ge 30cm \\ 30 \ge 20cm \\ 1.33 \le 4 \end{array}\right\} \rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

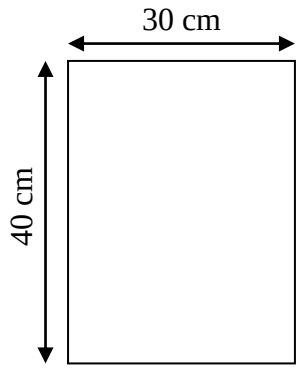


Figure 2.1 : Coupe transversale d'une poutre principale

b- Poutres secondaires : L=425cm

$$\frac{425}{15} \le h_p \le \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33 \le h_p \le 42,5$$

On adopte : $h_p = 35cm$

Selon RPA 99 version 2003 : On adopte : b=30cm

$$\left.\begin{array}{l} 35 \ge 30cm \\ 30 \ge 20cm \\ 1,16 \le 4 \end{array}\right\} \rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

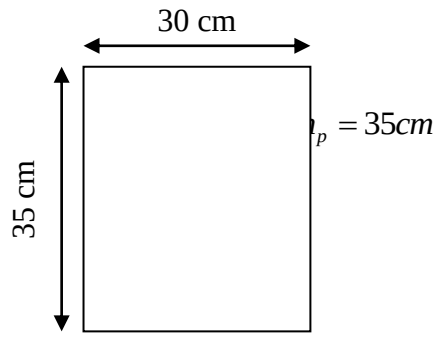


Figure 2.2 : Coupe transversale d'une poutre secondaire

Donc les sections des poutres principales et secondaires sont:
Poutres principales : (40 x 30) cm^2
Poutre secondaires : (35x30) cm^2

2-2 : les planches :

Pour les planchers on a un type :

- on utilise les planchers à corps creux.

2-2-1 : plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué des poutrelles installées entre le coffrage perdu de longueur 55cm. Ces deux éléments sont couverts par une chape de béton constituant la dalle compression. L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$\frac{h_t}{l} \ge \frac{1}{22,5} \qquad \text{(C.B.A.93)}$$

Avec : h_t : est l'épaisseur totale de ce plancher

L : est la plus grande portée entre nus d'appuis

$h_t = h + h_0$ **Avec** h : l'épaisseur du corps creux

h_0 : l'épaisseur de la dalle de compression

Dans notre cas, on a :

$$ht \geq \frac{425-30}{22,5} = \frac{395}{22,5} = 17,55cm$$

Soit un plancher d'épaisseur (16 + 4) cm tel que :

$h = 16$ cm : est l'épaisseur du corps creux.

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

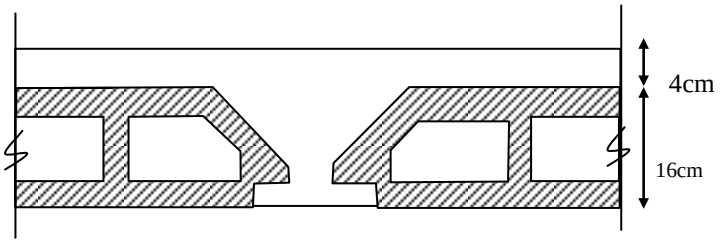


Figure 2.3 : Coupe transversale du plancher corps creux

2-2-3 : descentes de charge :

N° d'étage	Type de Planche	Charges en Kg/m²										
		Carrelage + Sable + Mortier de pose	Etanchéité multicouche	Forme de pente	Isolation thermique	Corps creux + Dalle de compression	Dalle pleine en B.A	Enduit en ciment	Enduit en plâtre	Cloisons légères	G	P
Epaisseur (cm)		4	2	8	4	20	16	2	1	10	-	-
Poids		-	12	-	12	280	2500	18	10	75	-	-
S/Sol	Corps creux	100	-	-	-	280	-	36	10	75	501	400
1er-5ème étage			-	-	-	280	-	36	10	75	501	150
Terrasse inaccessible (haute 6ème étage)			-	176	-	280	-	36	10	-	602	100

Tableau 2.1 : Récapitulation des charges

2-3 : Pré dimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont des éléments structuraux principaux. Sont appelés aussi les colonnes. Ces éléments sont sollicités à la flexion composée (effort normale du au poids mort et d'exploitation et un moment de flexion produit par les effets du deuxième ordre). Pour le pré dimensionnement des poteaux on choisit le poteau le plus sollicité et par la suite la section obtenue sera généralisée pour le reste des poteaux du même niveau.

le pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- Respecter les critères de résistance.

-Vérifier les conditions de RPA 99 version 2003.

-Vérifier les conditions de flambement.

2-3-1 : critère de résistance:

Soit :

N_u : effort normal apporté par les différents niveaux

Br : section réduite du béton d'où Br = (b - 2cm) (a -2cm)

γ_b : coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1.5$

γ_s :coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1.15$

f_e : nuance de l'acier $f_e = 400\,\text{MPa}$

A : section d'armature longitudinale.

α : Coefficient dépend de l'élancement

On doit vérifier que:

$$N_u = \alpha\left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0{,}9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s}\right]$$

Remarque:

☞Comme le nombre d'étages de ce bâtiment est supérieur à *5*, l'évaluation des charges d'exploitation et les charges permanentes sera effectuée à l'aide de la loi de dégression.

☞ Si on a le choix, il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$, alors on prend $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

Application : $\lambda \leq 50 : \alpha = \dfrac{0{,}85}{1+0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} = \dfrac{0{,}85}{\beta}$

$\beta = 1+0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2$; $\beta = 1+0{,}2\left(\dfrac{35}{35}\right)^2 = 1{,}2$;

$$B_r \geq \frac{\beta . N_u}{\left[\dfrac{\sigma_b}{0{,}9} + 0{,}85\left(\dfrac{A}{B_r}\right).\dfrac{f_e}{\gamma_s}\right]}$$

On peut prendre $\dfrac{A}{B_r} = 1\%$

σ_s : Contrainte d'acier. σ_b : Résistance de calcul du béton.

$$B_r \geq \frac{1{,}2.N_u}{\left[\dfrac{14{,}2}{0{,}9} + 0{,}85\left(\dfrac{1}{100}\right).\dfrac{400}{1{,}15}\right].10} = 0{,}0064 N_u \rightarrow N_u \text{ en (Kg)} \Rightarrow B_r \text{ en (cm}^2\text{)}$$

2-3-2 : La loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou à la terrasse.

Q_1, Q_2,…, Q_n : les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2,3,…n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

On adopte pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes:

Sous toit ou terrasse……...Q_0

Sous dernier étage (étage 1) ……..……..... $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)…...$Q_0 + 0{,}95(Q_1 + Q_2)$

(étage 3)…...$Q_0 + 0{,}9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(étage 4)……$Q_0 + 0{,}85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

⋮

(étage n)…….$Q_0 + \dfrac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots Q_n)$

Le coefficient $\dfrac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5

Remarque:

on applique la loi de dégression sur les charges d'exploitations.

a-Application de loi de dégression:

- **les charges exploitations :**

Terrasse : Q_0.....100 kg/m^2

5^{éme} étage : Q_0+Q_1.....250 kg/m^2

4^{éme} étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$.....385 kg/m^2

3^{éme} étage : $Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$ .....505 kg/m^2

2^{éme} étage : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ .....610 kg/m^2

1^{ére} étage : $Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ .....700 kg/m^2

RDC : $Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ .....775 kg/m^2

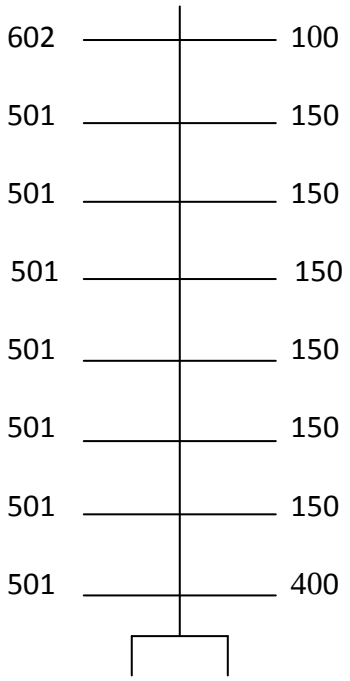
s/sol : $Q_0+0,71(Q1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7$ ..... 1023 kg/m^2

$$Q_0 + \left(\frac{3+n}{2\cdot n}\right)\sum_{i=1}^{n} Q$$

Q_0=100 kg /m^2 …….. Terrasse inaccessible.

Q_1 …… Q_6=150 kg /m^2 ……habitation

Q_7 =400 kg /m^2…… ……..sous sol



Valeur non accumulées des charges et des surcharges

b- Les conditions de RPA 99 version 2003 :

Selon RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone IIa, on a :

- Min $(b_1, h_1) \geq 25$ cm.
- Min $(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$.
- $\frac{1}{4} < b_1 / h_1 < 4$

Avec h_e : hauteur libre d'étage.

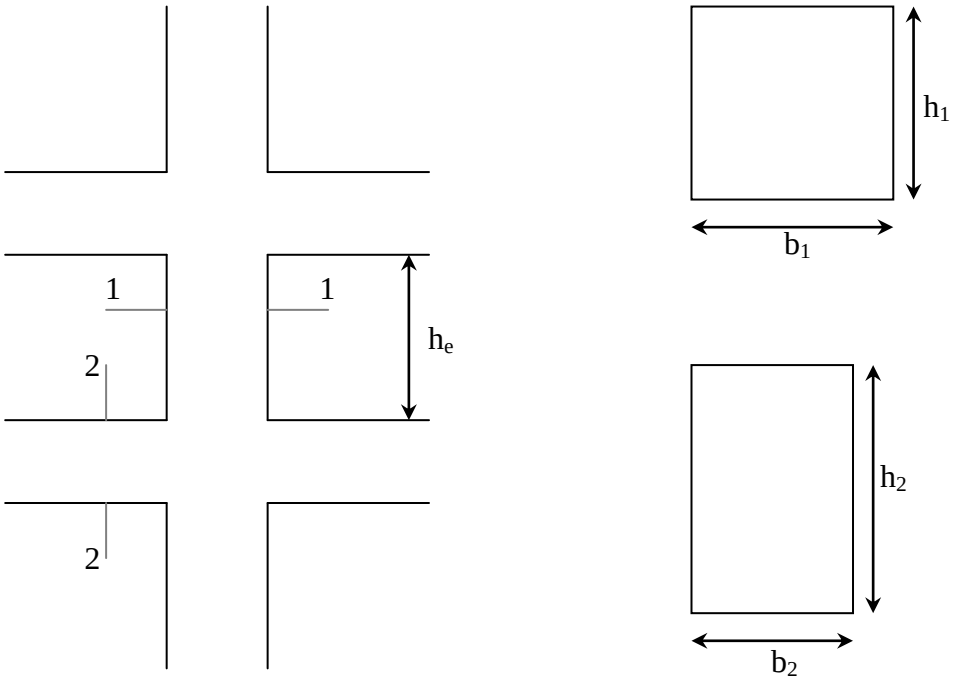


Figure 2.4 : schéma statique représentant l'hauteur libre d'un étage

c-Condition de flambement :

- **Longueur de flambement l_f**

C'est la longueur du poteau, supposé articuler aux deux extrémités, qui aurait même section et même charge critique d'Euler que le poteau considéré.

Pour un bâtiment à étages multiples, on a **:**

$$\mathbf{l_f = 0.7\ l_o}$$

- **Elancement λ :**

On appelle l'élancement λ , le rapport de la longueur de flambement l_f au rayon de giration i de la section droite du béton seul

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \qquad \text{Avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12}$$

B = a x b

(I = moment d'inertie, B = section du béton)

2-3-3:Exemple de calcule :

a-Pré dimensionnement des poteaux (S/Sol) :

La Surface afférente :

$$S_{aff} = \left(\frac{5}{2}+\frac{5}{2}\right)x\left(\frac{4,50}{2}+\frac{3,20}{2}\right) = 19,25m^2$$

Les longueurs afférentes :

L_{aff-pp}= 5/2 + 5/2 = 5 m

L_{aff-ps}= 4.50/2 + 3.20/2 = 3.85 m

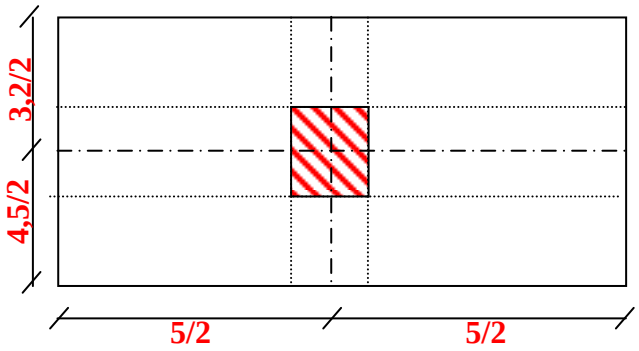


Figure 2.5 : La surface afférente de poteau

b- Détermination de l'effort normal ultime N_U :

$P_U = N_{plancher} + N_{pp}.L_{aff-pp} + N_{ps}.L_{aff-ps}$.

$N_u = 1,15\ P_u$.

$N_{plancher} = (1,35G + 1,5Q).S_{aff}$

$N_{plancher}$ = (1,35.3091,97 + 1,5. 1023).19,25 = 109891,695 Kg.

N_{pp} = 1,35.2500.b.h.n. =3240 Kg.

N_{ps} = 1,35.2500.b.h.n = 2835 Kg.

P_u = 137006,445 kg

$N_u = 1,15\ P_u \Rightarrow N_u$ =157557,412 Kg.

$$B_r \geq 0,0064 \times N_u \Rightarrow B_r \geq 1008,367cm^2$$

$$B_r = (a-2)\times(b-2) \geq 1008,367cm^2$$

Donc on choisi un poteau de section (45×45) cm^2

Les autres résultats du pré-dimensionnement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Surface	N_q cumulé	N_q*S	1.5N_q*S cumulé	N_g cumulé	N_g*S cumulé	PP étage	PP cumulé	PS étage	PS cumulé	(N_g*S+PP+P S)*1.35	P_u=1.35G+1.5 Q	N_u=1.15 P_u	B_r=0.0064N_u	a = b	a+2	à =b'
6éme étage	19,25	100	1925,0	2887,50	602	11588,50	1500	1500	1010,625	1010,625	19033,82	21921,32	25209,52	161,34	12,70	14,70	35×35
5éme étage		250	4812,5	7218,75	1103	21232,75		3000		2021,25	35442,90	42661,65	49060,90	313,99	17,72	19,72	
4éme étage		385	7411,2	11116,88	1553,9	29912,58		4500		3031,875	50550,01	61666,88	70916,91	453,87	21,30	23,30	40×40
3éme étage		505	9721,2	14581,88	1954,7	37627,98		6000		4042,5	64355,14	78937,02	90777,57	580,98	24,10	26,10	
2éme étage		610	11742,5	17613,75	2305,4	44378,95		7500		5053,125	76858,30	94472,05	108642,86	695,31	26,37	28,37	
1éme étage		700	13475,0	20212,50	2606	50165,50		9000		6063,75	88059,49	108271,99	124512,79	796,88	28,23	30,23	45×45
RDC		775	14918,7	22378,13	2856,5	54987,63		10500		7074,375	97958,70	120336,83	138387,35	885,68	29,76	31,76	
Sous-sol		1023	19692,7	29539,13	3091,97	59520,42		12000		8085	107467,32	137006,45	157557,41	1008,37	31,75	33,75	

Tableau 2.2 : pré-dimensionnement des poteaux

c- Les vérifications :

- **Les conditions de RPA 99 versions 2003 :**

- Poteau 35x35 *:*

- min (b_1, h_1) = 35 cm $\geq$ 25cm…….....**C.V**
- min (b_1, h_1) = 35 cm $\geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15{,}3\,\text{cm}$……**C.V**
- 1/4 < b_1/h_1 < 4 $\Rightarrow$ 1/4 <1< 4……**C.V**

- Poteau 40x40 :

- min (b_1, h_1) = 40 cm $\geq$ 25cm…….....**C.V**
- min (b_1, h_1) = 40 cm $\geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15{,}3\,\text{cm}$……**C.V**
- 1/4 < b_1/h_1 < 4 $\Rightarrow$ 1/4 <1< 4……**C.V**

- Poteau 45x45 :

- min (b_1, h_1) = 45 cm $\geq$ 25cm…….....**C.V**
- min (b_1, h_1) = 45 cm $\geq \frac{h_e}{20} = \frac{450}{20} = 22{,}5\,\text{cm}$……**C.V**
- 1/4 < b_1/h_1 < 4 $\Rightarrow$ 1/4 <1< 4……**C.V**

- **Condition de flambement :** $\lambda = \frac{L_f}{i} < 35$

- **Poteau 35x35 :**

$$I = \frac{a \times b^3}{12} \Rightarrow I = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052{,}0833 cm^4$$

$$B = a \times b \Rightarrow B = 35 \times 35 = 1225 cm^2$$

$$i = \sqrt{\frac{125052{,}0833}{1225}} = 10{,}10 cm$$

$$\lambda = \frac{0{,}7 \times 306}{10{,}10} = 21{,}20 < 35$$ ……**C.V**

- **Poteau 40x40 :**

$$I = \frac{a \times b^3}{12} \Rightarrow I = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333{,}3333 cm^4$$

$$B = a \times b \Rightarrow B = 40 \times 40 = 1600 cm^2$$

$$i = \sqrt{\frac{213333{,}3333}{1600}} = 11{,}55 cm \quad ;$$

$$\lambda = \frac{0{,}7 \times 306}{11{,}55} = 18{,}55 < 35$$ ……....**C.V**

- **Poteau 45x45 :**

$$B = a \times b \Rightarrow B = 45 \times 45 = 2025 cm^2$$

$$i = \sqrt{\frac{341718,75}{2025}} = 12,99 cm$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 450}{11,55} = 24,25 < 35 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{C.V}$$

2-4 : Les voiles :

2-4-1 : Les voiles du contreventement :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$

a : épaisseur du voile

L : la largeur du voile qui correspond à la portée minimale.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e:

$$\left.\begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq h_e / 20 \end{array}\right\} \textbf{Art 7.7.1 (RPA 99 version 2003)}$$

$$h_e = 400 - 20 = 380 cm$$

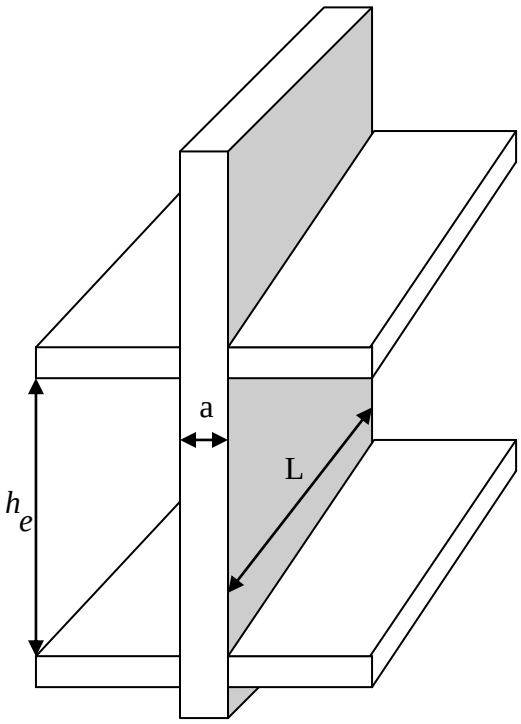


Figure 2.6 : Coupe de voile en élévation

$a \geq \frac{380}{20} \Rightarrow a \geq 19cm$ On prend a = 20cm

Il y a deux types de voile selon la largeur L :

- L_1 = 140 cm
- L_2 = 200 cm

➢ **Vérification du flambement :**

$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7\frac{l}{i}$; $i = \sqrt{\frac{Imin}{B}}$ avec : $\lambda < 50$

L (cm)	a (cm)	I_{nim} (cm^4)	L_f (cm)	λ	λ <50
140	20	5,77	280	48,52	ne flambe pas
200	20	5,77	280	48,52	ne flambe pas

Tableau 2.3 : vérification de flambement de voile

2-4-2 : Voiles périphériques du sous sol :

Les ossatures aux niveaux de base formées de poteau court doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations (radier…) et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- $a_p \geq 15$ cm
- les armatures sont constituées de deux nappes.
- De plus l'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de l'hauteur libre d'étage he.

$$a_p \geq \frac{he}{25} \ldots(*)$$

h_e = 450 – 20 = 430 cm

$(*) \Rightarrow a_p \geq \frac{430}{25} = 17,2 \Longrightarrow$

On choisit a_p = 20cm

Chapitre 3

Etude des planchers

3-1 : Introduction:

Les planchers sont des pièces minces horinzontales de largeur néttement supérieure à l'épaisseur , qu'ils séparent le bâtiment à plusieures niveaux défferents, et ils ont deux fonctions principales :

a) Fonction de résistance :(supportent les charges permanentes et les charges d'exploitation).

b) Fonction d'isolation :(isolation termique et acoustique)

* On distingues deux grandes classes des planchers :

- plancher coulé surplace (**exemple** : corps creux, dalle pleine….)

Dans notre projet on n'a adopté un type de plancher :

- Plancher à corps creux.

3-2 : Plancher à corps creux :

➢ **Détermination des dimensions des poutrelles :**

Ce type de plancher est composé d'un corps creux et d'une dalle de compression d'épaisseur (16+4)cm **[2] :**

➢Les poutrelles ont une section en (Té).

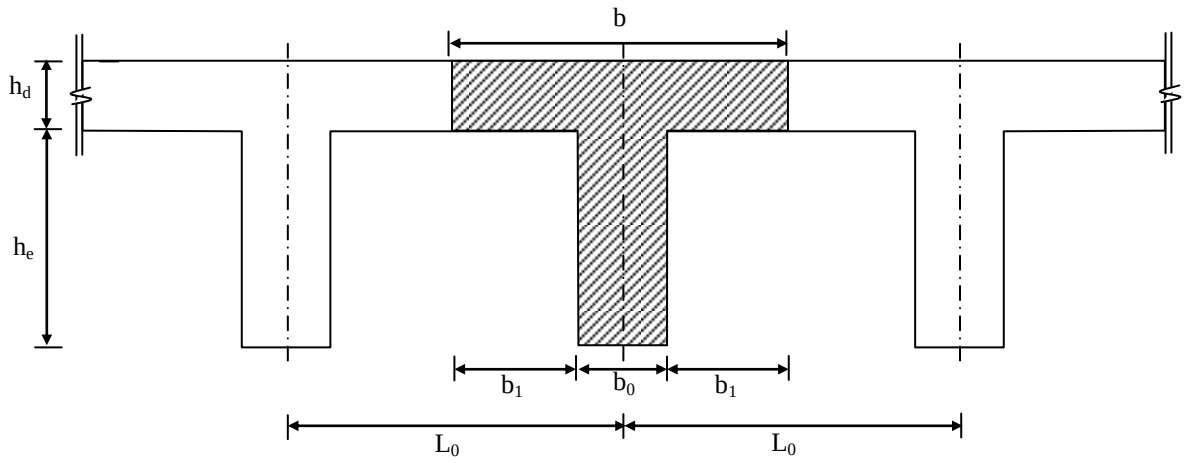


Figure 3.1: Dimension de la section en (Té)

- D'après les règles de (BAEL91 page126), la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

- $b_1 \leq L/10$
- $b_1 \leq (L_n - b_0)/2$
- $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$

Avec :

L : La portée entre nus d'appui de la poutrelle.

L_n : Distance entre axe des nervures.

Suivant le DTR BC22, normes algériennes : L_n = 60cm

b_o = 12cm ; h_o = 4cm.

L = 450– 30 = 420 cm.

b_1 = 420/10 = 42 cm

$b_1 \leq (60 - 12)/2 = 24$ cm

$24 \leq b_1 \leq 32$

On prend : b_1 = 24cm.

$\Rightarrow b = 2b_1 + b_o = 2\times24 + 12 = 60$cm

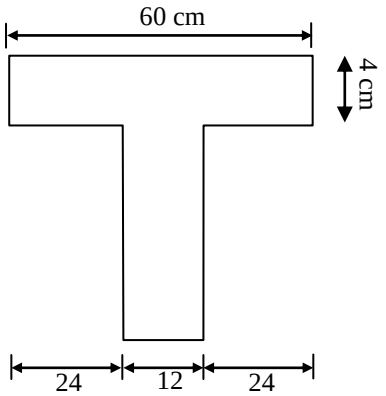


Figure 3.2: Schéma d'une section en " Té "

3-3 : Ferraillage de la dalle de compression :

Pour le ferraillage de la dalle de compression les conditions suivantes doivent être respectées (BAEL83 : Art B6.8.4) **[2]** :

1-Lé hourdi doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, et être armé d'un quadrillage de barres (treillis soudés), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures

30cm pour les armatures parallèles aux nervures

2-Si $A\perp$ est la section des armatures perpendiculaires aux nervures en (cm²/ml), on doit avoir :

$A\perp \geq 200/fe$: si l'entre- axe des poutrelles Ln ≤50cm

$A\perp \geq 4Ln/fe$: si l'entre- axe Ln est compris entre 50cm et 80cm

3-Si A // est la section des armatures parallèles aux nervures, alors :

$A// \geq A\perp/2$ en (cm²/ml)

a/ Armatures perpendiculaires aux nervures :

$50cm \leq L_n = 60cm \leq 80cm$

$A.\perp \geq 4\, L_n/f_e = 4x60/520 = 0.46cm^2/ml$

Fe : limite d'élasticité (treillis soudés ø6 ⟶ fe=520MPa) ⟶ 5ø6/ml

$\Rightarrow A\perp = 1.41cm^2/ml$; st=20cm

b/ Armatures parallèles aux nervures :

$A// \geq A\perp/2 \Rightarrow A// \geq 1.41/2 = 0.7cm^2/ml$ ⟶ 5Φ6/ml

$\Rightarrow A// = 1.41cm^2/ml$: s_t =20cm

Donc : on adopte un treillis soudes : Φ6 de mailles (200x200) mm^2

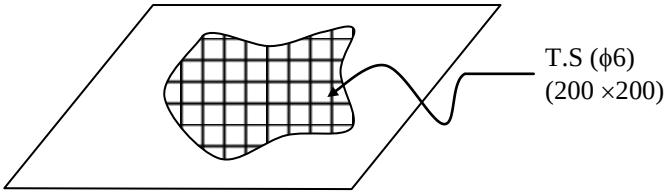


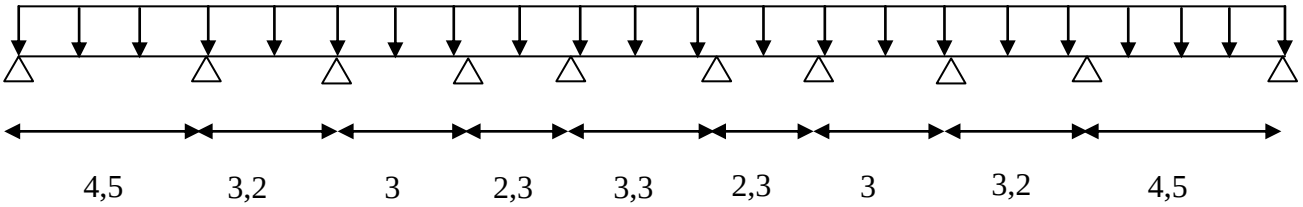
Figure 3.3: Schéma de T.S

3-4 : Etude des poutrelles :

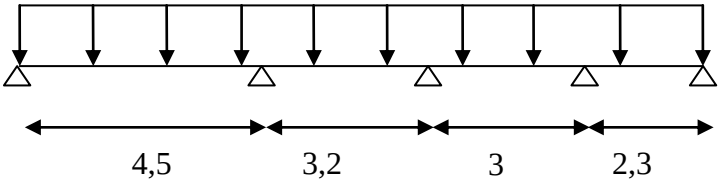
a-Ferraillage des poutrelles :

Dans notre projet on a 03 types de poutrelles à étudier. Leurs schémas statiques sont donnés comme suit :

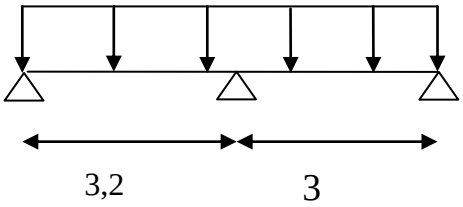
- **Type 01 :**



- **Type 02 :**



- **Type 03 :**

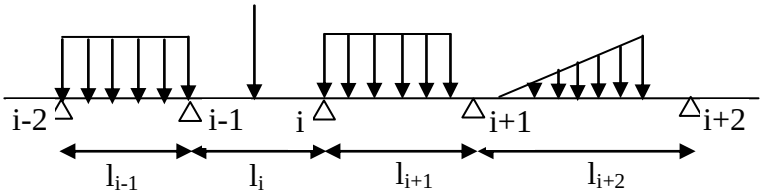


Niveau	G (kg/m²)	P (kg/m²)	Qu = 1.35G+1.5P	q_S= G+P	Bande (m)	qu = 0.6 qu (kg/ml)	q_S= 0.6q_{ser} (kg/ml)
Sous sol	501	400	1276,35	901	0,6	766	540,6
Etage courant	501	150	901,35	651	0,6	540,81	390,6
Terrasse inaccessible	602	100	962,7	702	0,6	577,62	421,2

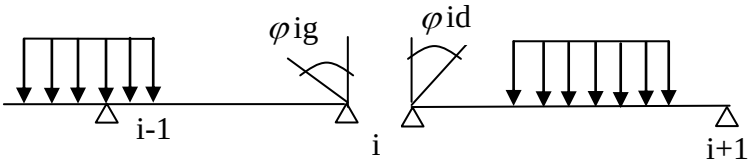
Tableau 3.1 : Récapitulation des charges

b- Méthode des trois moments :

Soit une poutre continue quelconque on considère l'appui (i) ou on cherche le moment d'appui Mi



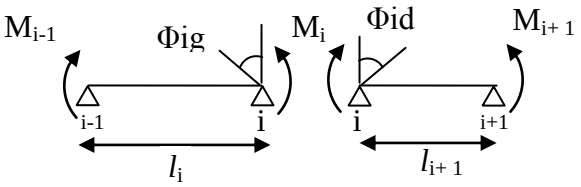
On décompose l'appui (i).



φ_{ig} : Rotation en (i) à gauche

φ_{id} : Rotation en (i) à droite.

Les rotations Sont dues aux chargements extérieurs sachant que dans les appuis intermédiaires il existe des moments intérieurs, donc on peut décomposer l'appui en deux côtés.



$$M_{i-1}\, l_i + 2M_i\,(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}\, l_{i+1} = -\frac{q}{4}(l_i^3 + l_{i+1}^3)$$

Donc ; on applique la méthode des trois moments.

c- Calcul des efforts internes :

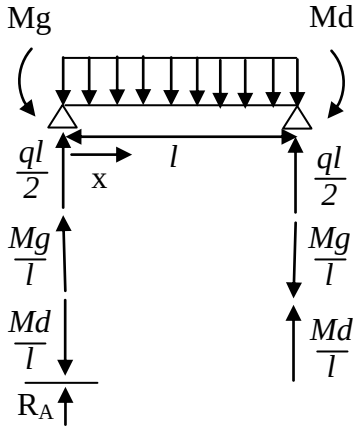
➢ **Aspect théorique**

$Ra = \frac{ql}{2} + \frac{Mg - Md}{l}$

$Ra + R_B = q.l$

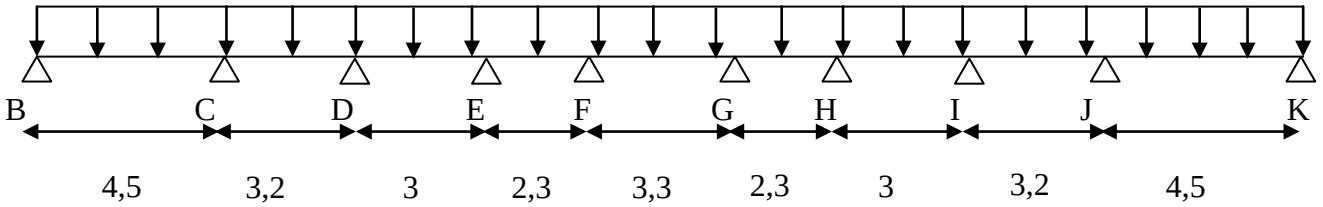
$T = Ra - qx$

$M_t^{max} = Ra.x - \frac{qx^2}{2} - Mg$



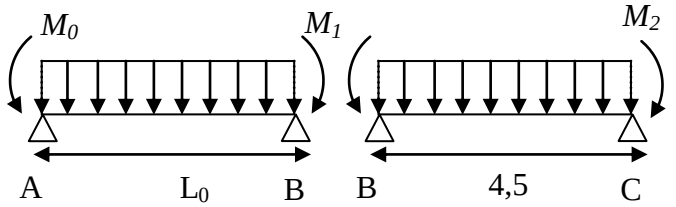
3-4-1 Exemple de calcul :

- **Type 01 : (sous sol)**



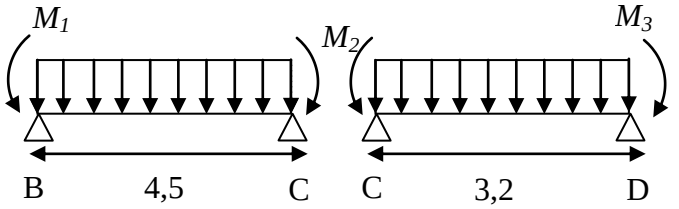
$9M_1 + 4,5\ M_2 = -174,50$ ……. (1u)

$9M_1 + 4,5\ M_2 = -123,15$ ……. (1s)



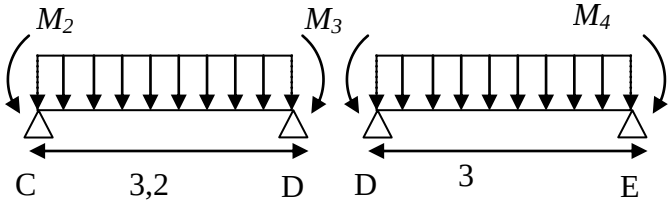
$4,5M_1 + 15,4M_2 + 3,2M_3 = -237,25 .....(2u)$

$4,5M_1 + 15,4M_2 + 3,2M_3 = -167,44 .....(2s)$



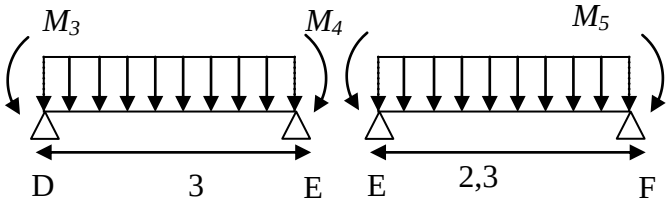
$3,2M_2 + 12,4M_3 + 3M_4 = -114,45$ ……. (3u)

$3,2M_2 + 12,4M_3 + 3M_4 = -80,77$ ……. (3s)



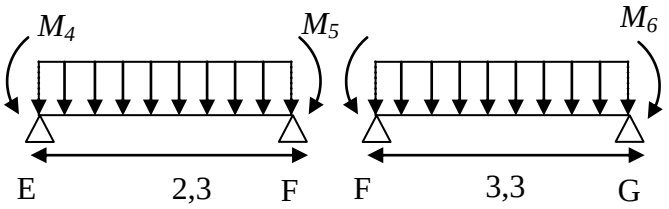
$3M_3 + 10,6M_4 + 2,3M_5 = -75$ ……. (4u)

$3M_3 + 10,6M_4 + 2,3M_5 = -52,93$ …… (4s)



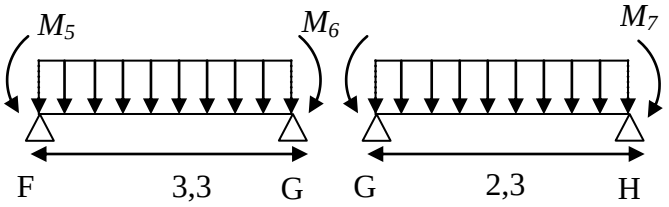
$2{,}3M_4 + 11{,}2M_5 + 3{,}3M_6 = -92{,}12$ …….. (5u)

$2{,}3M_4 + 11{,}2M_5 + 3{,}3M_6 = -65{,}01$ …….. (5s)



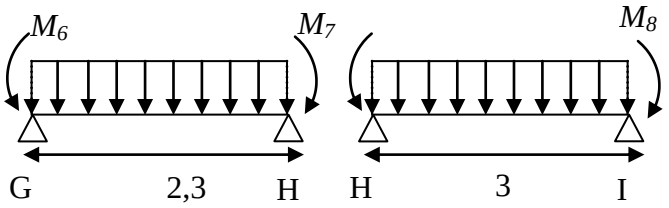
$3{,}3M_5 + 11{,}2M_6 + 2{,}3M_7 = -92{,}12$ …….. (6u)

$3{,}3M_5 + 11{,}2M_6 + 2{,}3M_7 = -65{,}01$ …….. (6s)



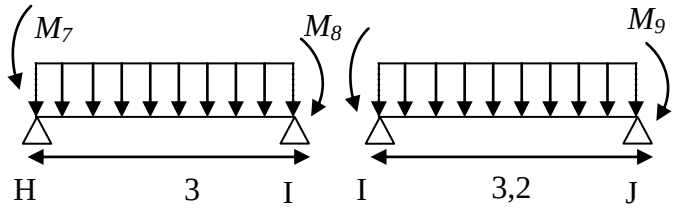
$2{,}3M_6 + 10{,}6M_7 + 3M_8 = -75$ …….. (7u)

$2{,}3M_6 + 10{,}6M_7 + 3M_8 = -52{,}93$ …….. (7s)



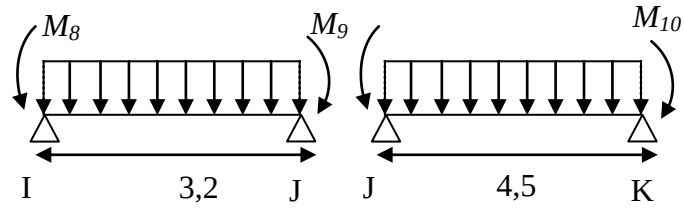
$3M_7 + 12{,}4M_8 + 3{,}2M_9 = -114{,}45$ ……. (8u)

$3M_7 + 12{,}4M_8 + 3{,}2M_9 = -80{,}77$ ……. (8s)



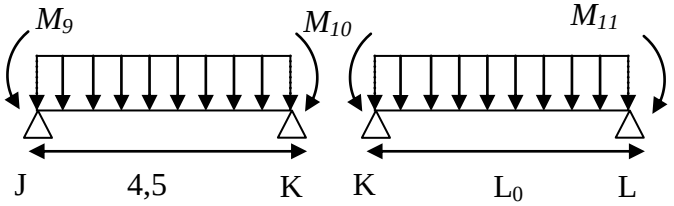
$3{,}2M_8 + 15{,}4M_9 + 4{,}5M_{10} = -237{,}25 \ldots\ldots (9u)$

$3{,}2M_8 + 15{,}4M_9 + 4{,}5M_{10} = -167{,}44 \ldots\ldots (9s)$



$4{,}5M_9 + 9M_{10} = -174{,}50$ ……. (10u)

$4{,}5M_9 + 9M_{10} = -123{,}15$ ……. (10s)



Matricielle ment, le système d'équations linéaire se simplifie comme suit :

$$\begin{pmatrix} 9 & 4{,}5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4{,}5 & 15{,}4 & 3{,}2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3{,}2 & 12{,}4 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3 & 10{,}6 & 2{,}3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2{,}3 & 11{,}2 & 3{,}3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3{,}3 & 11{,}2 & 2{,}3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2{,}3 & 10{,}6 & 3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 12{,}4 & 3{,}2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3{,}2 & 15{,}4 & 4{,}5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4{,}5 & 9 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \\ M_8 \\ M_9 \\ M_{10} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -174{,}55 \\ -237{,}25 \\ -144{,}45 \\ -75 \\ -92{,}12 \\ -92{,}12 \\ -75 \\ 144{,}45 \\ -237{,}25 \\ -174{,}55 \end{pmatrix}$$

Donc : $M_1 = M_{10} = -14{,}36$ KN.m $M_2 = M_9 = -10{,}05$ KN.m $M_3 = M_8 = -5{,}61$ KN.m

$M_4 = M_7 = -4{,}26$ KN.m $M_5 = M_6 = -5{,}67$ KN.m

➢ **Calcul des moments au niveau de la travée :**

$Ra = \frac{ql}{2} + \frac{Mg - Md}{l} \longrightarrow R_B = \frac{7,66 \times 4,5}{2} + \frac{14,36 - 10,05}{4,5}$

➔ $R_B = 18,20$ KN

$M_t^{max} = Ra.x - \frac{qx^2}{2} - Mg$

$M_t^{max} = 18,20x - \frac{7,66}{2} x^2 - 14,36$

$T = R_B - qx$

$T = 18,20 - qx \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2,375$ m

$M(x) = 18,20\ (2,375) - \frac{7,66}{2} (2,375)^2 - 14,36$

$Mt^{BC} = 7,26$ KN.m

➔ $R_C = 13,64$KN

$Mt^{CD} = 13,64x - \frac{7,66}{2} x^2 - 10,05$

$T = 13,64 - qx \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1.781$ m

$Mt^{CD} = 13.64\ (1.781) - \frac{7,66}{2} (1.781)^2 - 10.05$

$Mt^{CD} = 2.08$ KN.m

➔ $R_D = 11.94$ KN

$Mt^{DE} = 11.94x - \frac{7,66}{2} x^2 - 5,61$

$T = 11.94 - qx \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,558$ m

$Mt^{DE} = 11.94\ (1,558) - \frac{7,66}{2} (1,558)^2 - 5,61$ $Mt^{DE} = 3,69$ KN.m

➔ $R_E = 8,196$ KN

$Mt^{EF} = 8,196\ x - \frac{7,66}{2} x^2 - 4,26$

$T = 8,196 - qx \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,07$ m

$Mt^{EF} = 8,196\ (1,07) - \frac{7.,66}{2} (1,07)^2 - 4,26$

$Mt^{EF} = 0,124$ KN.m

➔ $R_F = 12,639$ KN

$Mt^{FG} = 12,639x - \frac{7,66}{2} x^2 - 2,43$

$T = 12,639 - qx \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,65$ m

$Mt^{FG} = 12,639\ (1,65) - \frac{7,66}{2} (1,65)^2 - 2,43$

$Mt^{FG} = 4,76$ KN.m

➔ $R_G = 9,422$ KN

$Mt^{GK} = 9,422x - \frac{7,66}{2} x^2 - 5,67$

$T = 9,422 - qx \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,23$ m

$Mt^{GK} = 9{,}422\ (1{,}23) - \frac{7{,}66}{2}(1{,}23)^2 - 5{,}67$

$Mt^{GK} = 0{,}124$ KN.m

➔ $R_k = 11{,}04$ KN

$Mt^{KL} = 11{,}04x - \frac{7{,}66}{2}x^2 - 4{,}26$

$T = 11{,}04 - qx \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1{,}441$ m

$Mt^{KL} = 11{,}04\ (1{,}441) - \frac{7{,}66}{2}(1{,}441)^2 - 4{,}26$

$Mt^{KL} = 3{,}69$ KN.m

➔ $R_L = 10{,}86$ KN

$Mt^{LM} = 10{,}86x - \frac{7{,}66}{2}x^2 - 5{,}61$

$T = 10{,}86 - qx \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1{,}418$ m

$Mt^{LM} = 10{,}86\ (1{,}418) - \frac{7{,}66}{2}(1{,}418)^2 - 5{,}61$

$Mt^{LM} = 2{,}08$ KN.m

➔ $R_M = 16{,}27$ KN

$Mt^{MO} = 16{,}27x - \frac{7{,}66}{2}x^2 - 10{,}05$

$T = 16{,}27 - qx \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2{,}124$ m

$Mt^{MO} = 16{,}27\ (2{,}124) - \frac{7{,}66}{2}(2{,}124)^2 - 10{,}05$

$Mt^{MO} = 7{,}26$ KN.m

➢ **Calcul de l'effort tranchant « T » :**

➔ Travée BC $0 \le x \le 4{,}5$ m $T = 18{,}20 - qx$

Pour x = 0 : $T_1 = 18{,}20$KN

Pour x = 4,5m : $T_2 = -16{,}27$ KN

➔ Travée CD $0 \le X \le 3{,}2m$ $T = 13{,}64 - qx$

Pour x = 0 : $T_1 = 13{,}64$ KN

Pour x = 3,2 : $T_2 = -10{,}86$ KN

➔ Travée DE $0 \le X \le 3m$ $T = 11{,}94 - qx$

Pour x = 0 : $T_1 = 11{,}94$ KN

Pour x = 3 : $T_2 = -11{,}04$ KN

➔ Travée EF $0 \le X \le 2{,}3m$ $T = 8{,}196 - qx$

Pour x = 0 : $T_1 = 8{,}196$ KN

Pour x = 2,3 : $T_2 = -9{,}422$ KN

➔ Travée FG $0 \le X \le 3{,}3m$ $T = 12{,}639 - qx$

Pour x = 0 : $T_1 = 12{,}639$ KN

Pour x = 3,3 : T_2= -12,639 KN

➔Travée GK $0 \leq X \leq 2{,}3m$ T= 9,422 – qx

Pour x = 0 : T_1=9,422 KN

Pour x = 2,3 : T_2= -8,196 KN

➔Travée KL $0 \leq X \leq 3m$ T= 11,04 – qx

Pour x = 0 : T_1=11,04 KN

Pour x = 3 : T_2= -11,94 KN

➔Travée LM $0 \leq X \leq 3{,}2m$ T= 10,86 – qx

Pour x = 0 : T_1=10,86 KN

Pour x = 3,2 : T_2= -13,64 KN

➔Travée MO $0 \leq x \leq 4{,}5\,\text{m}$ T= 16,27 – qx

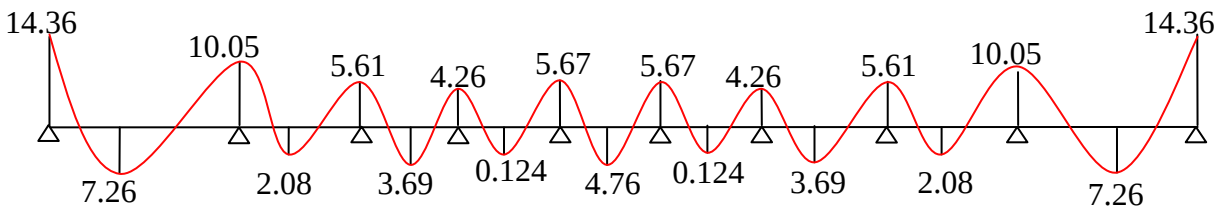
Pour x = 0 : T_1 = 16,27 KN

Pour x = 4,5m : T_2= -18,20 KN

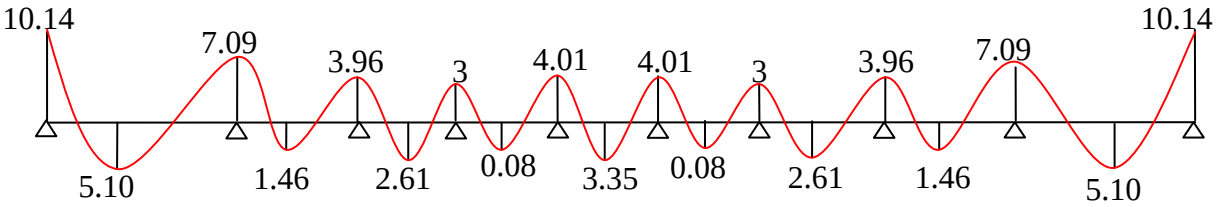
3-4-2 : Détermination des diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants :

- **Sous sol :**
  - **Type 1 :**

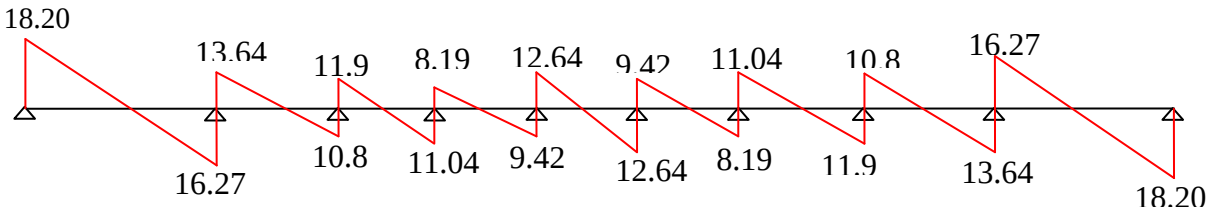
ELU :



ELS :

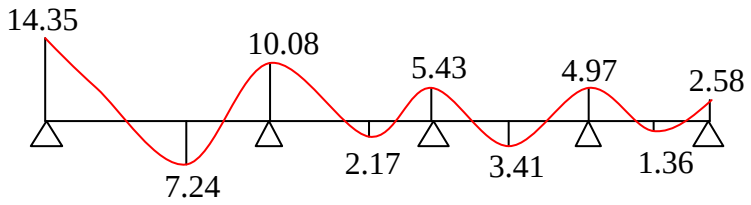


ET :

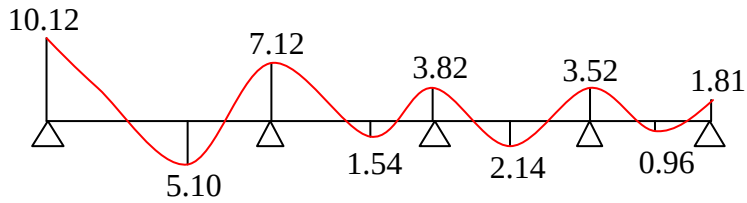


- **Type 2 :**

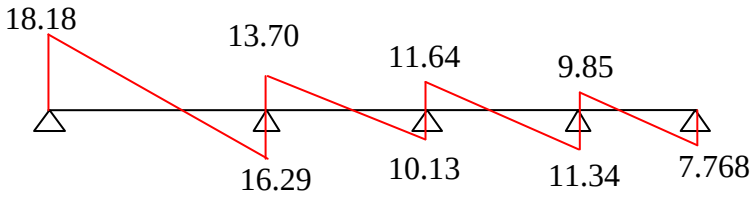
ELU :



ELS :

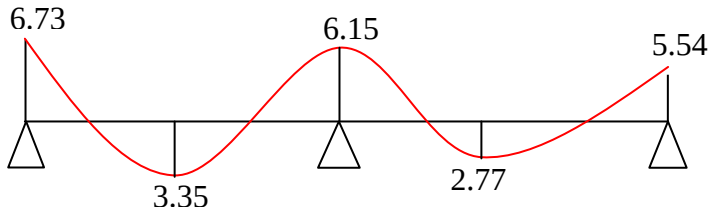


ET :

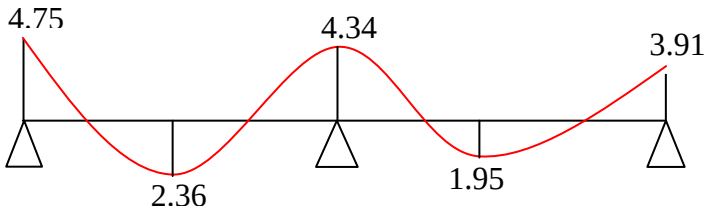


- **Type 3 :**

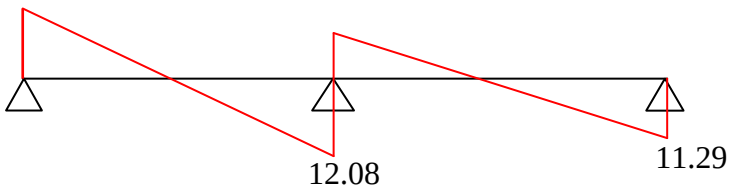
ELU :



ELS :



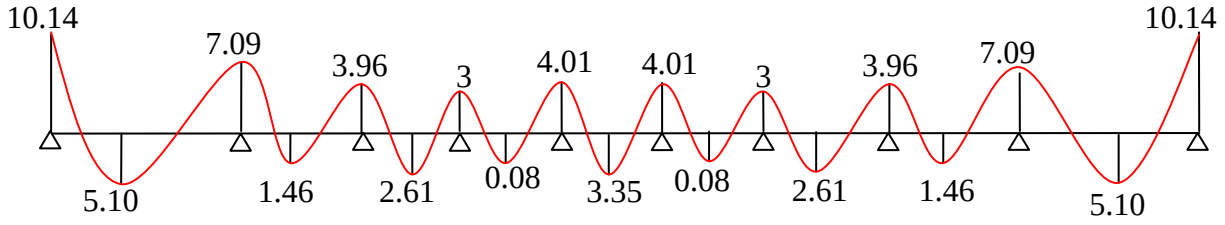
ET :



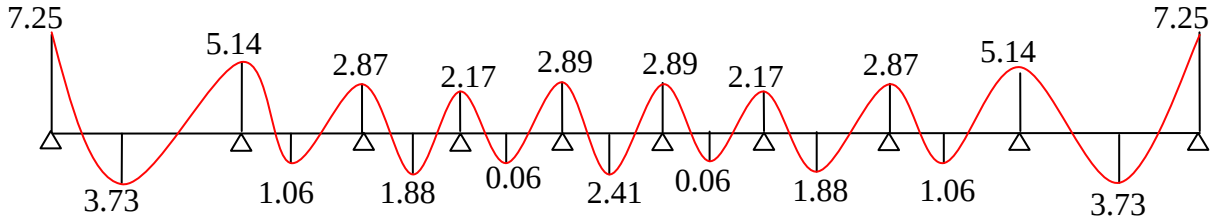
- **Etage courant :**

  - **Type 1 :**

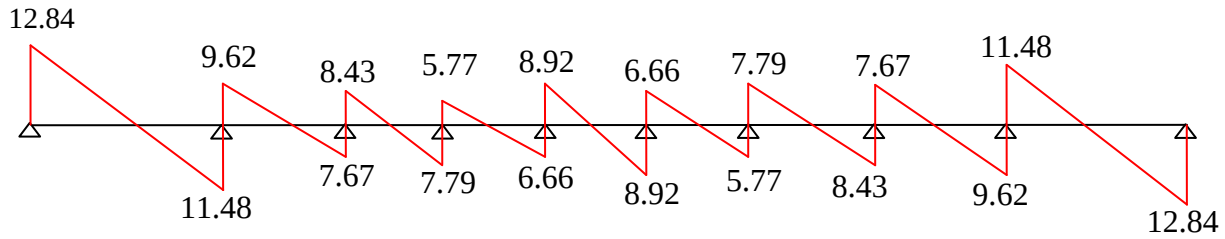
ELU :



ELS :

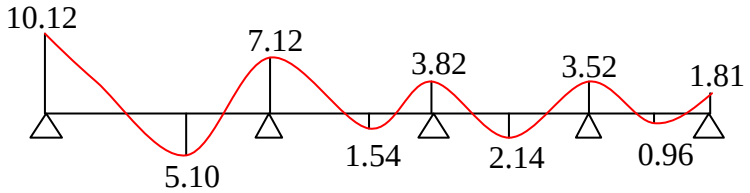


E.T :

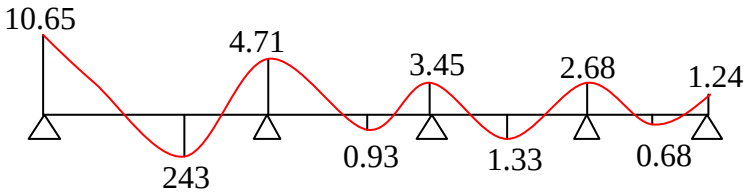


  - **Type 2 :**

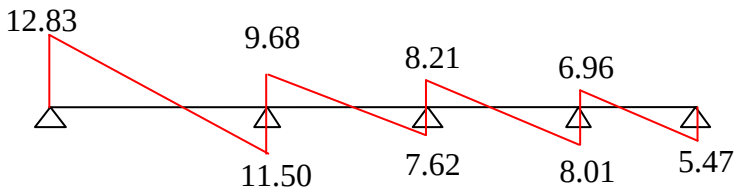
ELU :



ELS :

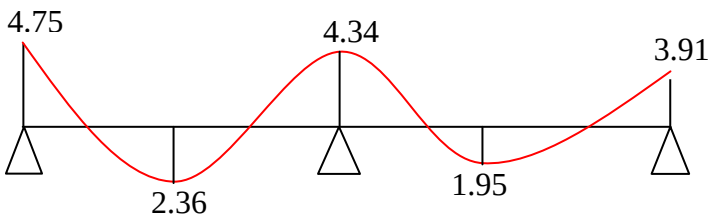


ET :

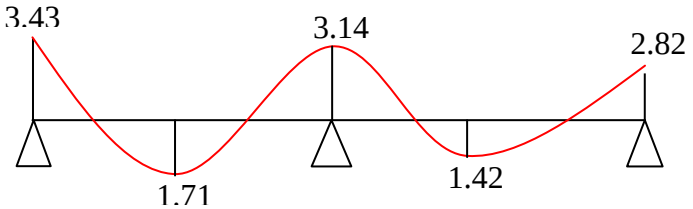


- **Type 3 :**

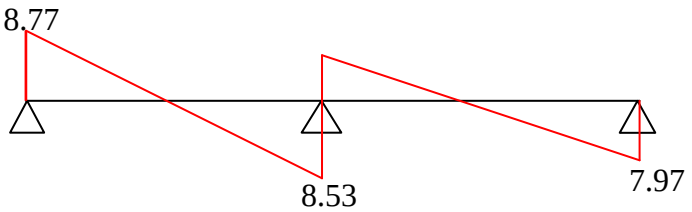
ELU :



ELS :



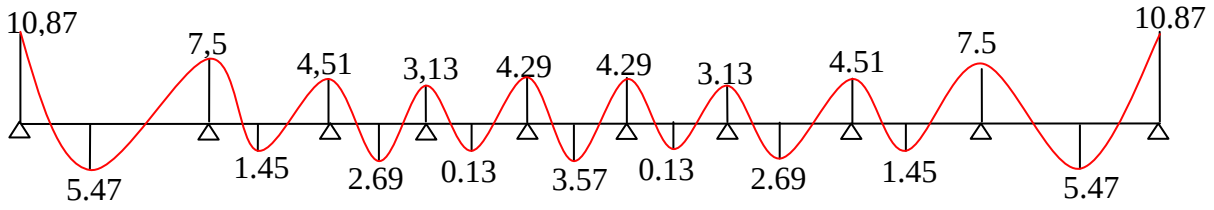
ET :



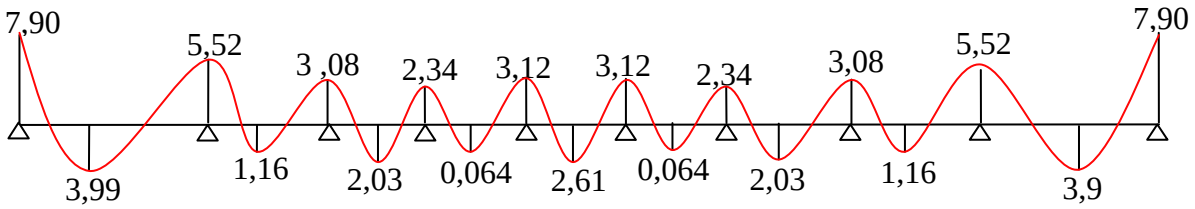
- **Terrasse inaccessible :**

- **Type 1 :**

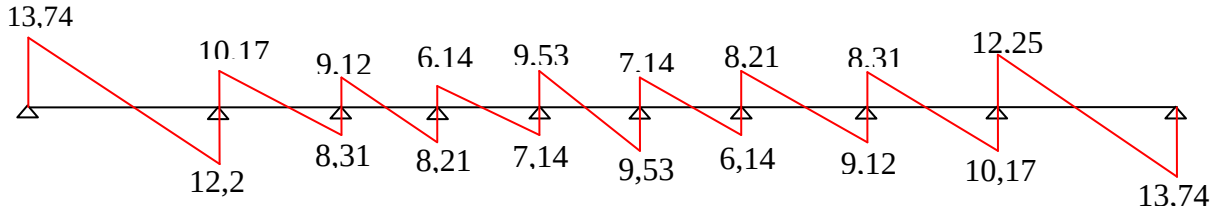
ELU :



ELS :

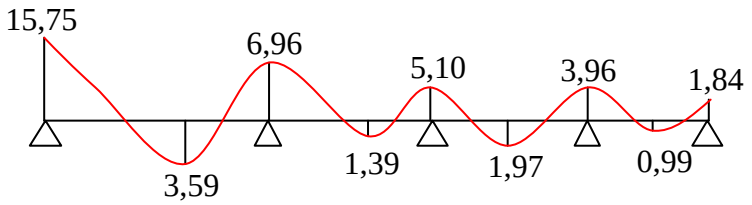


E.T :

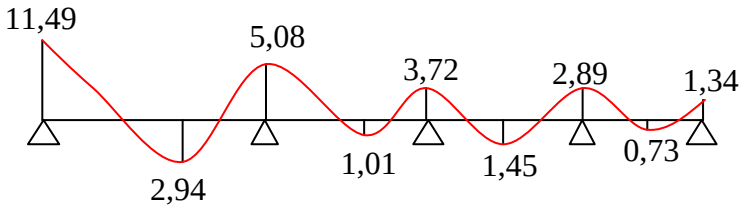


- **Type 2 :**

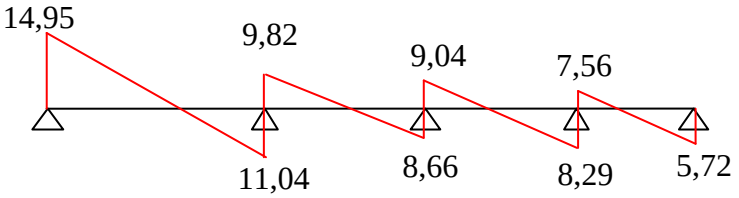
ELU :



ELS :

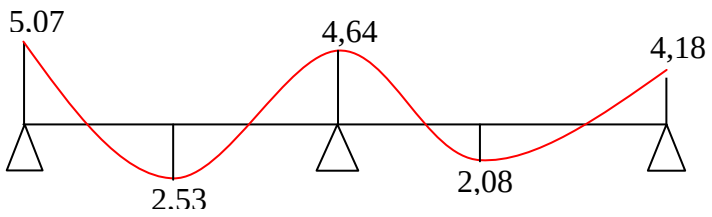


E.T :

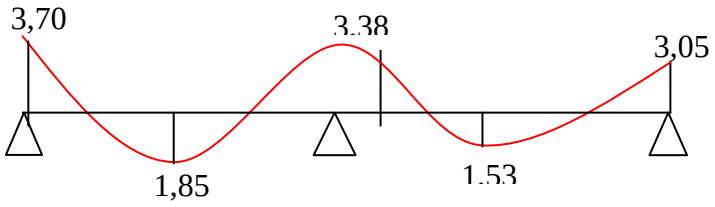


- **Type 3 :**

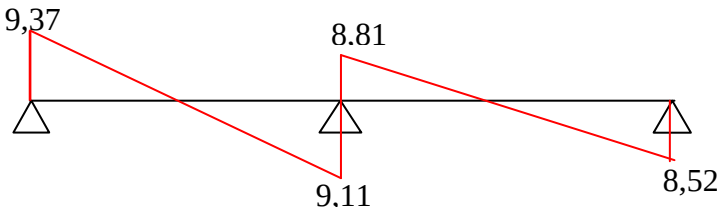
ELU :



ELS :



ET :



➢**Moment fléchissant et efforts tranchants maximales :**

- **plancher sous sol :**

ELU: $\begin{cases} M_{t\,max} = 7.26 \text{ KN.m} \\ M_{a\,max} = 14.36 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS: $\begin{cases} M_{t\,max} = 5.10 \text{ KN.m} \\ M_{a\,max} = 10.14 \text{ KN.m} \end{cases}$

- $T_{max} = 18.20 KN$

- **plancher Etage courant :**

ELU: $\begin{cases} M_{t\,max} = 5.10 \text{ KN.m} \\ M_{a\,max} = 10.14 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS: $\begin{cases} M_{t\,max} = 3.73 \text{ KN.m} \\ M_{a\,max} = 10.65 \text{ KN.m} \end{cases}$

- $T_{max} = 12.84$ KN

- **plancher Terrasse inaccessible :**

ELU: $\begin{cases} M_{t\,max} = 5.47 \text{ KN.m} \\ M_{a\,max} = 15.75 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS: $\begin{cases} M_{t\,max} = 3.99 \text{ KN.m} \\ M_{a\,max} = 11.49 \text{ KN.m} \end{cases}$

- $T_{max} = 14.95$ KN

3-4-3 : Détermination de ferraillage et vérification :

a- En travée ELU (sous sol) :

$M_{t\,max} = 7.26$ KN.m

- **Calcul le moment capable de la table :**

$M_t = \mu_0 .b.d^2. f_{bc}$ **(BAEL 91 p 127)**

Si $M_u < M_t$: l'axe neutre est dans la table de compression et la section en « Té » sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b x h)

Si $M_u > M_t$: l'axe neutre est dans la nervure et la section de calcule sera une section en "Té" .

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} \quad \Rightarrow \quad \alpha_0 = \frac{0.04}{0.18} \quad \Rightarrow \quad \alpha_0 = 0.222$$

$$0.167 \le \alpha_0 \le 0.259 \quad \Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07 \quad \Rightarrow \mu_0 = 0.155$$

$M_t = 0{,}155.\ 0{,}6.\ (180)^2.14,\ 17 = 42697{,}044$ N.ml $\Rightarrow M_t = 42{,}7$ KN.m

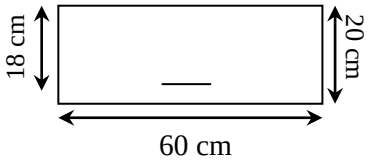
Donc : $M_u < M_t$ la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20)\ cm^2$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

-pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400 ; avec : $\mu_{lim\ ite} = 0{,}391$

- **On calcule le moment réduit** : μ **(BAEL91 p 119)**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7260}{14{,}2 \times 0{,}6 \times (180)^2} \qquad \mu = 0{,}026$$



Figuer 3.4 : Section de calcul ($b \times h$)

$\mu \leq \mu_{\lim\ ite} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad \Rightarrow \beta_u = 0.026$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u\, b \quad d \quad f_{bu}}{\sigma_{su}} = \frac{0.026 \times 60 \times 18 \times 14{,}2}{348} = 1{,}15 cm^2$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t_{28}}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 cm^2 \qquad \textbf{(BAEL91 p 275)}$$

$A_s = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 1{,}30 cm^2$ Choix : 3T10 , A= 2.36cm^2

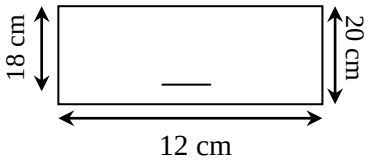
b- En appui : E.L.U :

La table de compression se trouve dans la partie tendue (on néglige les ailettes)

La section de calcul est une section rectangulaire de dimensions (b_0 x h) = (12 x 20)

On calcule le moment réduit : μ $\mu_{\lim\ ite} = 0{,}391$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b x b x d^2} = \frac{14360}{14{,}2 x 0{,}12 x (180)^2} \qquad \mu = 0{,}26$$



Figuer 3.5 : Section de calcul ($b_0 \times h$)

$\mu \leq \mu_{\lim\ ite} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad \Rightarrow \beta_u = 0.307$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.307 \times 12 \times 18 \times 14{,}2}{348} = 2{,}706 cm^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t_{28}}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 cm^2 \qquad \textbf{(BAEL91 p 275)}$$

$A_s = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 2{,}706 cm^2$ Choix : 3T12 , A= 3.39cm^2

➢ **Vérification à l'ELS :**

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s) **(BAEL91 p 131)**

Acier feE 400
Section rectangulaire. $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{c28}$
Flexion simple.

a-En travée : $M_{t\,max} = 5{,}10$ KN.m

La distance y et le moment d'inertie I se calculent par les formules données par **(BAEL91 p134)** cas de la section en Té **[2]** :

- **Vérification de la position de l'axe neutre :**
  - **Centre de gravité (avec A'$_s$ = 0) :**

$$b_0.y^2 + \left[2(b-b_0)h_0 + 30.A_s\right].y - \left[(b-d_0)h_0^2 + 30\cdot d\cdot A_s\right] = 0$$

$12.y^2 + [2\ (60-12)\ 4 + 30\ .2{,}36].y - [\ (60-12)\ 4^2 + 30.18.2{,}36\ ] = 0$

y = 4,056 cm > h_0 : l'axe neutre est bien dans la nervure**.**

  - **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0.y^3}{3} + \frac{(b-b_0).h_0^3}{12} + (b-b_0).h_0.\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15.A_s.(d-y)^2$$ **(BAEL 91 p 134)**

I = 16238.68 cm^4.7

  - **Contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.0051}{0{,}821751.10^{-4}} = 62{,}06 MPa/m$$

$\sigma_{bc} = K.y = 62{,}06.0{,}04056 = 2{,}527 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$ =15Mpa……Condition vérifiée

Donc les armatures calculées à L' E.L.U sont maintenues

b-En appui : $M_{a\,max} = 10{,}14$ KN.m

- **Vérification la position de l'axe neutre**
  - **Centre de gravité (avec A'$_s$ = 0) :**

On conduit le calcul comme la section étant rectangulaire (b_0 x h) = (12 x 20) ;

Cas de la section rectangulaire → **(BAEL 91 p 133).** y = 8,820 cm.

  - **Inertie :**

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15.A_s.(d-y)^2$$

I =7029,77 cm^4.

- **Contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.01014}{0,0702977.10^{-3}} = 144,24 MPa/m$$

$\sigma_{bc} = K.y = 144,24.0,08820 = 12,72 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ ……Condition vérifiée

Donc les armatures calculées à L' E.L.U sont maintenues

➢ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa})$$ **(BAEL 91 p 192)**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ = min (3,33 Mpa, 5Mpa) = 3,33Mpa

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0.d} = \frac{18200}{120 \times 180} = 0,84 \text{ Mpa}$$

τ_u = 0,84 Mpa < $\bar{\tau}_u$ = 3,33 Mpa …… Condition vérifiée

a- vérification de l'influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

a-1 Appuis de rives :

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_a \geq \frac{V_u^{max} \cdot \gamma_s}{fe} = \frac{20930}{400.100} = 0,52 cm^2$$ **(BAEL 91 p 204)**

A_a = 1.30cm² > 0,52 …… ….condition vérifiée

- Vérification de la compression du béton :

$$V_u^{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot b_o . a$$

a = 0,9d = 16,2 cm

$0,4. \frac{25}{1,5} 120. 162 = 129,6$ KN > $V_u^{max} = 18,20$ KN ……condition satisfaite

a.2 Appuis intermédiaire :

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u + \frac{M_u}{0,9xd}\right) = \frac{1,15}{100 \times 400}\left(12080 + \frac{-6150}{0,162}\right)$$

$A_s = 2,36 \geq -0,74$ …….....Condition vérifiée

➢ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b_0}{10}\ ;\ \phi_L^{\min}\right).$$ **(BAEL 91 p 196)**

Avec ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

h : Hauteur de la section.

b_0 : Largeur de nervures.

$\phi_L^{\min}$: Diamètres minimales des armatures longitudinales en travée

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}=5.71\ ;\ \frac{120}{10}=12\ ;10mm\right)=5.71mm.$$

En prende : $\phi_t = 6mm$, avec un acier FeE235 Soit 2 $\phi 6$ =0,57cm^2

➢ **L'espacement des armatures transversales:**

- **K** = 1 : en flexion simple. **(BAEL 91 p 195)**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3\times f_{tj}\times k}{0{,}9\times \frac{f_e}{\gamma_s}\times(\sin\alpha+\cos\alpha)} \Rightarrow \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0{,}9\times fe}{b_0\times\gamma_s\times(\tau_u - 0{,}3\times f_{t28})} = 41{,}6cm$$

$$\delta_{t1} \leq 41{,}6cm \Rightarrow \delta_{t1} = 40cm$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0{,}9\times d, 40cm) = 16{,}2cm\ ; \qquad \delta_{t2} = 15cm$$ **(BAEL91p 196)**

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 x \delta_{t3}} \geq \rho_{t\max} = \frac{1}{f_e}\max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4MPa\right) = \frac{1}{f_e}\frac{\tau_u}{2}MPa$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t x f_e}{0{,}4x12} = 26{,}58cm \Rightarrow \delta_{t3} = 25cm$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) = 15\text{cm}$$

	Armature tende		Armature comprimée		Armature transversale
Planche de sous sol	3.39 (cm^2)	3T12	2.26 (cm^2)	2T12	2Φ6 espace 10/15
Planche étage cornets	3.39 (cm^2)	3T12	2.26 (cm^2)	2T12	2Φ6 espace 10/15
Planche terrasse inaccessible	3.39 (cm^2)	3T12	2.26 (cm^2)	2T12	2Φ6 espace 10/15

Tableau 3.2 : ferraillage de planche

3-5 : Vérification de la flèche :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans le but de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.
Pour vérifier la flèche, il faut vérifier les conditions suivantes **[2]** :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t\,service}}{M_{0\,service}}$. **(BAEL 91 p 154)**

c) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

l: portée de la travée entre nus d'appuis

h: hauteur totale de la section droite

d: hauteur utile de la section droite

b_0: largeur de la nervure

Mt: moment fléchissant maximal en travée

M_o: moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante et reposante sur deux appuis libres.

fe: limite élastique en Mpa

➢**Vérification des conditions :**

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0.047 < 0,062$ ……...**C.V**

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t\,service}}{M_{0\,service}} \Rightarrow \frac{1}{10} \times \frac{5,10}{11.13} = 0,034 < 0,054$ ……..**C.V**

c) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0,0109 < 0,0105$ …….....**C.N.V**

Remarque :

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, c'est-à-dire la vérification de la flèche est nécessaire.

3-5-1 : Evaluation des flèches : **(BAEL 91 p 153)**

- **Pour les flèches dues aux charges instantanées :**

$$f_i = \frac{ML^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \quad \text{Avec Ei} = 11000 \sqrt[3]{f_{C28}} = 32164{,}19 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1{,}75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0{,}05 \times f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} \quad ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

- **Pour les flèches dues aux charges de longue durée:**

$$f_v = \frac{ML^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad ; \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721{,}4 Mpa \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + 0{,}4 \times \lambda_i \times \mu}$$

Avec :

L: La longueur de travée.

b et b_0: Les largeurs de la table de compression et de la nervure,

I_0: Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène,

f_{c28}: La résistance caractéristique du béton à la traction,

σ_s : La contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de la charge étudiée,

M : Le moment de service maximal dans le travée.

- **Valeur limitée de flèche :**

g = G × 0,6

P= 0,6 (G + Q)

j = 0,6 (G – 0,75)

Avec :

g: L'ensemble des charges permanentes.

j : Charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

P : L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

	Les charges				
Type de Plancher	**G (KN/m²)**	**Q (KN/m²)**	**g (KN/ml)**	**P (KN/ml)**	**j (KN/ml)**
Sous sol	5,01	4	3,006	5,406	2,556

Tableau 3.3: Tableau des charges

➢ **Contrainte des aciers (σ_{sg} ; σ_{sp} ; σ_{sj}) :**

$$\rho = \frac{A}{b_o \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$\rho = 0.0109 \Rightarrow \rho = 100 \times 0.0109 = 1.09 \xrightarrow{tableau} \beta = 0.856$$ **(BAEL 83 p 252)**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta \times d}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta \times d}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta \times d}$$

M_g ; M_p ; M_j: Moment en travée..

$$M_g = 0,856 \frac{g \times l^2}{8}$$

$$M_p = 0,856 \frac{p \times l^2}{8}$$

$$M_j = 0,856 \frac{j \times l^2}{8}$$

Type de Plancher	ρ	β	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	M_j (KN.m)	σ_{sg} (Mpa)	σ_{sp} (Mpa)	σ_{sj} (Mpa)
Sous sol	0.0109	0.856	7,41	13,33	6,301	203,78	366,58	173,28

Tableau 3.4 : Tableau des moments fléchissant et des contraintes d'acier

➢ **Calcul de μ^g ; μ^p ; μ^j ; λ_i ; λ_v :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = 0,05 \frac{f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)\rho}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Type de Plancher	μ^g	μ^p	μ^j	λ_i	λ_v
Sous sol	0,33	0,20	0,38	3,7	1,48

Tableau3.5 : Tableau des coefficients

➢ **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

- **Exemple de calcul (Sous Sol) :**

$$If_{gi} = 1{,}1.\frac{I_0}{1+\lambda_i\,\mu_g}$$

$$If_{gv} = 1{,}1.\frac{I_0}{1+\lambda_v\,\mu_g}$$

$$If_{pi} = 1{,}1.\frac{I_0}{1+\lambda_i\,\mu_p}$$

$$If_{ji} = 1{,}1.\frac{I_0}{1+\lambda_i\,\mu_j}$$

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{48\times4\times18+12\times20\times10+15\times2{,}36\times2}{4\times48+12\times20+15\times2{,}36} = 12{,}68cm$$

$$V_2 = 20-12{,}68 = 7.32cm$$

$$I_0 = I_A + I_B$$

Avec:

I_B : Moment d'inertie du béton

I_a : Moment d'inertie d'acier

1) calcul Moment d'inertie du béton seul.

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

$$Y_G = \frac{(16.12).8+(4.60).18}{16.12+4.60} = 13.55cm$$

$$I = \frac{bxh^3}{3} \qquad I_1 = \frac{60\times(6.45)^3}{3} = 5366.72\ \text{cm}^4$$

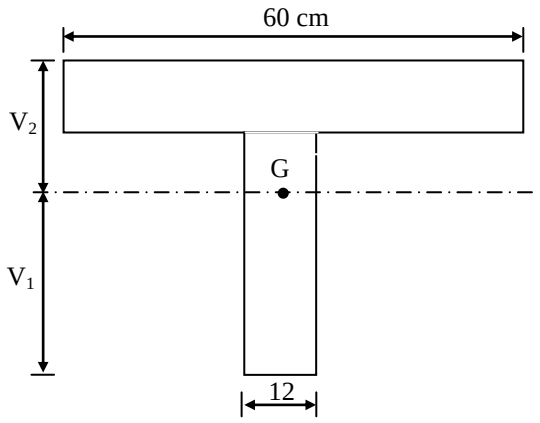


Figure 3.6 : Position de l'axe neutre

$$I_2 = \frac{12 \times (13.55)^3}{3} = 9951.25 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = \frac{2 \times 24(2.45)^3}{3} = 235.298 \text{ cm}^4$$

$$I_B = I_1 + I_2 - I_3 = 15082.67 \text{ cm}^4$$

$$I_A = 15 \times A_s (12{,}68 - 2)^2 = 4037.80 \text{ cm}^4$$

$I_0 = 19120.47 \text{ cm}^4$

Type de Plancher	I^g_{fv}[cm^4]	I^g_{fi} [cm^4]	I^p_{fi} [cm^4]	I^j_{fi} [cm^4]
Sous sol	14130,96	9469,84	12087,65	8741,69

Tableau 3.6 : Moments d'inerties fictifs

3-5-2 : Calcul des flèches :

$$f^{g}{}_{i} = \frac{M_{g}\ .l^{2}}{10\ Ei\ .I^{g}{}_{fi}}$$

$$f^{p}{}_{i} = \frac{M_{p}\ .l^{2}}{10\ Ei\ .I^{p}{}_{fi}}$$

$$f^{g}{}_{v} = \frac{M_{g}\ .l^{2}}{10\ Ev\ .I^{g}{}_{fv}}$$

$$f^{j}{}_{i} = \frac{M_{j}\ .l^{2}}{10\ Ei\ .I^{j}{}_{fi}}$$

$$\Delta f = (f^{g}{}_{v} - f^{j}{}_{i}) + (f^{p}{}_{i} - f^{g}{}_{i})$$

	Flèche fictif				Flèche calculé
Type de plancher	$f^{g}{}_{v}$ (cm)	$f^{g}{}_{i}$ (cm)	$f^{p}{}_{i}$ (cm)	$f^{j}{}_{i}$ (cm)	Δf (cm)
Sous sol	0,376	0,560	0,789	0,517	0,37

Tableau 3.7 : Les flèches fictives.

3-5-3 : Flèche admissible :

$$L \leq 5\ m \Rightarrow f_{max} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0{,}96\ cm$$

$f_{max} = 0{,}96 > \Delta f \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

Chapitre 4

Etude des éléments secondaires

4-1 : Etude de l'acrotère :

4-1-1 : Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité qui doit être prévu au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée à sa base et soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. La hauteur de l'acrotère est prise égale à 120 cm. Et ce vu l'accessibilité de la terrasse **[3]** :

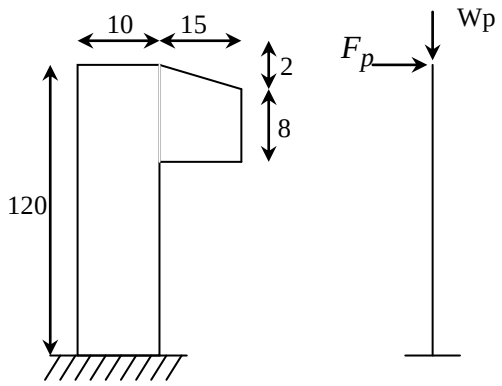


Figure 4.1 : Schéma statique d'un acrotère

4-1-2 : Charges :

-Surface de l'acrotère :

$$S = 0{,}1\times1{,}2 + 0{,}08\times0{,}15 + \frac{1}{2}(0{,}02\times0{,}15) = 0.1335\ m^2$$

-le poids de l'acrotère est donné par mètre linéaire :

$W_p = S \times \gamma = 0,\ 1335 \times 2500 = 333,\ 75$ kg/ml

-poids propre de l'acrotère ; $W_p = 3\ ,347$ KN/ml

-Sollicitations :

D'après les règles RPA99 version 2003 (article 6.2.3), l'action de force est donnée par la formule suivante **[3]** :

$F_P = 4.A.\ C_p.\ W_p$

Avec : A : coefficient de l'accélération de zone $A = 0{,}15$ zone IIa

C_p : facteur de force horizontale. $C_p = 0{,}8$ console

W_P : poids de l'acrotère $W_P = 3{,}347$ KN/ml

D'où $F_P = 4\times0{,}15\times0{,}80\times0{,}333 = 1{,}6$ KN/ml

4-1-3 : Ferraillage :

a- Etat limite ultime :

$N_U = 1.35\ N_G = 1.35 \times 3{,}347 = 4{,}51$KN/ml

$M_U = 1.5\ \ M_Q = 1.5\times1.2\times1{,}6 = 2\ ,88$ KN.m/ml.

- calcul à l'ELU :

➢**Calcul sans risque de flambement autour de l'axe d'inertie maximale :**

- **Excentricités:**

$e = e_1 + e_2 + e_a$

e_1 : excentricité de la résultante.

e_2 : excentricité due aux effets de second ordre.

e_a : excentricité additionnelle.

$e_1 = M_u / N_u = 2{,}88/4{,}51 = 0.64$m.

$e_2 = \dfrac{3l_f^2}{10^4.h}(2+\alpha\phi)$ $\qquad \alpha = 10\ (1- \dfrac{Mu}{1.5Mser}) = 10.(1-\dfrac{2{,}88}{1{,}5.1{,}92}) = 0$

$e_2 = \dfrac{3(2.4^2)}{10^4.1}\times[2+(0\times2)] = 34{,}56.10^{-4}$ m.

$e_a = \max\ (2\text{ cm};\ \dfrac{120}{250}) = 0{,}02$ m.

$e = e_1 + e_a + e_a = 0{,}663$ m

➢ **Calcul des armatures :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b.h.f_{bc}} = \frac{4{,}51\times10^{-3}}{0{,}1\times1\times14{,}2} = 3{,}17\times10^{-3} < 0{,}81$$

Le tableau $\xi = f(\psi_1)$ **;** le coefficient $\xi = 0{,}1666$

$e_{NC} = 0{,}1666\times1 = 0{,}1666$

$e > e_{NC}$ la section est partiellement comprimée.

On calcule un moment de flexion fictif :

$$M_{ufictif} = N_u(e+d-\frac{h}{2})$$

$=4.51\times10^{-3}\ (0.663 + 0.9 - 0.5) = 4.79\times10^{-3}$ MN.m /ml

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u\ fictif}$:

➢ **On calcule le moment réduit μ :** $\mu_{\lim\ ite} = 0{,}391$

$$\mu = \frac{M_{ufictif}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4.79\times10^{-3}}{14.2\times0.1\times(0.9)^2} = 4.16\times10^{-3}$$

$\mu \le \mu_{\lim\ ite} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta_u = 1-\sqrt{1-2\mu} \quad \Rightarrow \beta_u = 4.16\times10^{-3}$$

$$A_{sfictif} = \frac{\beta_u d b f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{4.16\times10^{-3}\times90\times10\times14.2}{348} = 0.152cm^2$$

La section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{sfictif} - \frac{Nu}{\sigma_{su}} = 15.2\times10^{-6} - \frac{4510\times10^{-6}}{348} = 0.022cm^2/ml$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{\min} = 0.23\times b\times d\times\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23\times100\times9\times\frac{2.1}{400} = 1.08cm^2$$

$$A_s = \max(A_s, A_{\min}) = 1.08cm^2$$

La section ainsi ferraillée résiste effectivement au moment de flexion autour de l'axe d'inertie maximale, augmenté des excentricités additionnelles pour tenir compte du risque de flambement. Cependant, autour de l'axe d'inertie minimale (parallèle à la hauteur), même s'il n'y a pas de moment de flexion, le risque de flambement existe : on doit donc examiner la section, de base b= 100 cm, de hauteur h = 10 cm, soumise au moment ultime $M_u = 0$ et à l'effort normal Ultime N_u= 4510N/ml.

➢ **Calcul avec le risque de flambement autour de l'axe d'inertie minimale :**

- **Excentricités :**

$e = e_1 + e_2 + e_a$

$e_1 = M_u / N_u = 0$ m

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4\times h}(2+\alpha\phi)$$

$$e_2 = \frac{3(2.4^2)}{10^4\times0.1}.[2+(2\times0.5)] = 5.18\times10^{-2}\text{m.}$$

$$e_a = \max\left(2\text{ cm.}\ \frac{120}{250}\right) = 0.02\text{ m.}$$

$e = e_1 + e_a + e_a = 7.18\times10^{-2}$ m

➢ **Calcul des armatures :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b.h.f_{bc}} = \frac{4510\times10^{-6}}{0.1\times1\times14.2} = 3.17\times10^{-3} < 0.81$$

Le tableau $\xi = f(\psi_1)$ **;** le coefficient $\xi = 0.1666$

$e_{NC} = 0.1666\times1 = 0.1666$

$e > e_{NC}$ la section est partiellement comprimée.

On calcule un moment de flexion fictif :

$$M_{ufictif} = N_u(e + d - \frac{h}{2})$$

$$=4510\times10^{-6}\ (7.18\times10^{-2} + 0.0\ 9 - 0.05) = 5.05\times10^{-4}\ \text{MN.m /ml}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u\ fictif}$:

➢ **On calcule le moment réduit :** μ $\mu_{limite} = 0.391$

$$\mu = \frac{M_{ufictif}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5.05\times10^{-4}}{14.2\times1\times(0.09)^2} = 4.39\times10^{-3}$$

$\mu \le \mu_{lim\ ite} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1-2\mu} \quad \Rightarrow \beta_u = 4.37\times10^{-3}$$

$$A_{sfictif} = \frac{\beta_u dbf_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{4.37\times10^{-3}\times9\times100\times14.2}{348} = 0.16cm^2/ml$$

La section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{sfictif} - \frac{Nu}{\sigma_{su}} = 16.10^{-6} - \frac{4510\times10^{-6}}{348} = -0.0123cm^2/ml$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{\min} = 0.23\times b\times d\times\frac{f_{t_{28}}}{f_e} = 0.23\times100\times9\times\frac{2.1}{400} = 1{,}08cm^2$$

$$A_s = \max(A_s, A_{\min}) = 1{,}08cm^2$$

Comme on ignore si les excentricités e_a et e_2 (défauts de réalisation et risque de flambement) peuvent s'appliquer dans un sens ou dans l'autre, les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère, donc le ferraillage sera identique pour la zone comprimée.

b-calcul à l'ELS :

M_{ser} = 1,920 KN.m/ml

N_{ser} = 3,330 KN/ml.

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,92}{3,33} = 0,576 \text{ m}$$

Puisqu'il faut faire un choix, prenons comme hypothèse que la section est partiellement comprimée.

Car $e = 0,576m > \frac{h}{4} = \frac{1}{4} = 0,25m$

➢**Vérification d'une section partiellement comprimée.**

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{1}{2} - 0,576 = -0,076m$$

$A_s^{'} = 4T8 = 2,01cm^2/ml$; $A_s = 4T8 = 2,01cm^2/ml$; d = 9cm ; d'=1cm

Effectuons les calculs suivants en centimètres :

$$p = -3c^2 - 90A_s^{'}\frac{c-d^{'}}{b} + 90A_s\frac{d-c}{b}$$

$$p = -3.(-7,6)^2 - 90.2,01.\frac{-7,6-1}{100} + 90.2,01.\frac{9+7,6}{100} \; ; \qquad p = -127,69cm^2$$

$$q = -2c^3 - 90A_s^{'}\frac{(c-d^{'})^2}{b} - 90A_s\frac{(d-c)^2}{b}$$

$$q = -2.(-7,6)^3 - 90.2,01.\frac{(-7,6-1)^2}{100} - 90.2,01.\frac{(9+7,6)^2}{100} \; ; \qquad q = 245,67cm^3$$

On résout l'équation du troisième degré : $z^3 - 127,69z + 245,67 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (245,67)^2 + \frac{4.(-127,69)^3}{27} = -2,48.10^5 < 0$$

L'équation admet trois racines sont :

$$\begin{cases} z_1 = a.\cos(\frac{\varphi}{3}) \\ z_2 = a.\cos(\frac{\varphi}{3} + 120^{\circ}) \\ z_3 = a.\cos(\frac{\varphi}{3} + 240^{\circ}) \end{cases} \qquad \textbf{Avec :}\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2.\sqrt{\frac{127,69}{3}} = 13,05cm$$

$$\varphi = Arc\cos\left[\left(\frac{3.q}{2.p}\right).\sqrt{\frac{-3}{p}}\right] = Arc\cos\left[\left(\frac{3.245,67}{-2.127,69}\right).\sqrt{\frac{-3}{-127,69}}\right] \Rightarrow \varphi = 116,23^{\circ}$$

$$\begin{cases} z_1 = 13{,}05.\cos(\frac{116{,}23}{3}) = 10{,}18cm \\ z_2 = 13{,}05.\cos(\frac{116{,}23}{3} + 120^\circ) = -12{,}16cm \\ z_3 = 13{,}05.\cos(\frac{116{,}23}{3} + 240^\circ) = 1{,}98cm \end{cases}$$

Parmi $z_1; z_2; z_3$ on choisit celle qui vérifié la condition $0 \le y_{ser} = z + c \le d$

Donc z=z$_1$=10,18cm $y_{ser} = 0{,}1018 - 0{,}076 = 0{,}0258cm$

- **Inertie :**

$$I = \frac{b.y_{ser}^3}{3} + 15.[A_s.(d - y_{ser})^2 + A_s^{'}(y_{ser} - d^{'})^2]$$

$$I = \frac{100.(0{,}0258)^2}{3} + 15.[2{,}01.(9 - 0{,}0258)^2 + 2{,}01(0{,}0258 - 1^{'})^2]$$

I = 2430,1 cm^4.

- **Contraintes :**

$$\sigma_s = 15.\frac{Z.N_{ser}}{I}(d - y_{ser}) = 15.\frac{0{,}0258.3330.10^{-6}}{2430{,}1.10^{-8}}.(0{,}09 - 0{,}0258) = 0{,}23 > 0$$

Donc la section est effectivement partiellement comprimée.

En étudié la section en flexion simple avec un moment de flexion fictif :

$$M_{serfictif} = N_{ser}(e + d - \frac{h}{2}) = 3330.10^{-6}.(0{,}576 + 0{,}09 - 0{,}05) = 2{,}05.10^{-3} MN/ml$$

- **Centre de gravité :**

$$y = \frac{15(A_s + A_s^{'})}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d^{'}.A_s^{'})}{7{,}5.(A_s + A_s^{'})^2}} - 1\right]$$

$$y = \frac{15.(2.2{,}01)}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{2{,}01.100.10}{7{,}5.(2{,}01)^2}} - 1\right] = 2{,}20cm$$

- **Inertie :**

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15\left[A_s(d - y)^2 + A_s^{'}(y - d^{'})^2\right]$$

$$I = \frac{100.(2{,}20)^3}{3} + 15\left[2{,}01.(9 - 2{,}20)^2 + 2{,}01.(2{,}20 - 1)^2\right] = 1792{,}48cm^4$$

- **Contraintes :**

$$K = \frac{M_{serfictif}}{I} = \frac{2.05\times10^{-3}}{1.792\times10^{-5}} = 114.4MPa/m$$

$\sigma_{bc} = K.y = 114{,}4.0{,}022 = 2{,}52MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$ =15MPa ……Condition vérifiée

$\sigma_s = 15.k.(d-y) = 15.114{,}4.(0{,}09-0{,}022) = 116{,}69MPa \leq \overline{\sigma_s} = 202MPa$ ……..L'E.L.S est vérifié.

4-1-4 : Vérification au cisaillement :

$\bar{\tau}$ = min (0,15 f_{c28} / γ_b , 4 MPa) = 2,5 MPa

V_u=1.5 F_p=1,5.1,6 = 2,4KN/ml

$\tau_u = \frac{V_U}{b.d}$ = (2,4.10^{-3} / (0.09×1)) = 0,026 MPa

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

4-2 : Balcon :

Dans notre projet, on a des balcons qui débordent comme console encastrée à l'extrémité dans la poutre de rive **[6].**

4-2-1 Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule

$$e_b \geq \frac{L}{10}$$

$$\frac{L}{10} = \frac{100}{10} = 10cm$$

On prend : $e_b = 15cm$; Avec : e_b : Épaisseur du balcon

➢ **Evaluation des charges et surcharges :**

- Carrelage + mortier de pose + sable → 104 kg/m²
- Dalle pleine (e = 15cm) 2500 x 0,15 → 375 kg/m²
- Enduit en ciment (1,5 cm) → 27 kg/m²

$$G = \sum G_i = 506kg/m'$$

➢ **Charge permanente concentrée [9]:**

p : la charge du mur

Le mur a 10 cm d'épaisseur sur 1.2 m de hauteur $\rightarrow p = 0{,}9 KN/m^2$

0,18 KN/m^2 par cm (enduit au mortier de liants hydrauliques) $\rightarrow$d'après cahier surcharge.

$$\Rightarrow p = (0{,}9 + 2.0{,}18).1{,}2 = 1{,}512\, KN/ml$$

$$\Rightarrow p = 151{,}2\, kg/ml$$

Charge du mur : p = 151,2 kg/ml

c) Charge d'exploitation : Q = 350 kg/m²

4-2-2 : Détermination des sollicitations :

Le calcule se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

- ELU :

q_u = (1,35 G + 1,5 Q) x 1 = 1208,1 kg/ml

P_u = 1,35x Px1 = 204, 12 kg

- ELS:

q_{ser} = G + Q = 856 kg/ml

$P_{ser} = P$ = 151,2 kg

On a:
$$\begin{cases} M_{max} = q \times \dfrac{l^2}{2} + P \times l \\ T_{max} = q \times l + P \end{cases}$$

- ELU:

$$\begin{cases} M_{max} = 808.17 \text{ kg.m} \\ T_{max} = 1412.22 \text{ kg} \end{cases}$$

- ELS:

$$\begin{cases} M_{max} = 579.2 \text{ kg.m} \\ T_{max} = 1007.2 \text{ kg} \end{cases}$$

4-2-3 : Ferraillage du Balcon :

a-Armatures longitudinales:

➢ **On calcule le moment réduit :** μ

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8081.7}{14.2 \times 1 \times (135)^2}$$

$\mu = 0.0312$ $\mu_{limite} = 0.391$

$\mu \leq \mu_{lim\ ite} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad \Rightarrow \beta_u = 0.0317$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0{,}0317 \times 100 \times 13.5 \times 14.2}{348} = 1.75 cm^2$$

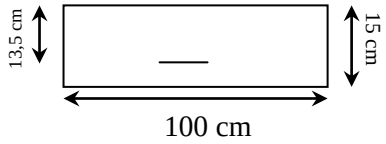


Figure 4.2 : Section de calcul du balcon ($b \times h$)

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 cm^2$$ **(BAEL91 p 275)**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.75 cm^2$$

Choix : 4T12 ; A= 4.52cm^2

b- Armature de répartition:

$$A_p = \frac{A_S}{4} = 1.13 cm^2$$

Choix 4T10 / ml = 3.14 cm²

4-2-4 :Vérification :

a- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{14122.2}{1000 \times 135} = 0.105 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 MPa$$

$\tau_u \langle \bar{\tau}_u$ …….. Condition vérifiée

b-Vérification à l'ELS :

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

$$\begin{cases} \text{Acier fe E 400} \\ \text{Section rectangulaire.} \\ \text{Flexion simple.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{c28}$$

$M_{s\,max} = 579.2$ N.m

La distance y et le moment d'inertie I se calculent par les formules qui existe cas de la section rectangulaire.

- **Centre de gravité (avec A'$_s$ = 0) :**

$$y = \frac{15A_s}{b}\left[\sqrt{1+\frac{b\times d}{7.5\times A_s}}-1\right]$$

y = 3.65 cm

- **Inertie:**

$$I = \frac{b\times y^3}{3}+15\times A_s\times(d-y)^2 = 8199.03cm^4$$ **(BAEL 91 p 134)**

- **Contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{579200}{8199.03} = 70.64MPa$$

$\sigma_{bc} = K.y = 70.64\times 0.0365 = 2.58MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ……...Condition vérifiée

Donc les armatures calculées à L' E.L.U sont maintenues

4-3 : Escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires, ils permettent l'accès verticale entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, personnes …etc.) **[5].**

4-3-1 : Description :

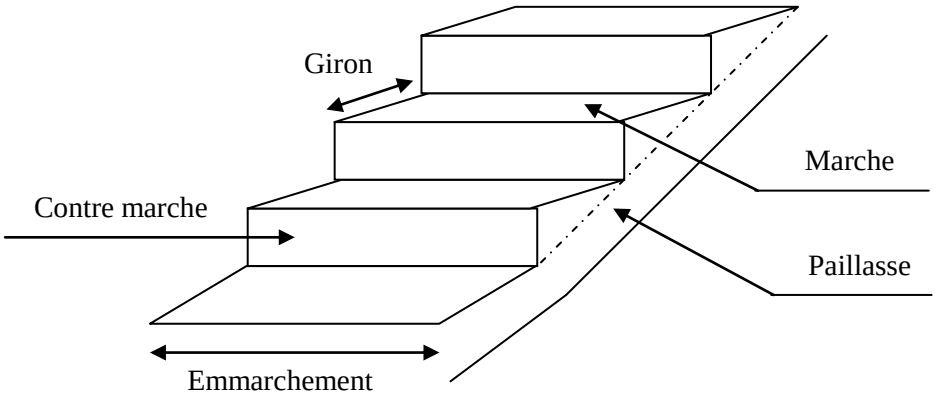


Figure 4.3 : Schéma d'un escalier

L'escalier se compose généralement de :

Contre marches : elles définissent la hauteur d'étage.

Emmarchement : c'est la longueur d'une marche.

Giron (g) : c'est la largeur d'une marche.

Paillasse : est une dalle mince supportant la marche et la contre marche.

Palier de repos : on peut toujours équiper un escalier avec une petite dalle dite palier, permet aux utilisateurs de se reposer.

Garde corps : est un équipement de protection contre le risque de chute.

En plus la hauteur d'une marche (h).

4-3-2 : Dimensionnement :

Formule de BLONDEL : $60 \leq g+2h \leq 66$

Avec : $14 \leq h \leq 20$cm, h ; hauteur de la contre marche

$22 \leq g \leq 30$cm, g ; giron.

$h=\frac{H}{n}$ n; nombre de contre marche.

$g=\frac{L}{n-1}$ H; hauteur de la volée.

L ; longueur de la volée.

Soit : H= 1.53m, L=2.40m.

$g+2h \approx 64$cm $\Rightarrow$ $2\frac{H}{n}+\frac{L}{n-1}=64$ $\Rightarrow$ $2H(n-1)+Ln \approx 0.64\times n\times(n-1)$

$\Rightarrow 0.64\,n^2 - 6.1\,n + 3.06 = 0$

Après la résolution, on trouve n=9 contres marches.

D'où; $h=\frac{H}{n}=17$cm

$g=\frac{L}{n-1}=30$cm.

Conclusion : $2h+g = 2\times17+30=64$ $\Rightarrow$ $60 \leq 64 \leq 66$; c'est vérifie.

-la longueur de la ligne de foule :

$L_1 = g \times n_m = 2{,}40$m

-épaisseur de la paillasse :

$tg\,\alpha = \frac{h}{g}$ $\Rightarrow$ $\alpha = 29.54^0$

α : inclinaison de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse sera déterminée par la condition de résistance :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

avec : l = 240 m, $\Rightarrow$ $8 \leq e \leq 12$ cm

On adopte alors une épaisseur de 12cm (e = 12 cm).

4-3-3 : Descente des charges [7] :

a- Palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m^3)	G (kg/m$^{2)}$
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit ciment	1	1800	18

G =513 kg/m^2 ; Q = 250 kg/m^2

Tableau 4.1: les charges de palier

b-volée :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m^3)	G (kg/m$^{2)}$
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Revêtement vertical			84.17/30 = 47.6
Marche	h=17	2200	2200×0,17/2=187
Paillasse	15	2500	(2500×0,15)/cos29.54=431,03
Enduit ciment	1	1800	18/cos29.54 =20.67

G =770,3 kg/m^2 ; Q = 250 kg/m^2

Tableau 4.2: les charges de paillasse

4-3-4 : Combinaisons fondamentales :

a- palier : E.L.U : q_1 = 1.35G + 1.5 P = 10,68KN /m^2

F = (2,2 + 2. 0,18). 1,33. 1,35 = 4,61 KN/ml

E.L.S : q_1 = G + P = 7,63 KN / m ^{2}

F = (2,2 + 2. 0,18). 1,33 = 3,41 KN/ml

Pour une bande de 1 m de longueur on a :

q_{u1} = 10.68KN /ml

q_{s1} = 7.63KN /ml

b – paillasse : E.L.U: q_2 = 1.35G + 1.5 P = 14.15KN /m^2

E.L.S: q_2= G + P = 10.20 KN / m ^{2}

Pour un bande de 1 m de longueur on a:

q_{u2} = 14.15 KN /ml

q_{s2} = 10.20 KN /ml

4-3-5 : Sollicitations :

- **ELU:** on a

$$\Delta_q = \frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}}$$

$$\Delta_q = \frac{14.15 - 10.67}{10.67} = 33\% > 15\%$$

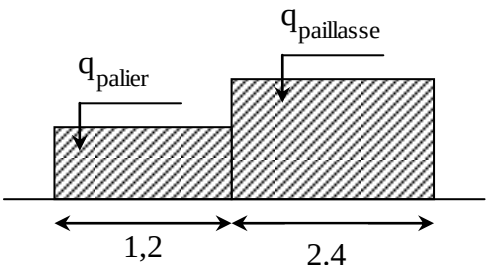


Figure 4.4:schéma statique de chargement dans l'escalier

Δ_q > 15% : le schéma de chargement dans l'escalier est comme représentée le schéma (4-4)

Soit :

q_1 : chargement du palier

q_2 : chargement du paillasse

4-3-6 : Détermination de ferraillage Palier :

- **ELU :**

q_{u1} = 10.68 KN/ml

$F = 4.61 KN/ml$

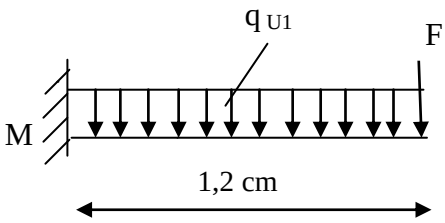


Figure 4.5 : chargement du palier

On a: $\begin{cases} M_{max} = q.\frac{l^2}{2} + F.l \\ T_{max} = q.\,l + F \end{cases}$

$$M = \frac{q_{u1}.l^2}{2} + F.l = \frac{10,68.(1,2)^2}{2} + 4,61.1,2 = 13,22 KN.m$$

T = q×l +F = 10.68× 1.2+4.61 = 17.43 KN

- **ELS :**

q_{s1} =

7,63 KN/ml

$F = 3,41 KN/ml$

$$M = \frac{q_{s1}.l^2}{2} + F.l = \frac{7.63 \times (1.2)^2}{2} + 3.41 \times 1.2 = 9.59 KN.m$$

T = q.l +F = 7.63× 1.2+3.41 = 12.57 KN

- **Armatures longitudinales :**

➢ **On calcule le moment réduit μ :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13.22}{14.2 \times 1 \times (135)^2} \; ; \quad \mu = 0.051 \; ; \quad \mu_{limite} = 0.391$$

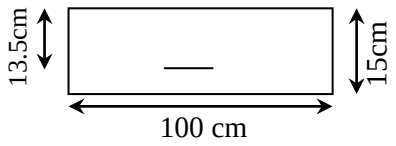


Figure 4.6 : Section de calcul ($b \times h$)

$\mu \leq \mu_{lim\ ite} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad \Rightarrow \beta_u = 0.052$$

$$Acal = \frac{\beta_u \times d \times b \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.052 \times 100 \times 13.5 \times 14.2}{348} = 2.86 cm^2$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 cm^2$$ **(BAEL91 p 275)**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 2.86 cm^2$$

Choix : 4T12 , A= 4.52cm^2

- **Armature de répartition:**

$A_r = \frac{A_t}{4} = 1{,}13$ cm ^{2} Choix : 4T10 = 3,14cm^2/ml e = 25 cm

4-3-7 : Vérification :

a-Vérification au cisaillement:

T = q.l +F = 10.68× 1.2+4.61 = 17.43 KN

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{17430}{1000 \times 135} = 0.129 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 0{,}05 \times 25 = 1.25 MPa$$

$\tau_u \langle \bar{\tau}_u$ …….. Condition vérifiée

b-Vérification à l'ELS :

Fissuration peu nuisible ⇒ Aucune vérification pour σ_s $(\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

Flexion simple
Acier FeE400
Section rectangulaire

$$\rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \; f_{c28}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \qquad \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{13.22}{9.59} = 1.38$$

$\alpha = 0.065 < 0.44$ Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

4-3-8 : Détermination de ferraillage Paillasse :

- **ELU :**

q_{u2} = 14.15 KN/ml

$M_A = 0.2\times M_0 \quad \rightarrow M_0 = \frac{q.l^2}{8} = 10.198 KN.m \qquad \Rightarrow M_A = 2.04$ KN.m

$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q\times l = 33{,}96$ KN

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow -M + M_A + R_B(2.4) - q\frac{(2.4)^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow -13.22 + 2.04 + 2.4R_B - 14.15\frac{(2.4)^2}{2} = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_B = 21.64KN \\ R_A = 12.32KN \end{cases}$$

- **Méthode de section :**

$$\sum M_{/c} = 0 \Rightarrow M_f + M_A - R_A.x + q\frac{(x)^2}{2} = 0$$

$$M_f = 12.32x - 7.075\times\frac{x^2}{2} - 2.04$$

$T(x) = -q.x + R_A \qquad \Rightarrow T(x) = -14.15x + 12.32$

$T(x) = 0 \qquad x = \frac{R_A}{q} \qquad x = 0.87$ m

$M_f(0.82) = 3.32KN.m$; $\qquad T(x) = -14.15x + 12.32 \begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 12.32KN \\ x = 2{,}4 \rightarrow T = -21.64KN \end{cases}$

- **E.L.S :**

Q_S = 10.20 KN/ml

$M_A = 0.2\times M_0 \quad \rightarrow M_0 = \frac{q.l^2}{8} = 7.344KN.m \qquad \Rightarrow M_A = 1.469$ KN.m

$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q.l = 24.48$ KN

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow -M + M_A + R_B(2.4) - q\frac{(2.4)^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow -9.59 + 1.469 + 2.4R_B - 10.20\frac{(2.4)^2}{2} = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_B = 15.62KN \\ R_A = 8.86KN \end{cases}$$

➢**Méthode de section :**

$$\sum M_{/c} = 0 \Rightarrow Mf + M_A - R_A.x + q\frac{(x)^2}{2} = 0$$

$$Mf = 8.86.x - 10.20.\frac{x^2}{2} - 1.469$$

T(x) = - q.x + R_A $\Rightarrow T(x) = -10.20.x + 8.86$

T(x) = 0 x $= \frac{R_A}{q}$ x = 0.87 m

$M_f(0.82) = 2.38KN.m$ $T(x) = -10.20.x + 8{,}86 \begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 8.86KN \\ x = 2{,}4 \rightarrow T = -15.62KN \end{cases}$

- **Armatures longitudinales :**

- **ELU :**

En travée : M_t= 3320 N.m

➢ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

-pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400 ; avec : $\mu_{\lim ite} = 0{,}391$

On calcule le moment réduit : μ

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3320}{14{,}2 \times 100 \times (135)^2}$$ μ = 0,013

$\mu \leq \mu_{\lim ite} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \Rightarrow \beta_u = 0.013$

$$Acal = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.013 \times 100 \times 13{,}5 \times 14{,}2}{348} = 0{,}72cm^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13{,}5 \times \frac{2.1}{400} = 1{,}87cm^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 1{,}87cm^2/ml$$

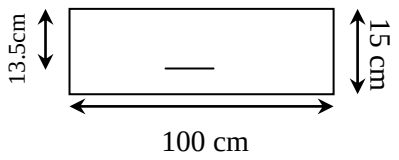


Figure 4.7 : Section de calcul de la paillasse

Choix:4T12 = 4,52 cm²/ml, e = 25cm

- **Armature de répartition:**

$A_r = \frac{At}{4} = 1{,}13$ cm ^{2} Choix : 4 T10=3,14cm^2/ml e = 25 cm

- **En appui :**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13220}{14{,}2 \times 100 \times (13{,}5)^2} = 0{,}051 \quad ; \quad \mu_{\lim ite} = 0{,}391$$

$\mu \leq \mu_{\lim ite} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad \Rightarrow \beta_u = 0.052$$

$$Acal = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.052 \times 100 \times 13{,}5 \times 14{,}2}{348} = 2{,}86 cm^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 2{,}86 cm^2 / ml$$

Choix:4T12 = 4,52 cm²/ml e = 25cm

➢ **Armature de répartition:**

$A_r = \frac{At}{4} = 1{,}13$ cm ^{2} Choix : 4 T10=3,14cm^2/ml e = 25 cm

4-3-9 : Vérification :

a- Vérification à l'E.L.S :

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ Aucune vérification pour σ_s $\left(\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s\right)$

Flexion simple
Acier FeE400
Section rectangulaire

$\rightarrow$ Si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28}$

$\alpha = 1{,}25.(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

- **En travée :**

$M_{tu} = 3320$ N .m

$M_{ts} = 2380$ N .m

$\alpha = 0{,}02$; $\gamma = 1.39$

Si $\alpha \leq \frac{1{,}39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}445 \longrightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à L'E.L.U conviennent pour L'E.L.S

- **En appuis :**

$M_{au} = 1322$ N .m

$M_{as} = 959$ N .m

$\alpha = 0{,}10$; $\gamma = 1.38$

Si $\alpha \leq \frac{1{,}38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}44 \longrightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à L'E.L.U conviennent pour l'E.L.S

b-Vérification au cisaillement: T = 20410 N

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{21640}{1000 \times 135} = 0{,}16 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0{,}05 f_{c28} = 0{,}05 \times 25 = 1{,}25 MPa$$

$\tau_u \langle \bar{\tau}_u$ ..... Condition vérifiée

4-3-10 : Etude de la poutre palière :

a-Pré-dimensionnement :

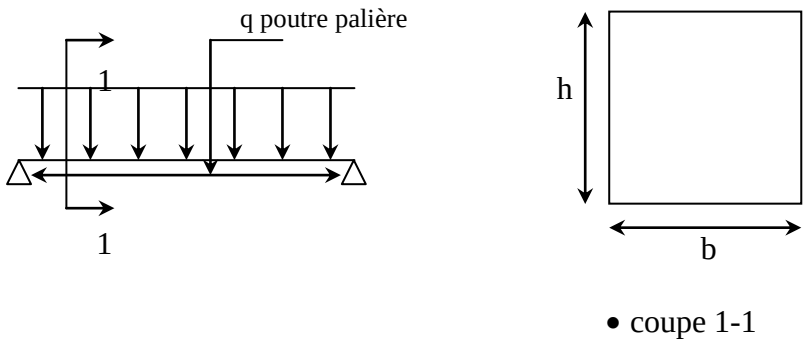


Figure 4.8 : Schéma statique de la poutre palière

D'après le critère de rigidité on à :

$$\frac{L}{15} \le h_p \le \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \le h_p \le \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \le h_p \le 33$$

On prend : h = 40 cm

$0{,}3h \le b \le 0{,}5h \Rightarrow$ b = 30cm

b-Détermination des sollicitations

Elle est soumise à la réaction de la paillasse au point B

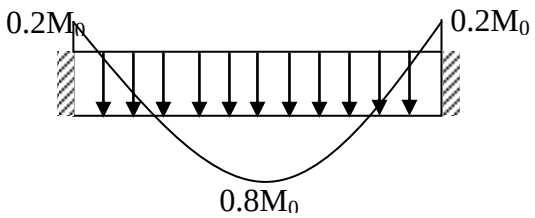


Figure 4.9 : chargement de la poutre palier

c-Détermination de la réaction :

- **E.L.U :**

Poids propre de la poutre palière = 0.3 x 0.4 x 2500 x 1.35 = 4.05 KN/ml

R =T $_{paillasse}$=21,64 KN /ml

q $_u$ =25,69 KN/ml

- **E.L.S :**

Poids propre de la poutre palière = 0.3x0.4 x 2500 = 3KN/ml

R_B^S = T $_{paillasse}$=15,62 KN/ml

q^S = 18,62 KN/ml

b - Calcul des sollicitations :

$$Mu = \frac{q_u.l^2}{8} = \frac{25,69 \times 3,30^2}{8} = 34,97 KN.m$$

Ma = 0.2 Mu = 6,99 KN.m

Mt = 0.8 Mu =27,98 KN.m

$$T = q.\frac{l}{2} = 42,39 \text{ KN}$$

- **E.L.S:**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{18,62 \times 3,30^2}{8} = 25,35 KN.m$$

M_a = 0.2 Ms = 5,07 KN.m

M_t = 0.8 Ms = 20,28 KN.m

4-3-11 : Ferraillage de la poutre palier à l'E.L.U :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{27980}{14.2 \times 0.3 \times 360^2} = 0.051 \quad ; \quad \mu_{limite} = 0.391$$

$\mu < \mu_{limite} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.072$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27980}{0.97 \times 36 \times 348} = 2.30 cm^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 cm^2$$

Choix : 3T14 Soit **:** A = 4.52cm²

- **En appui :**

$$\mu = \frac{6990}{14.2 \times 0.3 \times 360^2} = 0.013$$

$\mu < \mu_r \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\alpha = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A = \frac{6990}{0.99 \times 0.36 \times 348 \times 100} = 0.56 cm^2$$

Choix : 4T8 A = 1.51 cm^2

4-3-12 : Vérification :

a-Vérification à l'E.L.S :

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ Aucune vérification pour σ_s $\left(\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s\right)$

Flexion simple
Acier FeE400
Section rectangulaire

$\rightarrow$ Si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28}$

$\alpha = 1.25.(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{27980}{20280} = 1.38$$

$$\alpha = 0.072 < 0.44$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

- **En appui :**

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{6990}{5070} = 1.38$$

$$\alpha = 0.013 \leq 0.441$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

b-Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

L'or que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ =min (0,2 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$, 5 Mpa) **(BAEL 91 p 192)**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ =min (3,33 , 5Mpa) =3,33 Mpa

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{42390}{300.360} = 0{,}39 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.39 \text{Mpa} \langle \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa}$ → Condition vérifiée

4-3-13 : Diamètre des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}\,;\frac{b}{10}\,;\phi_L^{\min}\right).$$ **(BAEL 91 p 196)**

Avec ϕt : Diamètre des armatures transversales.

h : Hauteur de la section.

b : Largeur de la section.

$\phi_L^{\min}$: Diamètres minimales des armatures longitudinales en travée

$$\phi t \leq \min\left(\frac{400}{35}=11{,}43;\ \frac{300}{10}=30\ ;14mm\right)=10\,mm.$$

Soit $2\ \phi 8 = 1{,}57\ cm^2$

On prend : $\phi_t = 10mm$, avec un acier FeE235

➢ **L'espacement des armatures transversales:**

- **K** = 1 : en flexion simple.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3\times f_{tj}\times k}{0{,}9x\frac{f_e}{\gamma_s}\times(\sin\alpha+\cos\alpha)} \Rightarrow \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0{,}9\times fe}{b_0\times\gamma_s\times(\tau_u - 0{,}3\times f_{t28})} = -40{,}10cm$$

$$\delta_{t1} \leq 40{,}10cm$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0{,}9xd, 40cm) = 36cm$$

$$\delta_{t2} \leq 36cm$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 x \delta_{t3}} \geq \rho_{t\max} = \frac{1}{f_e}\max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4MPa\right) = \frac{1}{f_e}0{,}4MPa$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t x f_e}{0{,}4x30} = 30{,}75cm \Rightarrow \delta_{t3} = 30{,}75cm$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) = 15cm$$

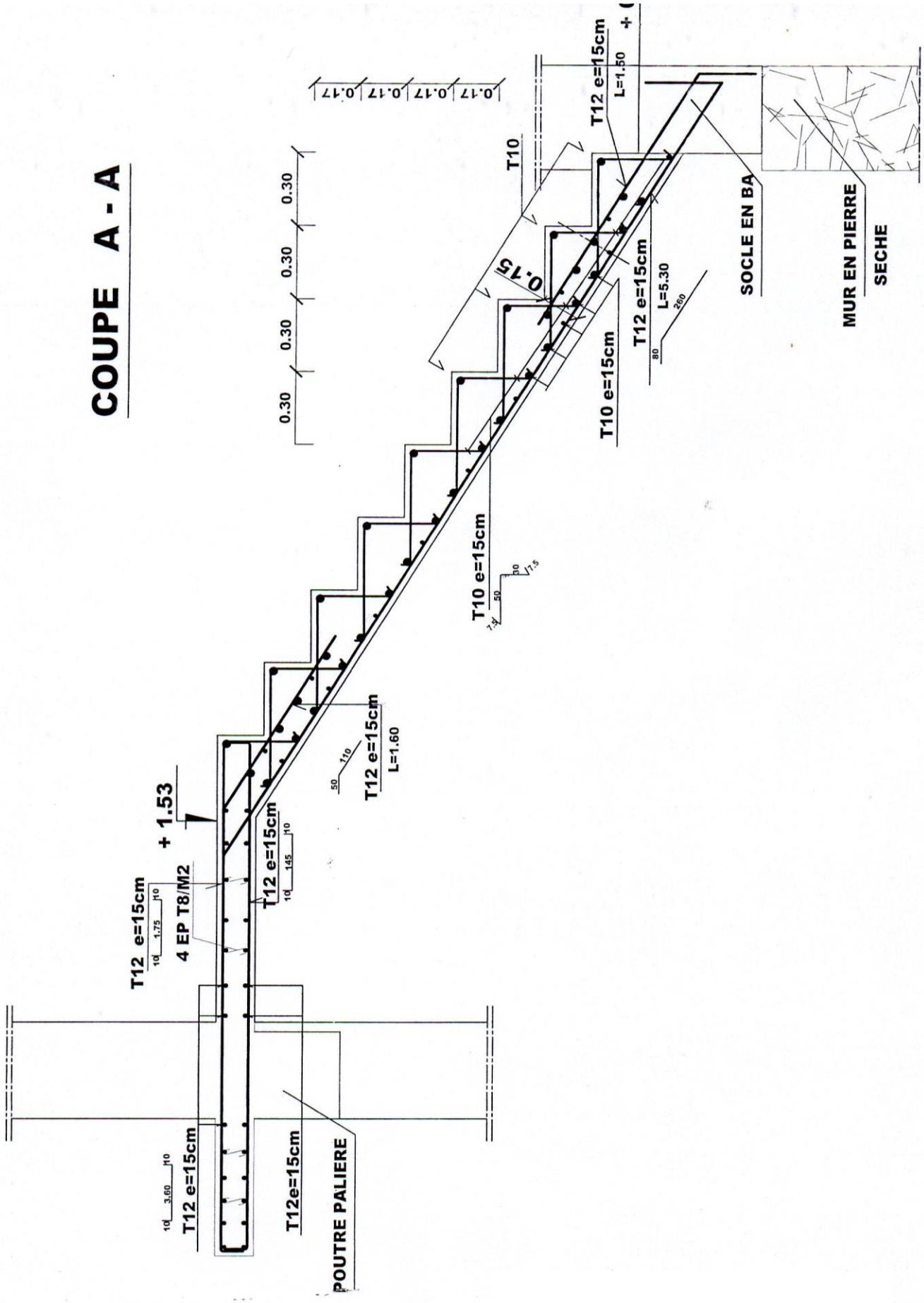


Figure4.10 : disposition des armatures

4-4 : Etude de l'ascenseur :

4-4-1 : Définition :

L'ascenseur est un moyen mécanique, son rôle est de transporter les personnes entre les différents étages des immeubles. Il est nécessaire dans les bâtiments élancés (plus de cinq étages) dans lesquels l'utilisation des escaliers devient très fatigante **[9].**

4-4-2 : Caractéristiques :

Dimensions de la cabine (confirmer : ascenseur et monte charge p59)

-On a opté un ascenseur de 10 personnes dont la charge nominale est de 800 Kg (en fonction de la surface réservée pour l'emplacement).

On a donc :

-largeur : 1.35 m

-Profondeur : 1.40 m

-Hauteur : 2.20 m

-Largeur du passage libre : 0.80 m

-Hauteur du passage libre : 2.00m

-Vitesse = 1.20m/s (en fonction de la hauteur de course)

$$20 \leq He \leq 40m \quad \Rightarrow \quad V = 1.2m / S$$

-Hauteur de course : 26,86 m

Dans un ascenseur moderne, le contre poids (Pp) équilibre la demi-charge en cabine tandis que la demi-charge restante et le poids mort seront soulevés par le moteur.

Soit alors :

$Pp = Pm + \frac{q}{2}$ avec : Pp : contre poids.

Pm : poids mort

q : charge en cabine

4-4-3 : Descente des charges :

Charge d'exploitation : 800 Kg (10 personnes)

Charge permanente (confirmer : ascenseur et monte charge p98-99) **[9].**

1-masse de la cabine M_1 :

Surface latéraleS_1 :

S_1= (1.4x2 +1.35) x 2.20 = 9.13 m^2

M_1= 11.5 Kg /m^2 majorée de 10%

M_1=11.50 x 9.13 x 1.10 =115.5Kg.

2-Masse du plancher M_2 :

$S_2 = 1.35 \times 1.40 = 1.89\ m^2$

$M_2 = 110\ Kg/m^2$

$M_2 = 1.89 \times 110 = 207.9$ Kg.

3-Masse du toit M_3

$M_3 = 20\ Kg / m^2$

$M_3 = 1.89 \times 20 = 37.8$ Kg

4-Masse de l'arcade M_4 :

$M_4 = 80 + 1.35 \times 120 = 242$ Kg.

5-Masse du parachute M_5 :

$M_5 = 40$ Kg (prise instantanée)

6-Masse des accessoires M_6 :

$M_6 = 80$ Kg

7-Masse de la porte M_7 :

$S_7 = 0.8 \times 2 = 1.6\ m^2$

$M_7 = 1.60 \times 25 + 80 = 120$ Kg

8-Masse de la poulie de moufflage M_8 :

$M_8 = 30 \times 2 = 60$ Kg n = 2 poulies.

$$Pm = \sum_{i=1}^{8} Mi = 903.20kg \qquad Pp = Pm + \frac{q}{2} = 903.20 + \frac{800}{2} = 1303.2\ Kg$$

- **Calcul de la charge de la rupture Cr :**

$Cr = Cr_1 \times n \times m$ (1)

Tel que :

Cr : charge de rupture totale

Cr_1 : charge de rupture d'un seul câble.

n : nombre des câbles

m : nombre de moufflage

$Cs = \frac{Cr}{M}$ (2) ou : Cs : coefficient de sécurité

$M = q + P + P_{cable}$ (3)

P_{cable} est négligeable $\Rightarrow$ M = q + p

Il faut que : $\left\{ Cs \geq 12 \right.$

$\frac{D}{d} > 40$, généralement, $\frac{D}{d} = 45$

Sachant que :

D : Diamètre de poulie de moufflage = 500 mm

d : diamètre de câble

$d = \frac{D}{45} = 11.20mm$

Du tableau p99 $\rightarrow$ d = 12.6mm

Ayant les caractéristiques suivantes :

1-la charge admissible totale = 8152 kg

2-masse linéaire = 0.515 kg/m

(2) $\Rightarrow$ $Cr = Cs \times M \times \frac{1}{0.85}$ 0.85 : coefficient de câblage

$Cr = \frac{800 + 903.20}{0.85} 12 = 24045.18kg$

(1) $\Rightarrow n = \frac{Cr}{Cr_1 \times m} = \frac{24045.18}{8152 \times 2} = 1.47$ soit n = 2 câbles

Le nombre de câbles doit être prise et ça pour compenser les efforts de torsion des câbles.

- **Détermination du poids des câbles Mg :**

Mg = 0.515 x 2 x 36.19 = 37.27 kg

(3) $\Rightarrow$ M = 800 + 903.20 + 37.27 =1740.47 kg

4-4-4 : Vérification :

Cr = 8152 x 2 x 2 x 0.85 = 27716.8 kg

(2) $\Rightarrow$ Cs = $\frac{27716.8}{1740.47} = 15.92 > 12$ ……condition vérifiée

- **Calcul de la charge permanente G :**

G = Pm + Pp +P_{cable} + P_{treuil}

P_{treuil} =1200 kg (y compris le poids du moteur)

G = 903.20 + 37.27 +1303.2 +1200 = 3443.67 kg

En conclusion on a $\begin{cases} G=3443.67 \text{ kg} \\ Q=800 \text{ kg} \end{cases}$

Q_u =1.35G+1.5Q =5848.95Kg

Nombre d'appuis =04

$\Rightarrow$ Chaque appui reçoit $q_u = Q_u/4 = 1462.23$Kg

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner, pour que ce phénomène n'apparaisse plus il faut que :

$$Q_u \leq \overline{Q}_u = 0.0675 \times f_{c28} \times u \times h \times \frac{2}{3}$$

$$= 0.045 \times f_{c28} \times u \times h$$

$$u = x_0 + 2.h_1 + h_t$$

$$v = y_0 + 2xh_1 + h_t \quad \begin{cases} x_0 = 10 \\ h_1 = 2.5 \\ h_t = 10 \end{cases} \Rightarrow u = v = 25(cm)$$

$y_0 = 10$

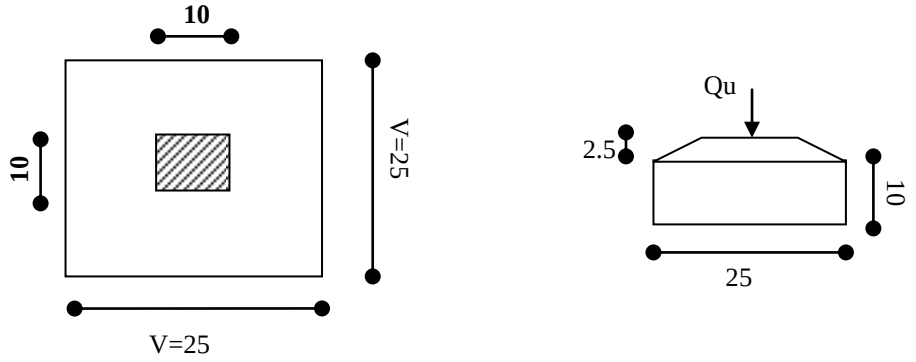


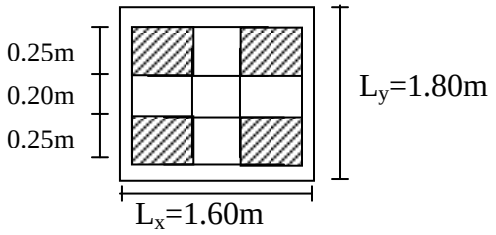
Figure4.11 : schéma de l'appui du moteur l'ascenseur

Surface d'impact = 0.25x0.25

$\overline{Q}$ = 0.045x10x15x25x10=1687.5Kg > q_u =1462.23Kg……..condition vérifie

4-4-5 : la sollicitation :

$$p = \frac{q}{uv} = \frac{1462.23}{0.25^2} = 23395.68Kg$$



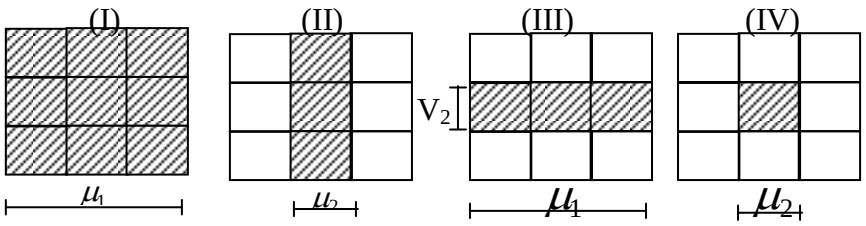


Figure4.12 : les panneaux de calcul de la dalle machine

e(I) : $=\frac{L_x}{L_y}=0.89=0.9$

$$\left.\begin{array}{l}\frac{\mu}{L_x}=\frac{0.70}{1.60}=0.44\\ \frac{V_1}{L_y}=\frac{0.7}{1.8}=0.39\end{array}\right\}\xrightarrow{tableau\ de\ PIGEAUD}\left\{\begin{array}{l}M_1=0.172\\ M_2=0.129\end{array}\right.$$

- **Effet de (II)**

$$\left.\begin{array}{l}\frac{\mu_2}{L_x}=\frac{0.20}{1.60}=0.125\\ \frac{V_2}{L_y}=\frac{0.70}{1.80}=0.39\end{array}\right\}\xrightarrow{tabbleau\ de\ PIGEAUD}\left\{\begin{array}{l}M_1=0.172\\ M_2=0.129\end{array}\right.$$

- **Effet de (III)**

$$\left.\begin{array}{l}\frac{\mu_1}{L_x}=\frac{0.70}{1.60}=0.44\\ \frac{V1}{L_y}=\frac{0.20}{1.80}=0.11\end{array}\right\}\xrightarrow{tableau\ de\ PIGEAUD}\left\{\begin{array}{l}M_1=0.123\\ M_2=0.129\end{array}\right.$$

- **Effet de (IV)**

$$\left.\begin{array}{l}\frac{\mu_2}{L_x}=\frac{0.20}{1.60}=0.125\\ \frac{V_2}{L_y}=\frac{0.20}{1.80}=0.11\end{array}\right\}\xrightarrow{tableau\ de\ PIGEAUD}\left\{\begin{array}{l}M_1=0.22\\ M_2=0.196\end{array}\right.$$

Sachant que :

- $M_x = M_i . Q_u'$
- $M_y = M_i . Q_u'$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

	$\frac{\mu}{L_x}$	$\frac{\mu}{L_y}$	M_1	M_2	$S(m^2)$	P'=P.S(Kg)	M_x(Kg)	M_y(Kg)
I	0.44	0.39	0.112	0.094	0.49	11463.88	1283.95	1077.60
II	0.125	0.39	0.172	0.129	0.14	3275.39	563.36	422.52
III	0.44	0.11	0.123	0.129	0.14	3275.39	402.87	422.52
IV	0.125	0.11	0.22	0.196	0.04	935.827	205.52	183.42

Tableau.4.3.tableau récapitulatif du moment

➢ **Moments dus au charges localisées: « M_c »**

$M = M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}$

$M_x = 523.6$

$M_y = 415.38$

Moments dus au charges réparties: « M_r »

G= 0.1x2500 = 250 Kg/m^2 e_p = 10cm (épaisseur de la dalle)

la dalle machine n'est pas accessible, alors la surcharge P= 100 Kg/m^2

$=\frac{L_x}{L_y}=0.89 \quad >0.4 \quad \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases} \qquad \mu_x = 0.0468 \qquad \mu_y = 0.759$$

ELU : q = 1.35G + 1.5P

$$\begin{cases} M_{xr} = 58.403 \\ M_{yr} = 44.33 \end{cases} (Kg.m)$$

ELS :

$$\begin{cases} M_x = 564.61 \\ M_y = 447.08 \end{cases} (Kg \times m)$$

les moments en appuis et en travée valent alors

$M_t = 0.75M \qquad M_q = 0.5M$

ELU

M_{tx}= 435.82 KN.m

M_{ax}= 290.54 KN.m

M_{ty} = 344.69 KN.m

M_{ay}= 229.79 KN.m

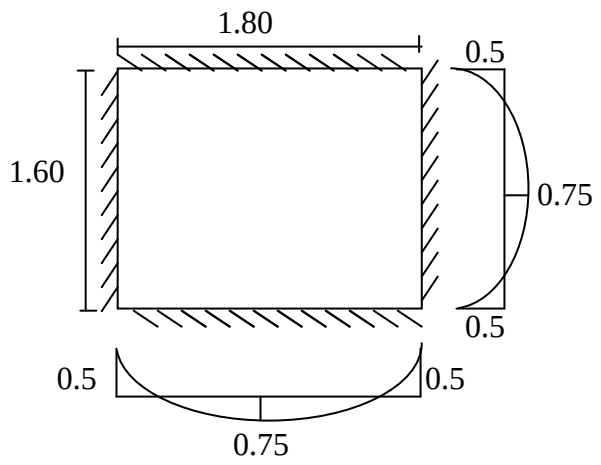
ELS:

M_{tx}= 423.46 KN.m

M_{ax}= 28231 KN.m

M_{ty} = 335.31 KN.m

M_{ay}= 223.54 KN.m



4-4-6 : Détermination du ferraillage :

➢ **Sens X-X :**

- en travée :

ELU: M_{tu} =435.82kg.m

μ=0.042<μ_l $\Rightarrow$ A' n'existe pas

α=0.054 β=0.97

A=1.51 cm²/ml

Amin=1.02 cm²/ml

Choix : $5T8/m$ $\rightarrow A$=2.51 cm²/ml

ELS : $M_{ts}=423.46kg.m$

Vérification des contraintes :

D=0.376 E=6.4cm² Y_1=2.18cm

I=1848.36cm^4 K=2.29

$\sigma_b=4.99MPa<\overline{\sigma_b}$

$\sigma_s=217.03MPa\succ\overline{\sigma_s}$

Calcul des armatures à L'ELS :

$\mu_1=\frac{M_{ser}}{\sigma_s.b.d^2}$=0.0027 β_1=0.914 K_1=43.14 $A=\frac{M_{ser}}{\sigma_s.\beta_1.d}=0.53cm^2$

choix : $5T8/m$ $\rightarrow A$=2.51 cm²/ml

- en appuis :

ELU : M_{au}=-290.54kg.m

μ=0.028<μ_l $\Rightarrow$ A' n'existe pas

α=0.036 β=0.98

A=1.002 cm²/ml

Amin=1.02cm^2/ml

choix : $5T8/m$ $\rightarrow A$=2.51 cm²/ml

4-4-7 :Vérification des contraintes :

ELS : $M_{as}=-282.31kg.m$

D=0.37 E=6.4cm² Y_1=2.18cm

I=1845.96cm^4 K=1.53

$\sigma_b=3.33MPa<\overline{\sigma_b}$

$\sigma_s = 144.69 MPa < \overline{\sigma}_s$

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

➢ **Sens Y-Y :**

en travée :

ELU : $M_t = 344.69$kg.m

$\mu = 0.043 < \mu_l \Rightarrow$ A' n'existe pas

$\alpha = 0.055$; $\beta = 0.97$

$A = 1.35$ cm²/ml

$A_{min} = 0.9$ cm²/ml

choix : $5T8/m \rightarrow A = 2.51$ cm²/ml

ELS : $M_{ts} = 335.31$kg.m

Vérification des contraintes :

D=0.37 E=5.55cm² Y_1=2.01cm

I=1403.51cm^4 K=2.38

$\sigma_b = 4.80 MPa < \overline{\sigma}_b$

$\sigma_s = 195.59 MPa < \overline{\sigma}_s$

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

en appuis :

ELU :

$M_{au} = -229.79$kg.m

$\mu = 0.028 < \mu_l \Rightarrow$ A' n'existe pas

$\alpha = 0.036$ $\beta = 0.98$

$A = 0.89$ cm²/ml

$A_{min} = 0.9 cm^2/ml$

choix : $5T8/m \rightarrow A = 2.51$ cm²/ml

ELS : $M_{as} = -223.54 kg.m$

D=0.37 E=5.55cm² Y_1=2.01cm

I=1403.51cm^4 K=1.59

$\sigma_b = 3.20 MPa < \overline{\sigma}_b$

$\sigma_s = 130.39 MPa < \overline{\sigma}_s$

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0.05 f_{c28} = 1.25 Mpa$$

$T_y = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{997.8}{2\times6+2.7} = 67.88kg$

$T_x = \frac{P}{3L_y} = \frac{997.8}{3\times6} = 55.43kg$

$\tau_{ux} = \frac{554.3}{100\times13\times100} = 0.004Mpa \leq \overline{\tau_u} = 1.25Mpa$ …….. condition vérifié

$\tau_{uy} = \frac{678.8}{100\times13\times100} = 0.0052Mpa \leq \overline{\tau_u} = 1.25Mpa$ ……. condition vérifié

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Chapitre 5

Etude sismique

5-1 : Introduction :

Le calcul parasismique à pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale. Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées **[3]** :

Méthode statique équivalente

Méthode dynamique (modale spectrale)

5-2 : Méthode de calcul :

Dans notre projet on utilise la méthode dynamique directe qui est basée sur l'utilisation du spectre de réponse qui dépend de l'activité sismique du territoire.

L'analyse dynamique est assurée par le logiciel Robot.

5-3 : Hypothèse de la méthode :

Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers (système brochette). Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte. Le nombre des modes, à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participations de ces modes soit 90% de la masse modale de la structure. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements).

5-4 : Calcul de l'action sismique [3] :

$$V = \frac{ADQ}{R}W$$

A : coefficient d'accélération de zone

$$\begin{cases} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage2} \end{cases} \qquad A = 0.15 \qquad \textbf{(Tab 4.1 Art 4.2.3)}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\,\eta & 0 \le T \le T2 \\ 2.5\,\eta\,(T2 / T)^{2/3} & T2 \le T \le 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\,\eta\,(T2 / 3.0)^{2/3} . (3/T)^{5/3} & T \ge 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

$T_2 = 0.5$ sec : site meuble (s3) **(tab 4.7 Art 4.2.3)**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}$$

ζ = 10 % **(tab 4.2 Art 4.2.3)**

η = 0.76

T : période fondamentale de la structure

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

Où : D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_N : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jus q' au dernier niveau.

h_N = 26,86 m

$T_x = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L_x}}$ =0.56s avec: L_x =18.90 m

$T_y = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L_y}}$ =0.44s avec: L_y = 29.65 m

$T_2 \leq Tx \leq 3.0$ sec $\rightarrow 0.5 \leq 0.56 \leq 3.0$ sec

$T_y \leq T2 = 0.44$ s ≤ 0.5 s

$D_x = 2.5\ \eta\ (T2 / Tx)^{2/3}$ =4.25

$D_y = 2.5\ \eta$ =4.58

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 5 **(Tab 4.3 Art 4.2.3)**

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} p_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Critère	**p_q**	
Condition minimale sur les files de contreventement	0.00	N/ observé
Redondance en plan	0.00	N/ observé
Régularité en plan	0.00	observé
Régularité en élévation	0.00	observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	N/ observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	N/ observé

Tableau 5-1 : Valeurs des pénalités P_q

Donc : Q = 1.15

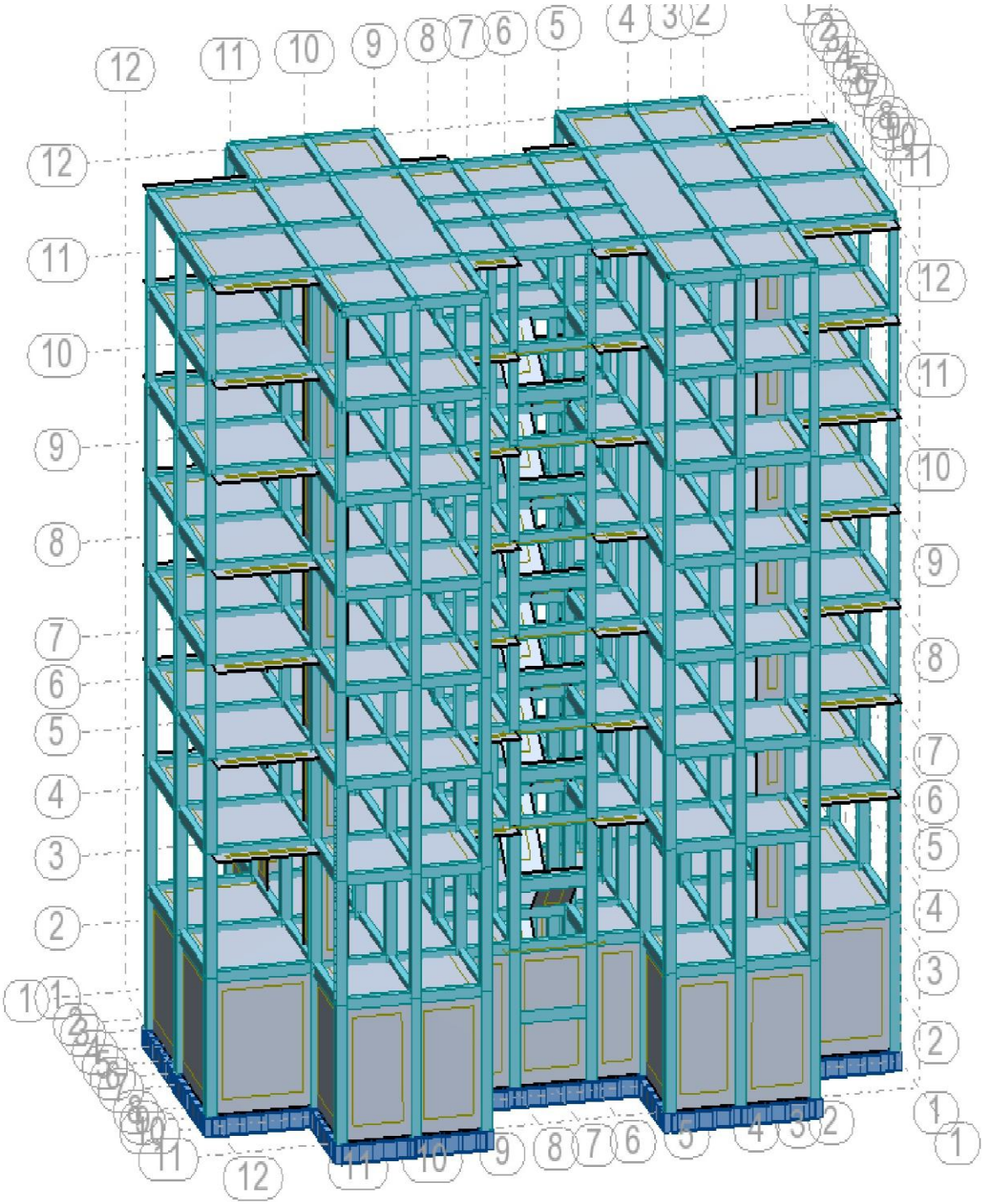


Figure 5-1 : Vue sur 3D de la structure

5-5 : Mode propre par logicielle :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.U X [kg]	Tot.mas.U Y [kg]	Tot.mas.U Z [kg]
4/ 1	1,36	0,74	63,51	0,01	0,00	63,51	0,01	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 2	1,38	0,72	63,53	65,39	0,00	0,02	65,37	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 3	1,49	0,67	66,58	65,40	0,00	3,05	0,01	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 4	4,29	0,23	76,52	65,40	0,00	9,95	0,00	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 5	4,63	0,22	76,52	76,60	0,00	0,00	11,20	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 6	5,20	0,19	76,56	76,61	0,00	0,03	0,02	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 7	8,21	0,12	80,22	76,61	0,00	3,66	0,00	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 8	9,14	0,11	80,22	80,44	0,00	0,00	3,82	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 9	10,91	0,09	80,22	80,44	0,00	0,00	0,00	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 10	11,28	0,09	80,23	80,44	7,91	0,01	0,00	7,91	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 11	11,41	0,09	80,24	80,44	16,75	0,01	0,00	8,84	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 12	11,87	0,08	80,24	80,45	16,75	0,00	0,01	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 13	11,99	0,08	80,24	80,45	16,75	0,00	0,00	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 14	12,51	0,08	80,24	80,45	52,38	0,00	0,00	35,63	3701035,93	3701035,93	3701035,93
4/ 15	12,63	0,08	80,29	80,45	54,68	0,06	0,00	2,30	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/ 1	1,36	0,74	63,51	0,01	0,00	63,51	0,01	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/ 2	1,38	0,72	63,53	65,39	0,00	0,02	65,37	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/ 3	1,49	0,67	66,58	65,40	0,00	3,05	0,01	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/ 4	4,29	0,23	76,52	65,40	0,00	9,95	0,00	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/ 5	4,63	0,22	76,52	76,60	0,00	0,00	11,20	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/ 6	5,20	0,19	76,56	76,61	0,00	0,03	0,02	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93

5/	7	8,21	0,12	80,22	76,61	0,00	3,66	0,00	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/	8	9,14	0,11	80,22	80,44	0,00	0,00	3,82	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/	9	10,91	0,09	80,22	80,44	0,00	0,00	0,00	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/	10	11,28	0,09	80,23	80,44	7,91	0,01	0,00	7,91	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/	11	11,41	0,09	80,24	80,44	16,75	0,01	0,00	8,84	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/	12	11,87	0,08	80,24	80,45	16,75	0,00	0,01	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/	13	11,99	0,08	80,24	80,45	16,75	0,00	0,00	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/	14	12,51	0,08	80,24	80,45	52,38	0,00	0,00	35,63	3701035,93	3701035,93	3701035,93
5/	15	12,63	0,08	80,29	80,45	54,68	0,06	0,00	2,30	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	1	1,36	0,74	63,51	0,01	0,00	63,51	0,01	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	2	1,38	0,72	63,53	65,39	0,00	0,02	65,37	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	3	1,49	0,67	66,58	65,40	0,00	3,05	0,01	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	4	4,29	0,23	76,52	65,40	0,00	9,95	0,00	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	5	4,63	0,22	76,52	76,60	0,00	0,00	11,20	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	6	5,20	0,19	76,56	76,61	0,00	0,03	0,02	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	7	8,21	0,12	80,22	76,61	0,00	3,66	0,00	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	8	9,14	0,11	80,22	80,44	0,00	0,00	3,82	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	9	10,91	0,09	80,22	80,44	0,00	0,00	0,00	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	10	11,28	0,09	80,23	80,44	7,91	0,01	0,00	7,91	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	11	11,41	0,09	80,24	80,44	16,75	0,01	0,00	8,84	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	12	11,87	0,08	80,24	80,45	16,75	0,00	0,01	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	13	11,99	0,08	80,24	80,45	16,75	0,00	0,00	0,00	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	14	12,51	0,08	80,24	80,45	52,38	0,00	0,00	35,63	3701035,93	3701035,93	3701035,93
6/	15	12,63	0,08	80,29	80,45	54,68	0,06	0,00	2,30	3701035,93	3701035,93	3701035,93

Tableau 5.2 : Tableau de résultats dynamiques

5-6 : Vérification de la période fondamentale :

$T_{cal} < 1,3T_{empiriquer}$

Avec $T_{empiriquer} = C_T h_n^{(3/4)}$ et T_{cal} donne par logiciel Robot.

T_{cal} - $T_x = (0,09h_n)/\sqrt{Lx}$
- $T_y = (0,09h_n)/\sqrt{Ly}$

$C_T = 0.05$ et $h_n = 26.86$ m

Donc $T_{empiriquer} = 0.59$ sec

$T_{cal} = 0.75$ sec

$0.75 < 1.3\times 0.59 = 0.77$ ……condition vérifier.

5-7 : Vérifications de l'effort normal réduit :

$V=N_d/Bf_{c28} < 0,3$

N_d : c'est l'effort normal max selon la combinaison sismique max

$N_d = 1510.34$ KN

$B = h \times b = 202500$ mm^2

$f_{c28} = 25$ Mpa

Donc $V = 0.29 < 0.3$ ……..condition vérifier

5-8 : Vérifications de l'effort tranchant à la base :

$F_x > 0,8V_x$

$F_y > 0,8V_y$

Avec F_x, F_y l'effort sismique (calcul par logiciel)

V_x =3355.30 KN ; F_x = 3239 KN

$3239 > 0.8\times 3355.30 = 2684.24$ ……....condition vérifier

$V_y = 3633.51$KN ; F_y = 2946 KN

$2946 > 0.8\times 3633.51 = 2906.81$ ……....condition vérifier

5-9 : Vérification des déplacements :

Selon la RPA99 version 2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage **[3]** :

$R\cdot\Delta_K < 0.01\cdot h_e$ Avec : Δ_K : le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" avec : $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$.

R : Coefficient de comportement R = 5

h_e : hauteur de l'étage

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau K d'après les résultats donnés par Robot.

Les déplacements relatifs des nœuds maitres de chaque niveau sot résumés dans le tableau suivant :

NIVEAU		$\delta_k(x)$[mm]	$\delta_k(y)$[mm]	$\Delta k_{MAX} \times R$ [mm]	0,01 he[mm]	RPA
S/SOL+R+6	26,86	28	5	10	30,6	C.V
	23,80	27	5	10	30,6	C.V
	20,74	25	5	15	30,6	C.V
	17,68	22	4	15	30,6	C.V
	14,62	19	3	25	30,6	C.V
	11,56	14	2	20	30,6	C.V
	8,50	10	2	30	40	C.V
	4,50	4	1	15	45	C.V

Tableau 5-3 : Tableau récapitulatif des déplacements

Chapitre 6

Etude des portiques

6-1 : Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (Poteaux) et d'éléments horizontaux (Poutres).

L'assemblage des poteaux et des poutres constitués les portiques **[2]**.

a. Poteaux :

Sont des éléments porteur verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondation, ils sont sollicités en flexion composé.

b. Poutres :

Sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

c. Flexion simple :

Une section est sollicitée en flexion simple lorsqu'elle soumise a :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort tranchant (T)

Le calcul en flexion simple se décompose en deux étapes :

- calcul a l'état limite ultime de résistance (ELUR)

Il s'agit de déterminer les armatures de section conformément aux règles BAEL91.

Après avoir fait un choix d'armatures a l'ELUR nous devons procédés aux vérification suivant :

- Condition de non fragilité.
- Vérification vis-à-vis de l'effort normale.
- Vérification a l'état limite de service.
- Vérification de la flexion.

d. Flexion composée :

Une section est sollicitée en flexion composée lorsqu'elle est soumise a :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort normal (N)
- Un effort tranchant (T)

Dans le calcul de flexion composée deux états limite sont a considérer en plus de deux déja cités.

- Etat limite ultime de stabilité de forme.
- Etat limite de service.

6-2 : Ferraillage des portiques :

a. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et une étape nécessaire pour la détermination des Sollicitations revenant aux éléments de résistance.

➢ **Les actions :**

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

Action permanente notée G (poids propre de la structure).

Action variable notée Q

Action accidentelle notée E

b. Les sollicitations :

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et les moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaison d'action, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires

➢ **Combinaison des charges** : Les combinaisons prises en compte sont:

➢ **Combinaisons fondamentales**: $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$ …….. (BAEL 91)

➢ **Combinaisons accidentelles**. D'après le RPA99version2003 (Art5.2) on a les cas suivants :

G + Q + E …….. (1)

0.8 G ± E …….. (2)

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Les sollicitations M, N et T dans les poteaux et les poutres sont donnés par le logiciel "Robot"

6-2-1 : Ferraillage des poutres:

On distingue les types des poutres suivantes :

- **Poutre principale** ⟶ PP (30 x 40) cm².
- **Poutre secondaire** ⟶ PS (30 x35) cm².

➢ **La section d'armatures imposées par RPA 99 version 2003 (7.5.2) :**

Pour le ferraillage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99 version 2003 en zone Iia **[3].**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0.5% en toute la section transversale de la poutre.

2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courantes, et de 6% en zone de recouvrement.

➢ **La longueur minimale de recouvrement est de :**

- 40. ϕ en zone I et II.

-50. ϕ en zone III.

- Armatures transversales :

$A_t = 0{,}003.\ S.\ b$

Avec: - b : la largeur de la section.

- S : espacement des armatures transversales

D'après RPA 99 version 2003 :

$S = \min\left(\frac{h}{4};12.\phi_l\right)$. Dans la zone nodale.

Avec: - ϕ_l : le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinal

$S \leq \frac{h}{2}$. en dehors de la la zone nodale.

h : la hauteur de la section.

➢ **Evaluation des moments pour les différents types des poutres :**

		Moment en travée (KN.m)			Moment en appuis (KN.m)			T_{max} (KN)
	Les niveaux	M_u^t	M_s^t	M_{acc}^t	M_u^a	M_s^a	M_{acc}^a	
PP	Terrasse	7,54	5,52	20,65	26,42	19,35	36,26	29,95
	E. courants	20,41	14,82	68,63	21,06	15,34	70,94	45,55
	S- sol+ R.D.C	21,96	15 ,71	66,82	28,20	20,13	67,37	48,36
PS	T+E. courants	2,04	1,61	8,38	16,95	12,34	16,82	36,74
	E. courants	7,77	5,63	11,15	16,39	11,92	32,85	42,32
	S- Sol+ R.D.C	5,91	4,22	14,71	36,47	25,77	40,51	65,33

Tableau 6-1 : Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres.

➢ **Exemple de calcul :**

a) **Poutres principales Sous Sol+RDC** : (b x h) = (30 x 40) cm^2

- **En travée :**

- **Détermination des armatures à l'E.L.U :**

Mt = 21960 N.m

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{21960}{14.2\times30\times36^2} = 0.0397$$

$$\text{Avec}: \sigma_b = \frac{0.85\times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2Mpa$$

$\mu < \mu_r = 0.391 \Rightarrow A' \notin$

$\alpha = 0.05 \Rightarrow \beta = 0.98$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21960}{0{,}98 \times 36 \times 348} = 1{,}79 cm^2$$

Condition de non fragilité :

A_{min} = 0,23 x 30 x 36 x $\frac{2.1}{400}$ = 1,30 cm^2

Condition imposée par RPA 99 version 2003 :

$$A_{RPA} = 0{,}5\%.\ b \times h = 0.5 \times \frac{30 \times 40}{100} = 6cm^2.$$

$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 6cm^2.$ A_{choisi} = 6,79 cm^2 choix : 3 T 12 + 3 T 12

- **Vérification à l'ELS :**

Ms=15710 N.m

$$\begin{cases} \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \sigma_s < \overline{\sigma}_s \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier fe E 400} \end{cases}$$

On vérifie si : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{21960}{15710} = 1{,}40$$

α =0.05 < 0,45 Condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

- **En appui :**

- **Détermination des armatures à l'ELU :**

M_a = 28200 N.m

$$\mu = \frac{28200}{30 \times 36^2 \times 14.2} = 0{,}05$$

$\mu < \mu_r \Rightarrow A' \notin$

$\alpha = 0.064 \quad \Rightarrow \beta = 0.97$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28200}{0{,}97 \times 36 \times 348} = 2{,}32 cm^2$$

Condition de non fragilité :

A_{min} = 0,23 x 30 x 36 x $\frac{2.1}{400}$ = 1,30 cm^2

Condition imposée par RPA 99 version 2003 :

$A_{RPA} = 0{,}5\%.\ b.h\ = 0{,}5.\ \dfrac{30\times 40}{100} = 6cm^2.$

$A_s = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_{RPA}) = 6cm^2.$ $A_{choisi} = 6{,}79\ cm^2$ choix : 3 T 12 + 3 T 14

- **Vérification à l'ELS :**

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s$ On vérifie si : $\alpha \le \dfrac{\gamma - 1}{2} + \dfrac{f_{c28}}{100}$

Flexion simple $\gamma = \dfrac{Mu}{Ms} = \dfrac{28200}{20130} = 1{,}40$

Section rectangulaire

Acier fe E 400

$\alpha = 0{,}064 < 0{,}45$ ……..Condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

L'ors que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \le \bar{\tau}_u = \min(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa)$$

$$\tau_u \le \bar{\tau}_u = \min(3.33Mpa, 5Mpa) = 3.33Mpa$$

$$\tau_u = \frac{T_u\max}{b.d} = \frac{65330}{300x360} = 0{,}60MPa$$

$\tau_u = 0{,}60Mpa \langle \bar{\tau}_u = 3.33Mpa$ …… Condition vérifiée

Donc les armatures transversales sont $\perp$ à la ligne moyenne.

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi t \le \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L^{\min}\right).$$

Avec ϕt : Diamètre des armatures transversales.

h : Hauteur de la section.

b_0 : Largeur de nervures.

$\phi_L^{\min}$: Diamètres minimales des armatures longitudinales en travée

$$\phi t \le \min\left(\frac{400}{35} = 11{,}43; \frac{300}{10} = 30\ ; 20\,mm\right) = 11{,}43m.$$

On prend: ϕ = 8mm, avec un Acier FeE235 Soit $4\phi 8 = 2\ cm^2$

- L'espacement des armatures transversales:

$$\delta_{t1} \leq \min(0{,}9xd, 40cm) = 32{,}4cm$$

$$\delta_{t2} \leq 32{,}4cm$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 x \delta_{t3}} \geq \rho_{t\max} = \frac{1}{f_e}\max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4MPa\right) = \frac{1}{f_e}0{,}4MPa$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t x f_e}{0{,}4x30} = 39{,}16cm \Rightarrow \delta_{t3} = 39{,}16cm$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}) = 15cm$$

- **D'après RPA 99 version 2003 :**

- **Dans la zone nodale :** $\begin{cases} S \leq \min\left(\frac{40}{4};14{,}4\right) = 10cm \Rightarrow S = 10cm. \longrightarrow \text{Pour : } h=40cm \\ S \leq \min\left(\frac{30}{4};14{,}4\right) = 7{,}5cm \Rightarrow S = 7cm. \longrightarrow \text{Pour } h=30cm \end{cases}$

- **Dans la zone courant** : $\begin{cases} S \leq \frac{40}{2} = 20cm \\ S \leq \frac{30}{2} = 15cm \longrightarrow S = 15cm \end{cases}$

- Armatures transversales imposée par RPA 99 version 2003 :

A_t = 0,003. S. b = 0,003. 15. 30 = 1,35 cm^2.
Soit 4ϕ 8=2,01cm^2

- La longueur minimale de recouvrement :

L_{rec} = 40 ×1,2 = 48 cm. Zone IIa. Pour : ϕ = 12 mm.

Type	Niveau	Section	travée appui	M KN.m	μ	β	A_{cal} cm^2	A_{RPA} cm^2	A_{min} cm^2	A_{max} cm^2	Le chois
Poutres principales	T.I	30x40	travée	7,54	0.013	0,99	0,61	6	1,3	6	3T12 + 3T14
			appui	26,42	0,047	0,97	2,17				
	E.C		travée	20,41	0,037	0,98	1,66				
			appui	21,06	0,038	0,98	1,72				
	S.SOL + RDC		travée	21,96	0,039	0,98	1,79				
			appui	28,20	0,051	0,97	2,32				
Poutres secondaires	T.I	30x35	travée	2,04	0,005	0,97	0,2	5,25	1,14	5,25	3T12 + 3T12
			appui	16,95	0,04	0,98	1,58				
	E.C		travée	7,77	0,018	0,99	0,71				
			appui	16,39	0,39	0,98	1,52				
	S.SOL + RDC		travée	5,91	0,014	0,99	0,54				
			appui	36,47	0,086	0,95	3,5				

Tableau 6-2 : récapitulatif des ferraillages des poutres.

6-3 : Ferraillage des poteaux:

On a 3 types des poteaux à étudier:

- Type 1 .....(45 ×45) cm²
- Type 2 .....(40 × 40) cm²
- Type 3 .....(35 ×35) cm²

6-3-1 : Armatures longitudinales proposée par le RPA 99 version 2003:

Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.

- Le pourcentage minimum est:

  A_{min} = 0,8 % de la section totale; en zone IIa

- Le pourcentage maximum est:

  A_{max}= 4% de la section totale; en zone courante

  A_{max}= 6% de la section totale; en zone recouvrement.

- Le diamètre minimum de l'acier est: $\phi_{min} = 12mm$
- La longueur de recouvrement est: 40ϕ.
- La distance entre les barres verticales doit être ≤ 25 cm

6-3-2 : Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (RPA99 version 2003) **[3]** :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times fe}$$

<u>Avec</u> : - V_u : l'effort tranchant de calcul.

- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.
- $\rho_a = \begin{cases} 2,5 \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 3,75 \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \leq 5. \end{cases}$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.= $\left(\frac{L_f}{a} ou \frac{L_f}{b}\right)$

-t : l'espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale : $\begin{cases} t \leq \min(10.\phi_l ; 115cm) \longrightarrow \text{en zone I et II.} \\ t \leq 10cm. \longrightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$

Dans la zone courante : $\begin{cases} t' \leq 15.\phi_l \longrightarrow \text{en zone I et II.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\phi_l\right) \rightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$

-la quantité d'armatures transversales minimale donnée comme suit :

Si - $\lambda_g \geq 5$ 0,3 %.

Si - $\lambda_g \leq 3$ 0,8 %.

Si – $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limite précédents.

6-3-3 : Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est considérée par le nœud poteau poutre proprement dit; la détermination de cette zone est nécessaire parce que c'est à ce niveau qu'on va disposer les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit, donc, les jonctions par recouvrement doivent être faibles si possible, à l'extérieur des zones nodales les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figures ci-dessous.

Avec

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

$$L' = 2h$$

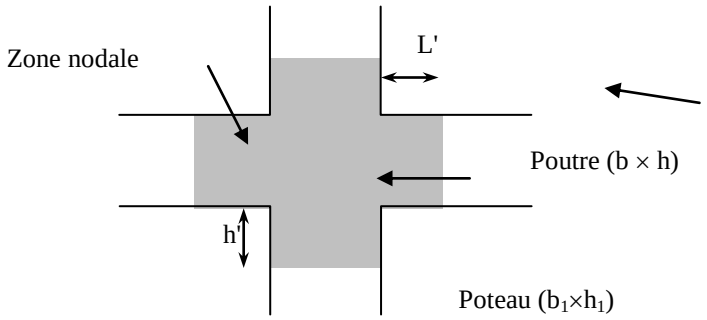


Figure 6-1: Schéma de la zone nodale

		Poteau (45x45)	Poteau (40x40)	Poteau (35x35)
ELU	N_{max}	1274,57	714,78	282,75
	M_{22}^{corr}	5,62	7,60	5,66
	M_{33}^{corr}	1,39	2,00	1,33
	T_{max}	3,77	5,14	3,70
ELS	N_{max}	926,10	521,22	206,60
	M_{22}^{corr}	8,02	5,51	4,11
	M_{33}^{corr}	1	1,44	0,95
	T_{max}	2,67	3,73	2,68
G +P± E	M_{22}^{max}	114,09	78,90	38,34
	N_{corr}	1104,32	596,78	220,01
0,8G ± E	M_{22}^{max}	71,65	74,85	34,76
	N_{corr}	1081,96	584,77	210,82

Tableau 6-3 : des sollicitations pour les différents poteaux.

6-3-4 : Exemple de calcul.

a-Poteau (Sous sol et RDC+1^er^Etage) : S = (45 ×45) cm²

On calcul le ferraillage par rapport à l'axe 2-2 et l'axe 3-3, car il existe deux moments M_{22} et M_{33}, on obtient donc, un ferraillage total symétrique par rapport à ces deux axes.

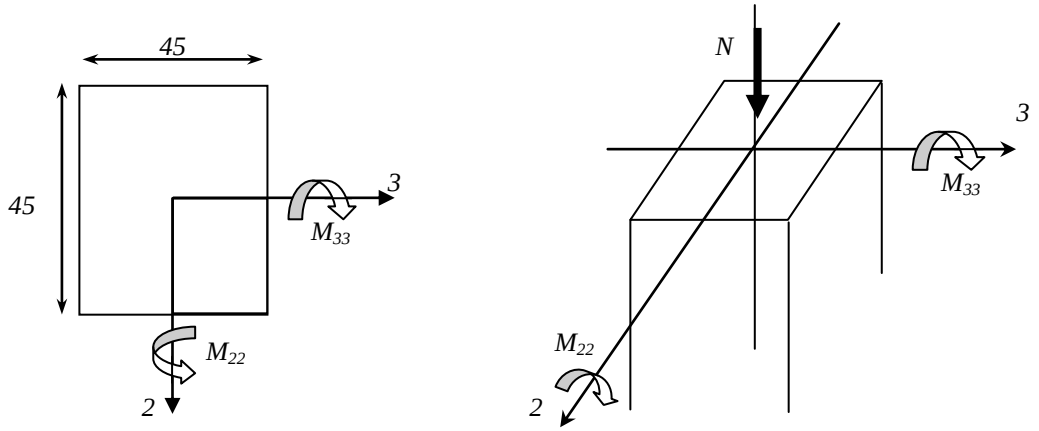


Figure 6-2: Directions des moments et effort normal dans un poteau

- **Etat limite ultime (E.L.U)** : (1,35 G +1,5 p)

N = 1274,57kN M_{22} = 5,62 kN.m

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e=\frac{M}{N}=\frac{5,62\times10^2}{1274,57}=0,44cm$$

$$e=\frac{h}{6}=\frac{45}{6}=7,5m\Rightarrow \text{ Compression simple}$$

$$A'_r=\frac{N-100B\sigma_b}{100\times\sigma_2}=\frac{1274,57\times10^3-450\times14.2}{100\times348}=-82,59cm^2$$

A'_r=-82,59<0 $\Rightarrow A'_r=0$

- **Etat limité de stabilité de forme (E.L.S) :** (G + p)

$$\lambda=3.46\frac{lf}{h}\quad\Leftrightarrow\lambda=3.46\times\frac{315}{45}=24,22<35$$

$$\alpha=\frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2}=0.77$$

$$A'=\frac{\gamma_s}{fe}(\frac{N}{\alpha}-\frac{B_r.f_{c28}}{1.35})=\frac{1.15}{400\times400}\left[\frac{1274,57}{0.77}-\frac{1849\times10^2\times25}{1.35}\right]$$

A'= -50,85cm² $\Rightarrow$ A'=0

$$A_{min} = \max[\ (\frac{0.2.b.h}{100}),8(\frac{b+h}{100})\ ]$$

A'_1=max ($A'r$, A'_2, A_{min})=7,2 cm

- **Cas accidentelle : G + p ± E**

M_{22} = 114,09 kN.m

N_{corr} = 1104,32 KN

$$e=\frac{M}{N}=\frac{114,09\times100}{1104,32}=10,33cm>\frac{h}{6}=7,5cm$$

Compression excentrée e < $\frac{h}{2}$ = 22,5 cm

- **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$M_1 = N\ (e + d - \frac{h}{2})$

$M_1 = 1104,32\ (0,1033 + (0,405 - \frac{0.45}{2})$

M_1 = 312,854 kN.m

- **Vérification de l'inégalité**

$N\ (d - c') - M_1 \leq (0,337 - 0,81\frac{c'}{h})\ bh^2\ \sigma_b \longrightarrow (1) \leq (2)$

(1) $\Rightarrow$ 1104,32 (0,405 – 0,03) – 312,854 = 101,27 kN.m

(2) $\Rightarrow (0,337 - 0,81\times\frac{30}{450})\times0,45\ (450)^2$ x 14,2 x 10^{-3} = 366,19 kN.m

(1) < (2) : donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait en flexion simple.

M_1 = 312854 N.m

$$\mu=\frac{312854}{14.2\times40,5^2\times45}=0.298$$

$$\mu<\mu_r=0.392\Rightarrow A'\notin$$

α = 0,45 $\Rightarrow$ β = 0,82

$$A_1=\frac{312854}{0.82\times40,5\times348}=27,07cm^2$$

$$A_2=A_1-\frac{N}{100\sigma_s}=27,07-\frac{1104,32.10^3}{348\times100}=-4,66cm^2 \quad \Rightarrow A_2=0$$

Donc vérification à l'E.L.S n'est pas nécessaire

- **Suivant conditions imposées par RPA 99 version 2003 :**

A_{min} = 0,8 % bx h = 0,8 x 10^{-2} x (45 x 45) = 16,20 cm^2

A_{choisi} = 16,20 cm^2

A = max (A_1, A_2, A_{min}) = 16,20 cm^2

Choix : 10T16 Soit : A = 20,11cm^2

- **Armatures transversales :**

T = 3,77 .10^3 N

$$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{3,77.10^3}{450 \times 405} = 0.021 Mpa$$

$\bar{\tau}$ =min (0,13 f_{c28}, 4Mpa) = 3,25 Mpa

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ Condition vérifiée donc les armatures transversales sont droites.

- **Détermination de diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33mm \quad \Rightarrow \phi_t = 8mm$$

- **Espacement des armatures transversales :**

a- Suivant le B.A.E.L 83 :

$\delta_t \leq$ (15 $\Phi_{L\,min}$, 40 cm , b + 10)

$\delta_t \leq$ (24 , 40 , 65) cm

$\delta_t \leq$ 24 cm $\Rightarrow$ δt = 15 cm

b- Suivant RPA 99 version 2003 :

- **Zone nodale :** $\delta_t \leq$ min (10 Φ_L, 15 cm) $\Rightarrow$ δ_t = 10 cm
- **Zone courante :** $\delta_t \leq$ 15 $\Phi_{L\,min}$ $\Rightarrow$ δ_t = 15 cm

c-Recouvrement des barres longitudinales :

Selon le RPA 99 version 2003 :

la longueur de recouvrement pour la zone IIa

Lt = 40 Φ = 40 x 1,6 = 64 cm

En pratique on prend 50 Φ = 80 cm donc L_t = 80 cm

Niveau	Section des poteaux (cm²)	Armatures minimales (cm²)	Barres choisies	Longueur de recouvrement (cm)	Section correspondant (cm²)
Sous sol RDC 1ère étage	45×45	16.20	10T16	80	20,11
2ème étage 3ème étage 4ème étage	40×40	12.80	4 T16 6 T14	70	17,28
5ème étage 6ème étage	35×35	09.80	10T14	70	15,39

Tableau 6-4 : Tableau récapitulatif des armatures.

6-4 : Etude des voiles de contreventement :

Les murs voiles ou bien les refonds ont pour rôle de reprendre les effets horizontaux (séisme, poussée des terres). Ils deviennent indispensables quand les portiques (poteaux, poutres) ne sont pas capables de reprendre la totalité de ces efforts, et lorsqu'on veut atteindre la rigidité nécessaire pour contrarier les effets du 2eme ordre.

6-4-1 : Ferraillage des trumeaux :

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procèdera de la manière suivante :

- Détermination des sollicitations suivant le sens considère.
- Détermination de la nature de la section en flexion composée :

On à trois cas peuvent se présenter :

- Soit section entièrement tendue
- Soit section entièrement comprimée
- Soit section partiellement comprimée

Tout en admettant que :

- N>0 effort de compression
- N<0 effort de traction

- Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

❖ **Ferraillage minimum:**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux dans la section est donné comme suivant **[3]** :

- Globalement dans la section du voile : A_{min}=0,15 % h .b
- En zone courante : A_{min}=0,10 % h .b

On devra disposer le ferraillage suivant:

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

a-Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 % .

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontales du béton tendu.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets. Mais au niveau des parties courantes, la partie supérieur, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

- A chaque extrémité du voile (trumeaux) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile (voir figure 6-3) cet espacement d'extrémité doit être au plus à égale à 15 cm

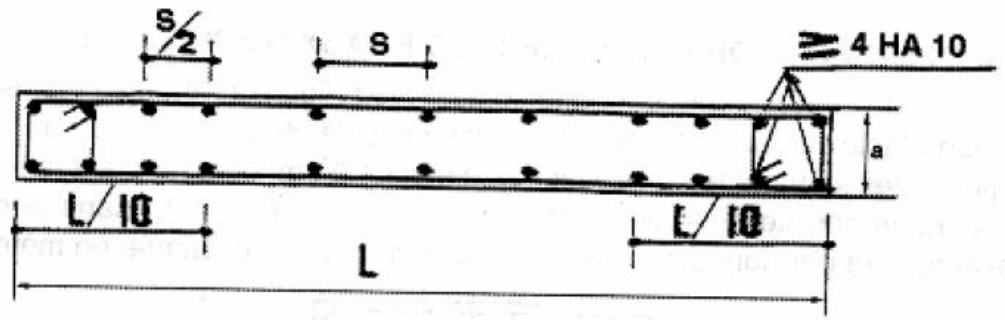


Figure 6-3 : disposition des armatures verticales dans les voiles

b-Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une longueur de 10ϕ dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un encrage droit.

➢ **Remarque:**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$\delta \leq 1{,}5b$

$\delta \leq 30cm$

Avec: b L'épaisseur du voile en (cm)

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingle au mètre carré (m^2). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule:

$$A_{vj} = \frac{1{,}1.V}{fe}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max\left[\ 50; \min\left(\frac{76 \times e \times a}{n}; 100\right)\right]$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}\ ;\ i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Pour les voles :

$$\lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{20}\ avec\ l_f = 0{,}7\, l_0 = 280\ cm \Rightarrow \lambda = 280 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 48{,}49\ \Rightarrow \lambda \prec \bar{\lambda}$$

Donc le calcul se fera à la flexion composée sans majoration des sollicitations.

-Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_U^{MAX}}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} \; ; 5MPa\right)$$

c- Espacement minimal des armatures horizontales :

$$S_t \prec \min(30cm, 1.5 \times b)$$

- Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_0 - 0,3 \times f_{tj}^*}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad avec \quad \begin{cases} k = 0 \; (pas\ de\ reprise\ de\ betonnage) \\ \tau_0 = 0,3.f_{tj}^*.k \\ f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3,3MPa\} \end{cases}$$

6-4-2 : Calcul de ferraillage :

Le ferraillage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions,

Les sollicitations M et N sont donnés par le fichier Robot.

- **Sens 1-1 :**

Verticalement :

$$\begin{cases} F_{22\max} = 740,05\ KN \\ M_{11MAX} = 2,94.10^{-4}\ KN.m \end{cases} , \begin{cases} F_{22\max} = 457,81\ KN \\ M_{11MAX} = 1,47.10^{-4}\ KN.m \end{cases}$$

Horizontalement :

$$\begin{cases} F_{11\max} = 148,01\ KN \\ M_{22MAX} = 1,44.10^{-3}\ KN.m \end{cases} , \begin{cases} F_{11\max} = 91,56KN \\ M_{22MAX} = 7,09.10^{-4}\ KN.m \end{cases}$$

a-Ferraillage vertical :

$$N_{22} = \sum F_{22} = 740,05 + 457,81 = 1197,86\ KN$$

$$M_{11} = \sum M_{11} = 2,14.10^{-4} + 1,47.10^{-4} = 4,41.10^{-4}\ K\ N.m$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{4,41.10^{-4}}{1197,86} = 3,68.10^{-7}\ m \neq 0$$

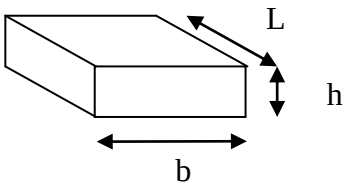


Figure 6-4: section de calcul

$\Rightarrow$ On calcul la section à la flexion composé.

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} e_a = \max\left\{2cm; \dfrac{L}{250}\right\} \\ e_2 = \dfrac{3\times(L_F)^2}{10000\times h}\times(2+\alpha\times\phi) \quad \text{Avec :} \quad L_f = 0{,}7\times L \\ \alpha = 10(1-\dfrac{M_u}{1{,}5.M_S}) \end{cases}$$

Pour : $\phi = 2$ et $L = 4{,}00\,m$ on obtient :

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{400}{250}\right\} = 2\,cm$$

$$L_f = 0{,}7\times L = 2{,}8\,m \;; \qquad \alpha = 10(1-\frac{4{,}41}{1{,}5.3{,}21}) = 0{,}84 \;;$$

$$e_2 = \frac{3\times(2{,}80)^2}{10000\times 0{,}15}\times(2+2\times 0{,}84) = 0{,}043\,m$$

$$e_T = 0{,}043 + 0{,}02 = 0.063\ m$$

Calcul des armatures :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b\times h\times f_{bc}} = \frac{1197860}{1000\times 200\times 14{,}2} = 0{,}42 < 0{,}81 \quad \text{et} \quad \psi_1 < 2/3 \quad \Rightarrow \quad \text{on calcul } e_{NC} \text{ ?}$$

$$e_{NC} = \xi\times h \quad ; \quad \xi = \frac{1+\sqrt{9-12\times\psi_1}}{4\times(3+\sqrt{9-12\times\psi_1})}$$

ξ : L'excentricité critique relative.

Pour : $\xi = 0{,}15 \quad \Rightarrow \quad e_{NC} = 0{,}03\,m$

Puisque : $e_T > e_{NC} \quad \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée :

On calcul la section à la flexion simple sous un moment fictif suivant :

$$M_{u\ fictif} = N_u\times(e_T + d - h/2) = 1197{,}86\times(0{,}063+0{,}180-0{,}20/2) = 171{,}29\ KN.m$$

$$\mu_{fictif} = \frac{M_{u\ fictif}}{b\times(d)^2\times f_{bc}} = \frac{171{,}29\times 10^6}{1000\times(180)^2\times 14{,}2} = 0{,}372 \qquad \mu > \mu_l \Rightarrow A_S^{'} \text{ N'existe pas.}$$

$$A_{S\ fictif} = \beta_u\times b\times h\times\frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0{,}495\times 100\times 20\times\frac{14{,}2}{348} = 40{,}4cm^2$$

$$A_S = A_{S\ fictif} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 40{,}4 - 34{,}42 = 5{,}98\,cm^2$$

Selon BAEL 91 modifier 99 :

$$A_{min1} > \max\left(\frac{b\times h}{1000}\ ;\ 0{,}23\times b\times d\times\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min1} > \max\left(\frac{1000\times 200}{1000}\ ;\ 0{,}23\times 1000\times 180\times\frac{2{,}1}{400}\right) \quad\Rightarrow\quad A_{min1} = 2{,}5cm^2$$

Selon RPA99 version 2003 :

$$A_{min2} = 0{,}15\%\, b\times h = 0{,}15\%\, 1000\times 200 = 2{,}70\ cm^2$$

$$\{A_s ; A_{min1} ; A_{min2}\} = \{5{,}98cm^2 ; 2{,}5cm^2 ; 2{,}70\}$$

Le choix : 8T12 = 9,05 cm²

b-Ferraillage horizontalement :

$$N_{22} = \sum F_{22} = 148{,}01 + 91{,}56 = 239{,}57\,KN$$

$$M_{11} = \sum M_{11} = 1{,}44.10^{-3} + 7{,}09.10^{-4} = 2{,}149.10^{-3}\,K\,N.m$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{2{,}14.10^{-3}}{239{,}57} = 8{,}97.10^{-6}\ m \neq 0 \quad\Rightarrow$$ On calcul la section à la flexion composé.

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 \quad\Rightarrow\begin{cases} e_a = \max\left\{2cm ; \frac{L}{250}\right\} \\ e_2 = \frac{3\times(L_F)^2}{10000\times h}\times(2+\alpha\times\phi) \quad \text{Avec :} \quad L_f = 0{,}7\times L \\ \alpha = 10\left(1-\frac{2{,}14}{1{,}5.1{,}565}\right) = 0{,}88 \end{cases}$$

Pour : $\phi = 2$ et $L = 4{,}00\,m$ on obtient :

$$e_a = \max\left\{2cm ; \frac{400}{250}\right\} = 2cm$$

$$L_f = 0{,}7\times L = 2{,}80m\ ; \quad e_2 = \frac{3\times(2.80)^2}{10000\times 0{,}20}\times(2+2\times 0{,}88) = 0{,}044\,m$$

$$e_T = 0{,}044 + 0{,}02 \quad\Leftrightarrow\quad e_T = 0{,}064\ m$$

Calcul des armatures :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b\times h\times f_{bc}} = \frac{239570}{1000\times 200\times 14{,}2} = 0{,}084 < 0{,}81 \quad \text{et} \quad \psi_1 < 2/3 \quad\Rightarrow$$ on calcul e_{NC} ?

$$e_{NC} = \xi\times h \quad ; \quad \xi = \frac{1+\sqrt{9-12\times\psi_1}}{4\times(3+\sqrt{9-12\times\psi_1})}$$

ξ : L'excentricité critique relative.

Pour : $\xi = 0{,}164 \quad\Rightarrow\quad e_{NC} = 0{,}032\,m$

Puisque : $e_T > e_{NC}$ $\Rightarrow$ la section est partiellement comprimée :

On calcul la section à la flexion simple sous un moment fictif suivant :

$$M_{u\ fictif} = N_u \times (e_T + d - h/2) = 239{,}57 \times (0{,}064 + 0{,}180 - 0{,}20/2) = 34{,}5\,KN.m$$

$$\mu_{fictif} = \frac{M_{u\ fictif}}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} = \frac{34{,}5 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14{,}2} = 0{,}075 < \mu_{limite} = 0{,}391 \quad \Rightarrow \quad A_S^{'} \text{ n'existe pas.}$$

$$A_{S\ fictif} = \beta_u \times b \times h \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0{,}078 \times 100 \times 20 \times \frac{14{,}2}{348} = 6{,}37\,cm^2$$

$$A_S = A_{S\ fictif} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 6{,}37 - 6{,}88. = -0{,}51\ cm^2$$

Selon BAEL 91 modifier 99 :

$$A_{\min} > \max\left(\frac{b \times h}{1000}\ ;\ 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} > \max\left(\frac{1000 \times 200}{1000}\ ;\ 0{,}23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2{,}1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} = 2{,}5\ cm^2$$

Selon RPA 99 version 2003 :

$$A_{\min} = 0{,}15\%\ b \times h = 0{,}15\%\ 1000 \times 200 = 2{,}70\ cm^2$$

Le choix : 4T10 = 3,14 cm²

Espacement :

$$\delta_t \leq \min\ (1{,}5 \times h\ ;\ 30\ cm) = \min\ (30\ ;\ 30\,cm)$$

$$\delta_t = 20cm$$

	Section des Voile (cm²)	Armatures calcules (cm²)	Barres choisies	Section correspondant (cm²)
Verticale	20×200	5,98	8T12	9,05
Horizontale	20×140	2,70	4T10	3,14

Tableau : 6.5 ferraillage des voiles

Chapitre 7

Etude d’infrastructure

7-1 : Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes **[9]** :

- Protection de fondation du tous contacte avec l'eau vis la sensibilité du sol.
- Assurer l'encastrement de la structure dans le terrain d'assises.
- La répartition des charges descendantes vers le sol.
- Joue le rôle d'un appui.
- Limiter le tassement différentiel à une valeur acceptable.
- Voire

7-2 : caractristique phyique mecanique chimique du sol :

7-2-1 : Sondage SN.01 [9] :

0.00m – 0.50m : Remblai.

0.50m – 5.00m : Argile brunâtre sombre finement sableuse, à passées plus sableuses et à traces de gypse par endroits.

5.00m – 10.00m : Argile limoneuse brun verdâtre finement sableuse et concrétionnée.

7-2-2 : Niveau d'eau :

D'après le relevé piézométrique effectué, le piézomètre posé au droit du sondage carotte SN. 1 a été en surface. Par ailleurs, le niveau d'eau mesuré dans un puits à ciel ouvert creusé pour la circonstance à mis en évidence une présence d'eau à 7.5m par a pour terrain naturelle.

7-2-3 : Essais chimiques :

Un prélèvement de cette eau a été effectué pour des analyses chimiques au laboratoire.

➢ **Analyse chimiques complète du sol :**

- **Provenance : SN.1** profondeur : 2.00/2.20m

CARECTIRISTIQUES	SYMBOLES	UNITES	TENEURE
LA SILICE	SiO_2	%	89.69
LA CHAUX	CaO	%	10.93
L'ALUMINE	Al_2O_3	%	0.07
L'OXYDE DE FER	Fe_2O_3	%	3.47
LES SULFATES	SO_4	%	1.36
LES CARBONATES	$CaCO_3$	%	18.69
L'ANHYDRIDE CARBONIQUE	CO_2	%	8.22

Tableau 7-1 : Résultat d'analyse chimique du sol

- **Agressivité vis-à-vis du béton [10]:**

Selon la norme NFP 18-011 l'échantillon d'eau analysé présente un degré d'agressivité forte vis-à-vis du béton

➢ **Analyse chimiques complète de l'eau [9]:**

Provenance : puits, 1 : profondeur : 7.70m

CATIONS	Mg/l	Méq/l	ANION	Mg/l	Méq/l
Calcium (ca)	404.81	20.20	Chlorures (CL)	1792.75	50.50
Magnésium (Mg)	431.33	35.47	Sulfates (So4)	3009.70	62.70
Sodium (Na)	-	-	Carbonates (Co3)	Néant	Néant
Potassium (k)	-	-	Bicarbonate (HCO3)	512.56	8.40
Balance cations	836.14	55.67	Balance Anions	5315.01	121.60

Conductivité à 25°c	10.85
Résidu sec à 105° c (mg/l)	3416
P.H	7.61
Matières en suspension (mg/l)	---
Anhydride carbonique libre (mg/l)	4.63

Tableau 7-2 : Résultat d'analyse chimique d'eau

7-2-4 : Recommandation de laboratoire du sol :

Les échantillons du sol et de l'eau prélevés des différents sondages présentent un degré d'agressivité fort vis-à-vis du béton.

Les précautions nécessaires à prendre pour la confection du béton au contact de ce sol et cette eau sont **[10]** :

- Choix de ciment :
  - Ciment portland artificiel (CPA) prise mer
  - Ciment portland artificiel (CPA) avec C3A≤5%
  - Ciment du haut fourneau (CHF) avec laitier ≥60%
  - Ciment de laitier au clinker (CLK).
  - Ciment portland composé (CPJ) aux cendres volantes, laitier ou pouzzolane (C3A du clinker ≤ 5%).
  - Ciment alumineux.
  - Ciment de laitier à la chaux (CLC) avec CaO du ciment ≤ 50%.
- Dosage minimal en ciment spéciale (Kg/m3)=700/$\sqrt[5]{D}$ = 370 Kg/m3 (D=Dimension maximal des granulats en mm)
- E/C≤0.50
- Ouvrabilité du béton : Consistance compatible avec une bonne mise en place et conduisant à la compacité maximale du béton. Vibration, usage éventuel d'adjuvants.
- Enrobage des armatures ≥ 50 et dépends aussi de la dimension des granulats et des règlements de calcul du projet.
- Protection supplémentaire : enduit, peinture revêtement, imprégnation.

Stabilité d'ensemble et précautions à prendre :

Le terrain étudié ne semble pas présenter de risques apparents d'instabilité, notamment dans le domaine du glissement ou d'érosion. Tout de même, il nécessite certaine précaution à prendre dont les plus importantes sont les suivants :

- Précéder avant tout au décapage de toutes formations des remblais en place.
- Assurer un assainissement (drainage) rigoureux des lieux afin de mettre le site à l'abri des eaux de ruissellement et assurer également une bonne imperméabilisation du sol, en particulier sur toute l'assiette réservée à la construction pour éviter toute infiltration d'eau au niveau du sol de fondation et un contact prolongé de ce dernier avec l'eau, phénomène pouvant nuire à ses caractéristiques géotechniques.
- Purger les niveaux ou couches superficiels de faible compacité ou altérés susceptibles d'être rencontrés lors du creusement de fouilles après l'achèvement des travaux des terrassements en grande masse prévus dans le cadre de la viabilisation du terrain, et les remplacer par une couche de répartition des charges (composée de 20cm d'épaisseur de ballast 25/40 , 80cm d'épaisseur de grave 15/25), drainante bien compactée à l'aide de l'essai dynamique des plaques ou degré de compactage depasse 95% . La profondeur d'ancrage des fondations fixée ci-après doit être assurée après l'achèvement de ces travaux de terrassement.
- Les fonds de fouilles devront rester le moins long temps possible ouverts pour éviter des fouilles.

A cet effet, il est recommandé de coucher le béton de propreté ou le gros béton des l'ouverture des altérations.

Notons que le gypse est un matériau soluble dans l'eau. Par conséquent, toute présence et circulation d'eau à travers des couches contenant du gypse est susceptible

D'entrainer la dissolution d'une poche de gypse. Il peut apparaitre alors un vide franc ou une zone décomprimée en sous-sol. Par conséquent, toute infiltration d'eau au niveau des fondations sera proscrite.

- Vu de la sensibilité à l'eau des matériaux en place, la plateforme est susceptible de se dégrader fortement en cas des mauvaises conditions météorologique. Ceci est susceptible d'occasionner d'importants problèmes de la circulation des engins de chantier (phénomène de matelassage), donc, il est vivement recommandé de réaliser les travaux de terrassement par temps sec.

Dans tous les cas, en cas pluie forte, ces sols ne devront pas être mis en œuvre (excès de teneur en eau, une impraticabilité du site, compactage non maitrisable).

- Veiller à ce que les fondations d'un même ouvrage projeté seraient assises sur la même formation géologique.

Il appartient finalement au bureau d'études de déterminer les modalités d'exécution, de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général à la stabilité ainsi qu'à la sécurité des futurs ouvrages à construire.

7-3 : Etude du voile périphérique :

➢ **Voile périphérique :**

Un voile périphérique est prévu tout au tour de l'ouvrage au niveau de sous sol, d'après le RPA 99 version 2003 Art 10.1.2, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous **[3]**.

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 20 cm.

- Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

7-3-1: Caractéristique du sol [9] :

Q:surcharge d'exploitation Q=5,00 $kn/m3$,

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0{,}270$,

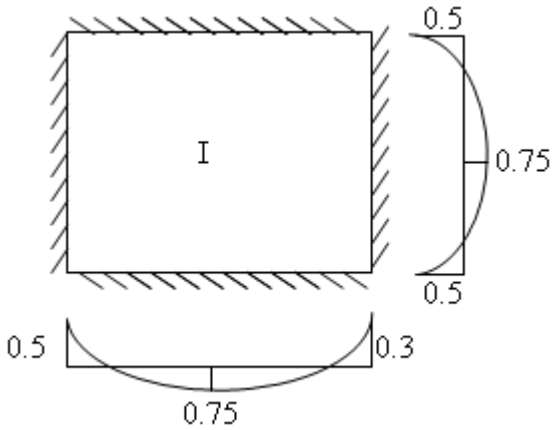
$K_{a\gamma} = K_{aq} = 0.270$

H:La hauteur de mur.

7-3-2: Mode de calcul :

Ce voile travaille comme une dalle soumise à des efforts horizontaux « les poussées des terres » donc le calcul se fait a flexion simple **[1]**.

➢ **Calcul des sollicitations :**



P_1 : Force due à la surcharge

$P_1 = K_q \times 500$

$P_1 = 0{,}270 \times 500 = 1{,}35 KN/m^2$

P_2 : Force due à la poussée des terres

$P_2 = K_a \times \gamma \times H$

$P_2 = 0{,}270 \times 1200 \times 4{,}50 = 14{,}58 KN/m^2$

Charge à ELU:

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35P_2 + 1{,}5P_1 = 21{,}71 KN/m2$

Charge à ELS:

$q_s = G + Q = P_2 + P_1 = 15{,}93 KN/m2$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4{,}50}{5} = 0{,}9 \geq 0{,}4 \end{cases}$$

La dalle travaille dans les deux sens, pour l'étude on prend une bande de 1m.

$q_u = 27{,}71 \times 1 = 21{,}71$ KN / ml

$q_s = 15{,}93 \times 1 = 15{,}93$KN / ml

$M_x = u_x\, q\, l^2_x$ « dans le sens de la petite portée ».

$M_y = u_y\, M_x$ « dans le sens de la grande portée ».

Les valeurs des coefficients u_x et u_y sont données, en fonction du α et de coefficient de poisson υ.

Moment en travées	;	moment en appuis
$M_{tx} = 0.75\, M_x$		$M_{ax} = 0.5\, Mx$
$M_{ty} = 0.75 M_y$		$M_{ay} = 0.5\, M_y$

	moment (KN .m)			
	en travée		en appuie	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Sens xx	19,19	12,77	12,79	8,52
Sens yy	15,04	10,86	10,03	7,24

Tableau 7-3 : Récapitulatif des moments fléchissant.

7-3-3 : Ferraillage :

➢ **Section minimale d'armatures :**

Selon que l'on utilisera des fils de diamètre supérieur ou égale à 6 mm, les sections minimales d'armatures dans les deux sens valent : $\phi \geq 6mm$

- Sens y : 0,0008.20.100 = 1,60 cm^2/ml
- Sens x : 1,60.(3-α) / 2 = 1,68 cm^2 / ml

Remarque :

(CBA93) dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de 20%

$A_{s\min x} = 2{,}02cm^2 / ml$

$A_{s\min y} = 1{,}60cm^2 / ml$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

-pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400 ; avec : $\mu_{\lim ite} = 0{,}391$

➢ **ELU :**

Sens x x :

En travée M_t=19,19KNm

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b x b x d^2} = \frac{19190}{14{,}2x100x(18)^2} = 0{,}0417$$

$\mu \leq \mu_{\lim ite} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1-2\mu} \quad \Rightarrow \beta_u = 0{,}0426$$

$$Acal = \frac{\beta_u .d.b.f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.0426 \times 100 \times 18 \times 14{,}2}{348} = 3{,}13cm^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 3{,}13cm^2 / ml$$

Choix:4T10 = 3,14 cm²/ml, e = 25cm

En appui : M_a=12,790KNm

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12790}{14{,}2 \times 100 \times (18)^2} = 0{,}028$$

$\mu \leq \mu_{\lim ite} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1-2\mu} \quad \Rightarrow \beta_u = 0.028$$

$$Acal = \frac{\beta_u . d.b.f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.028 \times 100 \times 18 \times 14,2}{348} = 2,06cm^2$$

$A_s = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 2,06cm^2 / ml$ Choix:4T10 =3,14 cm²/ml, e = 25cm

Sens y y :

En travée : M_t= 15,04K N.m

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b xbxd^2} = \frac{15040}{14,2x100x(18)^2} = 0,033$$

$\mu \leq \mu_{\lim ite} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad \Rightarrow \beta_u = 0.034$$

$$Acal = \frac{\beta_u . d.b.f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.034 \times 100 \times 18 \times 14,2}{348} = 2,50cm^2$$

$A_s = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 2,50cm^2 / ml$

Choix:4T10 = 3,14 cm²/ml, e = 25cm

En appui : M_t=10,03KNm

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10030}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,022$$

$\mu \leq \mu_{\lim ite} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad \Rightarrow \beta_u = 0.022$$

$$Acal = \frac{\beta_u dbf_{c28}}{\sigma_{su}} = \frac{0.022 \times 100 \times 18 \times 14.2}{348} = 1.62cm^2$$

$A_s = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 1,62cm^2 / ml$; Choix:4T8 = 2,01 cm²/ml, e = 25cm

Sens x x		Sens y y	
En travée	En appuis	En travée	En appuis
3,14 cm² 4T10	3,14 cm² 4T10	3,14 cm² 4T10	2,01 cm² 4T 8

Tableau 7-4 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures.

➢ **ELS :**

Sens x x :

En travée : $M^t_{ser} = 12,77KN.m$

$$y = \frac{15.(A_s + A'_s)}{b} . \left[\sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5.(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right].$$

$y = 7,15cm$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15.\left[A_s.(d-y)^2 + A_s^{'}.(y-d^{'})^2\right]$$

$$I = \frac{100.(7{,}15)^3}{3} + 15.\left[3{,}14(18-7{,}15)^2\right] = 17728{,}93cm^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{12{,}77\times10^5}{17728{,}93} = 72{,}03N/cm^3$$

$$\sigma_{bc} = 5{,}15MPa \le \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{su} = 292{,}22MPa \ge \overline{\sigma_{su}} = 201{,}63MPa$$

$$u = \frac{30.M_{ser}^{\max}}{b.d^2.\sigma_s} = 0{,}070$$

$$\lambda = 1 + u \rightarrow \lambda = 1 + 0{,}070 = 1{,}070$$

$$Cos\varphi = 0{,}90 \Rightarrow \varphi = 24{,}86$$

$$\alpha = 1 + (2\sqrt{\lambda}\cos(240^0 + \frac{\varphi}{3}))$$

$$\alpha = 0{,}235$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{\alpha}{1-\alpha}.\frac{\overline{\sigma_s}}{\eta} = 4{,}13MPa$$

$$\sigma_{bc1} \le \overline{\sigma_{bc}}$$

$$A_s = \alpha.b.d.\frac{\sigma_{bc1}}{2.\overline{\sigma_s}}$$

$$A_s = 0{,}235\times100\times18.\frac{4{,}13}{403{,}26} = 4{,}33cm^2$$

	Sens x x		Sens y y	
	En travée	**En appuis**	**En travée**	**En appuis**
A_{cal}	4,33	3,38	3,85	2,43
A_{choi}	4,52 cm^2 4T12	4,52 cm² 4T12	4,52 cm² 4T12	3,14 cm² 4T10

Tableau 7-5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures.

7-4 : Etude de fondation:

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :
Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .
Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

7-4-1 : Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,2 bars ,Il y a lieu de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

7-4-2 : Etude de radier :

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 140 cm de chaque côté.

➢ **Pré-dimensionnement du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réduction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes **[5]** :

1- Condition forfaitaire ;
2- Condition de rigidité ;
3- Condition de non cisaillement ;
4- Condition de non poinçonnent.

a) condition forfaitaire : $\frac{L}{8} \leq h_1 \leq \frac{L}{5}$

L :est la plus grande portée entre deux poteaux

62 ,5 cm $\leq$ h_1 $\leq$ 100 cm L=500 cm

b) Condition de rigidité :

On utilise un radier rigide => $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$ ……..(1)

Le : Longueur élastique donnée par : $Le = 4\sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$ …….(2)

K : Coefficient de rigidité du sol =40 MN/m^3 (HENRY Thonier)
Conception et calcul des structures de bâtiment (Tableau de la page 305)
E : Module de déformation=3,2 x 10^4 MPa ;

I : Inertie du radier : $I = \frac{b \times h^3}{12}$ …….(3)

b :Largeur du radier.

Introduisons les expressions (2) et (3) dans (1).Il en résulte

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}(\frac{2L}{\pi})^4}$$

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3\times 40\times 10^6}{3{,}2\times 10^4\times 10^9}(\frac{2\times 5000}{3{,}14})^4}$$

$$h_2 \geq 72{,}79cm$$

c) Condition de non cisaillement :

Pour le panneau le plus défavorable

On a : $L_x = 4{,}5$ m $L_y = 5{,}00$ m

On sait que: Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_s}\ ;\ 4\text{ Mpa}\right) = 2{,}5$ Mpa

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b\times d}$; $d = 0{,}9\,h$; $T = \max(T_{(x)}\ ;\ T_{(y)})$; $h_3 \geq \frac{T}{0{,}9\times b\times \overline{\tau_u}}$

$\rho = \frac{L_X}{L_y} = 0{,}9$ $\Rightarrow$ Le panneau travaille suivant deux directions

$\Rightarrow T_x = q\frac{L_x \times L_y}{2\times L_y + L_x}$; $T_y = q\frac{L_x}{3}$

$q = q_1$; q_1 : Poids de la superstructure ;

$$q_u = \frac{q_1}{S} + 1{,}5Q = \frac{41805{,}33}{613.585} + 1{,}5\text{x } 5 = 75.63\text{KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \left[\frac{41805{,}33}{613.585}\right] + 5 = 73.13KN/m^2$$

Avec ; Q : Surcharge d'exploitation.

Pour le panneau considéré on a :

$T_x = 117.36$ kN/ml ; $T_y = 113.44$ kN/ml ; $h_3 = 5.22$ cm

d) Condition de non poinçonnement: Il faut que :

$N_u \leq 0{,}045\text{x } U_c \text{ x } h \text{ x } f_{c28}$ …… (4)

avec:

U_c : Périmètre du contour cisaillé sur le plan moyen du radier ;

h : Epaisseur du radier.

$$Uc = 2(a_1 + b_2) \Rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \Rightarrow U_c = 2(a+b+2h)$$

(4) $\Rightarrow 4{,}5h^2 + 2025h - 1274{,}57\times 10^3 \geq 0$

d'où $h_4 = 80{,}28$ cm

Pour satisfaire les quatres conditions précédemment cités, soit h =90 cm.

Le radier sera étudié comme un plancher renversé comportant un système de poutres (nervures) avec une hauteur égale à $\frac{L}{10}$ et une dalle pleine d'épaisseur égale à $\frac{L}{20}$.

Où ; L : la plus grande portée entre axes des poteaux

Hauteur de poutre principale :

$$h > \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50cm$$

On prendra une épaisseur e= 50 cm .

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{500}{20} = 25cm$$

On prendra une épaisseur e = 40cm

7-4-3 : Détermination des sollicitations :

a) Caractéristiques du radier :

h =90 cm ; e = 40 cm.

Surface du radier S=613,585 m²

I_{xx}=4217,344m^4

I_{yy}=28660,02m^4

x_g=15,49 m ; y_g=10,05 m

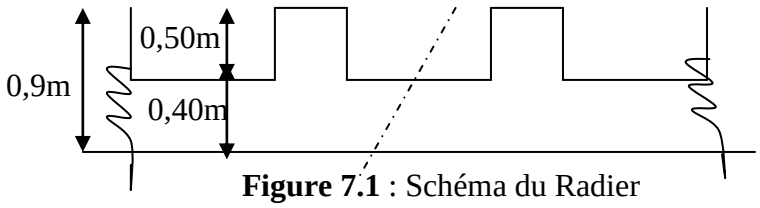


Figure 7.1 : Schéma du Radier

b) Calcul du poids de radier Pr:

Poids du radier sans poutres :G=Sx e x γ_b=613,585× 0.4 ×25 = 6135,85 kN

Poids des poutres principales =0,90× 0,45 ×185,9×25 = 1882,24 KN

Poids des poutrelles =0,65× 0,30 ×183,54×25 = 894,76 KN

Donc, le poids total du radier Pr = 8912,85 KN

Surcharge d'exploitation :

Qr = 5 x 613,585 = 3067,925 KN

c) Combinaisons d'actions :

-Situations durable et transitoire :

ELU:

(1,35G+1,5Q)+(1,35Pr+1,5Qr) → $N_u = N_u^1 + N_u^2$

N_u^1 : La somme algébrique de toutes les réactions sur le radier (déduites du fichier Robot)

N_u^2 : Poids du radier en tenant compte les poutres et surcharge d'exploitation.

N_u=(1,35.G+1,5Q)+(1,35 P_r +1,5Q_r)=65677,72 KN

M_x= -83,34KN.m

M_y= -0,57 KN.m

M_x , M_y :La somme de tous les moments dans la direction considérée.

ELS :

(G + P) + (Pr + Q)

N_{ser}=(39050+5)+(8912,85 +3067,925) = 51035,775KN

M_x= -60,48 KN.m

M_y= -0,43KN.m

➢ **Vérification des contraintes sous radier:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad ; \qquad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

avec ;

v : coordonnées de centre de gravité du radier.

a-Situation durable et transitoire :

- **ELU :**

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{65677,72}{613,585} \pm \frac{83,34}{4217,34} \times 15,49\right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,07 bars$$

$$\sigma_2 = 1,08 bars \quad < \quad \overline{\sigma}_{sol} = 1,2 bars$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,0725 bars$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{65677,72}{613,585} \pm \frac{0,57}{28660} \times 10,05\right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,06 bars$$

$$\sigma_2 = 1,07 bars \quad < \quad \overline{\sigma}_{sol} = 1,2 bars$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,0625 bars$$

- **ELS :**

Sens x-x : $\sigma_{1,2} = \left[\frac{51035,775}{613,585} \pm \frac{60,48}{4217,34} \times 15,49\right] \times 10^{-2}$; $\sigma_1 = 0,84 bars$

$\sigma_2 = 0,84 bars < \overline{\sigma}_{sol} = 1,2 bars$ $\quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,84 bars$

Sens y-y :

σ_1=0,83bars ; σ_2=0,83bars ; σ_m=0,83bars

$\overline{\sigma}_{sol}$ =1,2 bars > max (σ_1, σ_2, σ_m)= 0,83 bars

b-Situation accidentelle :

D'après l'article 10.1.4.1 du RPA 99 version 2003 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 2.

Sens x-x :

σ_1=2,05 bars ; σ_2=2,09 bars $< \overline{\sigma}_{sol} = 2,4 bars$

σ_m=2,07 bars

Sens y-y :

σ_1=2,18 bars ; σ_2=2,18 bars $< \overline{\sigma}_{sol} = 2,4 bars$

σ_m=2,18bars

$\overline{\sigma}_{sol}$ = 2 x 1,2= 2,4 bars > max (σ_1, σ_2, σ_m)= 2,18 bars

➢ **Vérification de l'effet de sous- pression:**

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique,

P>1,5 × S × γ Z

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface du radier ;

γ : Masse du bâtiment dans le sol.

1,5 × S × γ × Z =1,5× 613.585× 10× 4,5=41416.9875 KN

P= 65677,72 > 41416.9875 KN donc le bâtiment ne se soulève pas.

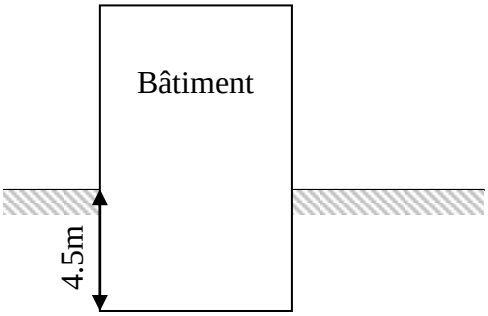


Figure 7.2 : Ancrage du Bâtiment

7-4-4 : Ferraillage du radier :

7-4-4-1-les nervures :

Les combinaisons :

- **ELU :** $q_u^{'} = q_u \times b + 1{,}35 p.p$; $q_u^{'} = 75{,}63 \times 1{,}00 + 1{,}35 \times 10.125$

$q_u^{'} = 89.3 KN/m$

- **ELS :** $q_s^{'} = q_{ser} \times b + p.p$; $q_s^{'} = 73{,}13 \times 1{,}00 + 10.125$

$q_s^{'} = 83.25 KN/m$

- **ACC : G+P+E**

$$q_{acc}^{'} = \left[\frac{106502{,}04}{613{,}585}\right] \times b + p.p$$

$q_{acc}^{'} = 183{,}57 KN/ml$

a- Calcul des moments :

- **ELU :**

$q_u^{'} = 89.30 KN/m$

$$M_t = \frac{q.L^2}{20} = \frac{89.30 \times (5)^2}{20} = 111.625 KN.m$$

$$M_a = \frac{q.L^2}{10} = \frac{89.30 \times (5)^2}{10} = 223.25 KN.m$$

$$R_A = -R_B = \frac{q.L}{2} = 223.25 KN$$

- **ELS :**

$$q'_{ser} = 83.25 KN/m$$

$$M_t = \frac{q.L^2}{20} = \frac{83.25 \times (5)^2}{20} = 104.06 KN.m$$

$$M_a = \frac{q.L^2}{10} = \frac{83.25 \times (5)^2}{10} = 208.125 KN.m$$

- **ACC :**

$$q'_{acc} = 183.57 KN/m$$

$$M_t = \frac{q.L^2}{20} = \frac{183.57 \times (5)^2}{20} = 229.46 KN.m$$

$$M_a = \frac{q.L^2}{10} = \frac{183.57 \times (5)^2}{10} = 458.925 KN.m$$

b-Ferraillage :

- **Au niveau du travée :**

- **ELU :** $d = 0{,}9h = 81cm$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{45}{81} = 0{,}56$$

$$\mu_0 = 0{,}8\alpha_0(1 - 0{,}4\alpha_0) = 0{,}348$$

$$M_t = \mu_0.b.d^2.f_{bc}$$

$$M_t = 0{,}348.10^3.810^2.14{,}2 = 3242.18 KN.m$$

$$M_{travée} = 111.625 KN.m \ < \ 3242.18 KN.m$$

L'axe neutre dans la table, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire (b. h).

$$\mu = \frac{111.625 \times 10^6}{10^3 \times 810^2 \times 14{,}2} = 0{,}012$$

$$\beta = 0{,}0121$$

$$A_{ul} = 4cm^2$$

Choix : 6T14 $\rightarrow A_S = 9{,}24cm^2$

ELS :

$$M^t_{ser} = 104.06 KN.m$$

$$b_0.y_2^2 + [2(b - b_0).h_0 + 30A_s] \times y_2 - \left[(b - b_0).h_0^2 + 30.(d.A_s)\right]$$

$\Rightarrow y_2 = 19.47cm \ < h_0 = 45cm$

L'axe neutre est dans la table, on conduit le calcul comme si la section est rectangulaire (b.h).

- **Centre de gravité :**

$$y = \frac{15.(A_s + A_s^{'})}{b}.\left[\sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d^{'}.A_s^{'})}{7,5.(A_s + A_s^{'})^2}} - 1\right]$$

avec : A_s : la section des armatures tendue..

$A_s^{'}$: la section des armatures comprimée. N'existe pas.

$y = 19.47cm$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15.\left[A_s.(d-y)^2 + A_s^{'}.(y-d^{'})^2\right]$$

$$I = \frac{100.(19.47)^3}{3} + 15.\left[9,24(81-19.47)^2\right] = 635441.986cm^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{104.06 \times 10^5}{635441.986} = 16.38N/cm^3$$

$\sigma_{bc} = 3,19MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

$\sigma_{su} = 180,76MPa \leq \overline{\sigma_{su}} = 201,63MPa$ ……. Condition vérifiée

Donc les armatures calculées à L' E.L.U sont maintenues

- **ACC :**

$M_t = 229.46KN.m$

$$\mu = \frac{229.46 \times 10^6}{10^3 \times 810^2 \times 14,2} = 0,025$$

$\beta = 0,026$

$A_{acc} = 8.6cm^2$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = 9.8cm^2$$

$A = \max(A_u; A_{acc}; A_{\min}) = 9.8cm^2$

Choix : 6 T16 ⟶ A = 12,06 cm²

- **Armatures selon le RPA 99 version 2003 :**

$A_{\min} = 0,5\% \times 45 \times 90 = 20.25cm^2$

- **Armatures maximales :**

$A_{\max} = 4\% \times 45 \times 90 = 162cm^2$

$$A = \max(9.80;20.25) = 20.25cm^2$$

- **Au niveau d'appui :**

ELU : $M_a = 223.25KN.m$

$M_a < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la partie tendue (on néglige les ailettes) .

$\Rightarrow$ La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ($b_0$xh) = (40x80) cm².

$$\mu = \frac{223.25\times10^6}{450\times810^2\times14,2} = 0,053$$

$$\beta = 0,055$$

$$A_{ul} = 8.18cm^2$$

Choix : 6T16 $\longrightarrow A_S = 12.06cm^2$

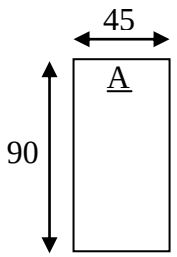


Figure 7.3 : Section de calcul en appuis

ELS : $M_{ser}^{a} = 208.125KN.m$

$$y = \frac{15.(A_s + A_s^{'})}{b}.\left[\sqrt{1+\frac{b.(d.A_s + d^{'}.A_s^{'})}{7,5.(A_s + A_s^{'})^2}} - 1\right] ; \qquad y = 24.45cm$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15.\left[A_s.(d-y)^2 + A_s^{'}.(y-d^{'})^2\right]$$

$$I = \frac{45.(24.45)^3}{3} + 15.\left[8.18(81-24.45)^2\right] = 797744.63cm^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{208.125\times10^5}{797744.63} = 26.09N/cm^3$$

$$\sigma_{bc} = 6.38MPa \le \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{su} = 250MPa \ge \overline{\sigma_{su}} = 201,63MPa$$

$$u = \frac{30.M_{ser}^{\max}}{b.d^2.\sigma_s} = 0,03$$

$$\lambda = 1 + u \rightarrow \lambda = 1 + 0.03 = 1.03$$

$$Cos\varphi = 0,799 \Rightarrow \varphi = 36,93$$

$$\alpha = 1 + (2\sqrt{\lambda}\cos(240^0 + \frac{\varphi}{3})) \longrightarrow \alpha = 0,383$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{\alpha}{1-\alpha}.\frac{\overline{\sigma_s}}{\eta} = 7,08MPa$$

$$\sigma_{bc1} \le \overline{\sigma_{bc}}$$

$$A_s = \alpha.b.d.\frac{\sigma_{bc1}}{2.\overline{\sigma_s}} ; \qquad A_s = 0,383\times45\times81.\frac{7,08}{403,26} = 24.51cm^2$$

ACC : $M_{acc} = 458.925KN.m$

$$\mu = \frac{458.925 \times 10^6}{450 \times 810^2 \times 14,2} = 0,109$$

$$\beta = 0.115$$

$$A_{acc} = 17.10 cm^2$$

$$A_{\min} = 4.40 cm^2$$

$$A = \max(A_u ; A_{ser} ; A_{acc} ; A_{\min}) = 24.51 cm^2$$

- Armatures selon le RPA 99 version 2003:

$$A_{\min} = 0,5\% \times 45 \times 90 = 20.25 cm^2$$

- Armatures maximales :

$$A_{\max} = 4\% \times 45 \times 90 = 162 cm^2$$

$$A = \max(24.51;20.25) = 24.51 cm^2$$

Choix : 8 T20 ⟶ A =25,13 cm²

- Armatures de peau :

$$A_c = 0,002 \times b_0 \times h = 0,002 \times 45 \times 90 = 8.1 cm^2$$

Choix : 6T14 ⟶ A = 9.24cm²

➢ **Vérification de l'effort tranchant :**

Pour que l'effort tranchant vérifier il faut:

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \tau_l$$

La fissuration est préjudiciable

$$\tau_l = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4Mpa\right) = 2,5Mpa$$

$$\tau_u = \frac{381,98 \times 10^3}{450 \cdot 810} = 1,05Mpa \quad \Rightarrow \tau_u \leq \tau_l = 2,5Mpa$$

les armatures transversales sont ⊥ à la ligne moyenne de la poutre.

➢ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right) = \frac{1,15}{400}\left(0,381 + \frac{-0,38}{0,729}\right)$$ ……..Condition vérifiée

- **Vérification de la compression du béton :**

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \frac{fc_{28}}{\gamma_b} \cdot b_o \cdot a$$

a = 0,9d = 72.9 cm

$0,4. \frac{25}{1,5} . 45. 72.9 = 2.187. 10^6$ N > V_u^{max} ……..Condition satisfaite

➢Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}\,;\frac{b_0}{10}\,;\phi_L^{\min}\right).$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{900}{35}=22{,}85;\ \frac{450}{10}=45\ ;12\,mm\right)=12\,mm.$$

On prend: ϕ_t = 8mm, avec un Acier FeE235 Soit4ϕ8 =2,01cm^2

➢ L'espacement des armatures transversales:

- K = 1 : en flexion simple.

$$\frac{A_t}{b_0 x\delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3xf_{tj}xk}{0{,}9x\frac{f_e}{\gamma_s}x(\sin\alpha+\cos\alpha)} \Rightarrow \delta_{t1} \leq \frac{A_t x0{,}9xfe}{b_0 x\gamma_s x(\tau_u - 0{,}3xf_{t28})} = 13{,}20cm$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0{,}9xd, 40cm) = 40cm \quad ; \qquad \delta_{t2} \leq 40cm$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 x\delta_{t3}} \geq \rho_{t\max} = \frac{1}{f_e}\max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4MPa\right) = \frac{1}{f_e}0{,}665MPa$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t xf_e}{0{,}665x40} = 17{,}76cm \Rightarrow \delta_{t3} = 17cm$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) = 10cm$$

7-4-4-2 : Vérification de la stabilité du radier :

Pour assurer la stabilité du bâtiment au renversement il faut que la condition suivante soit vérifiée

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$ **(Art .10.1.5 P95 RPA 99 version 2003).**

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r: Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : N_1 (de la superstructure) +N_2 (sous sol).

b : la largeur du radier.

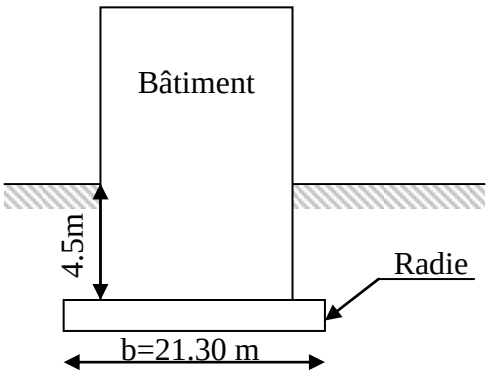


Figure 7. 4 : Schéma statique du bâtiment

N_r = 41805.33kN

M_r = 30900.81kN

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{41805.33}{30900.81} = 1{,}35m \prec \frac{B}{4} = \frac{21.30}{4} = 5.325m \ldots\ldots\ldots\ldots \text{condition vérifiée}$$

7-4-4-3 : Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher, la fissuration est considérée préjudiciable.

a- Ferraillage de la dalle du radier

- Détermination des efforts :

- Si $0,4 \prec \frac{L_x}{L_y} \prec 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x P L_x^2$ ……sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ ……sens de la grande portée.

- **ELU :**

$$P_u = \frac{1,35\sum G + 1,50\sum Q}{S_{bat.}} = \frac{59506.195}{499.95} = 119.03 kN/m$$

- **ELS :**

$$P_{ser} = \frac{\sum G + \sum Q}{S_{bat.}} = \frac{45920.23}{499.95} = 91.85 kN/m$$

Pour le calcul, nous supposons que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'ou nous déduisons les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive (Panneau le plus sollicité)**

- Moment en travée $M_{tx}=0,85M_x$
  $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$

- Moment en travée et sur appuis à l'ELU (ν=0) :

Nous avons le rapport des panneaux $0,4 \prec \frac{L_x}{L_y} \prec 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

	L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	P_u (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{app} (kN.m)
Panneau le plus sollicité	4.5	5	0.9	0.0456	0.7834	119.03	109.9	93.4	86.1	73.2	55

Tableau 7.6 : Calcul des moments à l'E.L.U

- Moment en travée et sur appuis à l'E.L.S (ν=0,2)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

	L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	P_u (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{app} (kN.m)
Panneau le plus sollicité	4.5	5	0.9	0.0528	0.8502	91.85	98.2	83.5	83.52	70.97	41.75

Tableau 7.7 : Calcul des moments à l'ELS

- Calcul du ferraillage :

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

Nous appliquons l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

- f_{c28}=25MPa
- f_{t28}=2,10MPa
- σ_{bc}=14,17MPa
- f_e=400MPa
- σ_s=348MPa
- b=100cm et h=40cm.

Avec :

$$A_s^{min} = 1{,}2 \times 0{,}8 \times b \times h = 1{,}2 \times 0{,}8 \times 10^{-3} \times 100 \times 40 = 5{,}76 cm^2$$

		Sens	M_u (kN.m)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)	S_t (cm)
Panneau le plus sollicité	**Travée**	**x-x**	109.9	1.16	6T14	9.24	3.84	16
		y-y	86.1	1.21	6T14	9.24	3.84	16
	Appui	**x-x y-y**	55	0.77	6T14	9.24	3.84	16

Tableau 7.8 : Ferraillage des panneaux du radier

b-Espacement

- **Travée :**
  - **Sens x-x**

$$Esp \le Min(3h;33cm) \Rightarrow S_t \le Min(120cm;33cm) = 33cm$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67cm \prec 33cm$$

Nous optons S_t=16cm

  - **Sens y-y**

$$Esp \le Min(4h;40cm) \Rightarrow S_t \le Min(160cm;40cm) = 40cm$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67cm \prec 40cm$$

Nous optons S_t=16cm

- **Appui :**
  - **Sens (x-x et y-y)**

$$Esp \leq Min(3h;33cm) \Rightarrow S_t \leq Min(120cm;33cm) = 33cm$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67cm \prec 33cm$$

Nous optons S_t=16cm

7-4-4-4 : Ferraillage de débordement :

Le débordement est de 140 cm de chaque côté

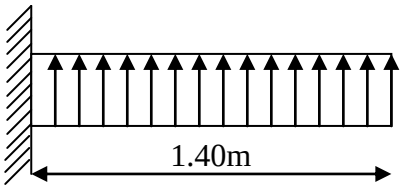


Figure 7.5 : Schéma statique

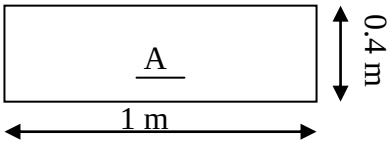


Figure 7.6 : Section de calcul

ELU :

$$q_u = \sigma_m .1,00 = 214KN/ml$$

$$M = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{214 \times 1.40^2}{2} = 209.72KN.m$$

$$M = 209.72KN.m$$

$$A_u = 7,54cm^2$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m .1,00 = 154KN/ml$$

$$M = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = \frac{154 \times 1.4^2}{2} = 150.92KN.m$$

$$M = 150.92KN.m$$

$$A_{ser} = 9,81cm^2$$

➢ **Condition non fragilité :**

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{fe} = 0,23 \times 36 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 4.347cm^2/ml$

$A = max\ (A_u ; A_{ser} ; A_{min}) = 9,81cm^2/ml$

Choix : 3T14 + 3T16 ⟶ $A = 10,65cm^2$

➢ **Armatures de répartitions :**

$A_R = \frac{A_a}{4} = 2,66cm^2$ Choix : 4T12 ⟶ $A = 4,52cm^2$

Conclusion générale

Dans le cadre du projet de fin d'étude, nous avons été très bénéfique ainsi bien sur le plan théorique que pratique pour ce qui est de la structure des bâtiments en béton armé.

Les recherches effectuées en fin de formation nous ont présents six intérêts.

- *le premier intérêt porte sur la mise en pratique des connaissances théorique acquises durant le cursus de formation universitaire en matière génie civil*
- *le deuxième intérêt porte là l'utilisation et l'exploitation des règlements techniques.*
- *le troisième intérêt porte sur la résolution des problèmes tenant compte, la sécurité de l'ouvrage et point de vue économique ; en vigueur l'effet sismique.*
- *le quatrième intérêt porte sur la manipulation et la maîtrise de certains logiciels (Robot Milinium, Auto CAD 2008, Socotec….etc.).*
- *Le cinquième intérêt porte sur adaptation des constructions au n'importe qu'elle site imposé et sol d'assise en présence des contraintes d'instabilité tel que présence des nappes d'eaux, agressivité du sol, eau vis-à-vis de béton.*
- *Le sixième intérêt porte sur exploitation correcte des résultats de caractéristiques des sols d'assise des fondations*

Nous avons choisi le logiciel Robot Milinium à partir de ses multiples avantages comme : la précision, la capacité de calcul et la vitesse d'exécution, il définit la structure à analyser dans son ensemble avec l'interprétation graphique des résultats de l'analyse dynamique et statique avec ou sans spectre de réponse.

Enfin, nous espérons que ce mémoire sera le point de départ pour d'autres projets afin de participer à la relance du secteur national de construction.

Références bibliographiques

[1] A. GUERRIN, R.C. LAUVAUR, "Traité du béton armé Tome 1-3-4-11", Edition Dunod.

[2] Jean- Pierre Mouguin, "Cours de béton armé B.A.E.L. 91", BERTI Edition.

[3] Règlement parasismique Algériens 99 version 2003.

[4] Jean Perchat et Jean Roux, "Maitrise du B.A.E.L. 91 et des D.T.U associés", EYROLLES.

[5] Conception de béton armé C B A 93.

[6] Jean Perchat et Jean Roux, "Pratique du B.A.E.L. 91 (Cours avec exercices corrigés)", EYROLLES.

[7] DTR-BC.22 Charges permanentes et charge d`exploitation.

[8] Circulation mécanique des personnes (ascenseurs)-Jaque Durandeau

[9] Rapport do sol de laboratoire géotechnique Sarl Safesc Oran.

[10] Normes françaises pour les études de sols.

Efforts - Cas: 7A9
Valeurs
1 - Cas: 7A9

1- Poutre principale :

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
195/139/9 (C) (CQC)	-0,09	0,44	7,19	0,96	-70,94	0,16
195/110/9 (C) (CQC)	7,13	0,36	45,55	0,28	-68,63	0,11
74/16/ 9 (C) (CQC)	6,60	0,60	48,36	0,29	-67,37	0,24
74/45/ 9 (C) (CQC)	-2,42	0,07	0,10	0,78	-66,82	0,06
964/568/9 (C) (CQC)	10,99	1,33	29,69	0,04	-36,26	0,55
74/16/7 (C)	-3,49	0,08	33,85	0,00	-28,20	0,03
964/568/7 (C)	3,38	-0,09	29,95	0,00	-26,42	-0,03
74/45/7 (C)	-4,08	0,01	-34,70	0,03	-21,96	-0,01
195/110/7 (C)	-1,82	0,09	25,54	-0,01	-21,06	0,04
964/597/9 (C) (CQC)	13,59	0,37	-9,05	0,36	-20,65	0,07
195/139/7 (C)	-1,18	0,02	-28,10	0,03	-20,41	-0,01
74/16/8 (C)	-2,52	0,06	24,20	0,00	-20,13	0,02
964/568/8 (C)	2,48	-0,07	21,94	0,00	-19,35	-0,02
74/45/8 (C)	-2,96	0,01	-24,79	0,02	-15,71	-0,01
195/110/8 (C)	-1,37	0,06	18,62	-0,01	-15,34	0,03
195/139/8 (C)	-0,97	0,01	-20,45	0,02	-14,82	-0,01
964/597/7 (C)	10,45	0,06	-23,49	0,03	-7,54	-0,02
964/597/8 (C)	7,62	0,04	-17,21	0,02	-5,52	-0,02

2- Poutre secondiare :

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
4/ 6/ 9 (C) (CQC)	7,12	0,96	-36,38	20,23	-40,51	0,51
4/ 6/ 7 (C)	-2,94	-0,11	-65,33	7,17	-36,47	0,02
126/100/9 (C) (CQC)	21,20	1,41	-16,97	21,11	-32,85	0,59
4/ 6/ 8 (C)	-2,13	-0,08	-46,38	5,08	-25,77	0,01
395/254/9 (C) (CQC)	6,54	0,29	-13,60	15,69	-23,89	0,03
126/ 100/7 (C)	-0,93	0,09	-42,38	5,26	-16,39	-0,04
4/5/9 (C) (CQC)	-16,55	4,84	39,01	1,72	-14,71	1,89
126/100/8 (C)	-0,80	0,06	-30,79	3,81	-11,92	-0,03
126/99/9 (C) (CQC)	-22,73	4,85	24,88	2,68	-11,15	2,17
395/253/9 (C) (CQC)	-14,80	1,29	22,83	1,31	-10,82	0,67
395/253/7 (C)	-25,58	-1,43	19,50	-0,55	-9,13	-0,46
126/99/7 (C)	-36,56	-2,51	17,01	-0,96	-7,77	-0,86
395/254/7 (C)	2,72	0,05	-36,74	4,58	-6,83	-0,04
395/253/8 (C)	-18,66	-1,04	14,15	-0,40	-6,62	-0,34
4/5/7 (C)	-45,24	-2,93	13,71	-2,83	-5,91	-1,03
126/99/8 (C)	-26,68	-1,82	12,32	-0,70	-5,63	-0,62
395/254/8 (C)	2,00	0,04	-26,68	3,32	-4,95	-0,03
4/5/8 (C)	-32,97	-2,14	9,81	-2,00	-4,22	-0,75

3- Poteau:

Efforts -Cas: 7 8 17

Valeurs 1 - Cas: 7 8 17

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
117/89/17 (C) (CQC)	1104,32	7,00	43,04	1,14	-114,09	15,75
471/148/17 (C) (CQC)	596,78	15,60	54,08	1,44	-78,90	22,97
471/254/17 (C) (CQC)	584,77	15,60	54,08	1,44	-74,85	27,84
117/6/17 (C) (CQC)	1081,96	7,00	43,04	1,14	-71,65	13,74
846/406/17 (C) (CQC)	220,01	9,26	26,56	0,62	-38,34	13,74
846/482/17 (C) (CQC)	210,82	9,26	26,56	0,62	-34,76	16,61
117/6/7 (C)	1244,40	0,55	3,77	0,02	-11,34	1,06
117/6/8 (C)	903,75	0,39	2,67	0,02	-8,02	0,77
471/148/7 (C)	714,78	-1,35	5,14	0,01	-7,60	-2,00
846/406/7 (C)	282,75	-0,90	3,70	-0,01	-5,66	-1,33
471/148/8 (C)	521,22	-0,97	3,73	0,01	-5,51	-1,44
846/406/8 (C)	206,60	-0,64	2,68	-0,01	-4,11	-0,95
117/89/ 8 (C)	926,10	0,39	2,67	0,02	3,98	-1,00
846/482/8 (C)	197,41	-0,64	2,68	-0,01	4,10	1,01
117/89/ 7 (C)	1274,57	0,55	3,77	0,02	5,62	-1,39
846/482/7 (C)	270,33	-0,90	3,70	-0,01	5,66	1,41
471/254/8 (C)	509,21	-0,97	3,73	0,01	5,89	1,54
471/254/7 (C)	698,56	-1,35	5,14	0,01	8,11	2,14

4- Fondation :

4.a- ELU:

Repère global - Cas: 7 (1.35G+1.5P)

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
49/ 7 (C)	-35,65	26,43	415,59	5,80	6,39	1,39
50/ 7 (C)	-31,04	49,10	922,75	-22,00	-26,83	-0,46
51/ 7 (C)	-1,21	3,37	1157,24	-4,83	-1,62	-0,02
52/ 7 (C)	-40,28	-14,06	532,34	-13,47	5,24	0,31
53/ 7 (C)	6,37	4,88	491,20	-7,30	2,50	-0,71
54/ 7 (C)	-4,51	4,99	489,83	-7,60	-2,15	0,68
55/ 7 (C)	41,08	-12,26	527,95	-13,89	-4,89	-0,30
56/ 7 (C)	0,99	2,69	1074,30	-3,91	1,33	0,01
57/ 7 (C)	33,71	50,19	904,83	-22,14	22,21	0,45
58/ 7 (C)	34,17	26,39	418,75	5,90	-6,33	-1,45
59/ 7 (C)	33,80	30,85	335,66	3,23	-0,03	-0,29
60/ 7 (C)	-4,96	6,83	360,46	-9,07	1,11	0,80
61/ 7 (C)	-29,13	39,52	345,04	1,75	1,65	0,59
62/ 7 (C)	-33,06	32,99	341,10	2,78	0,35	0,29
63/ 7 (C)	6,01	7,06	360,35	-9,44	-0,76	-0,83
64/ 7 (C)	29,55	40,15	348,39	1,62	-1,56	-0,58
65/ 7 (C)	1,98	-1,91	1038,93	3,09	3,09	-0,03
66/ 7 (C)	-1,70	-1,28	1041,11	2,06	-2,46	-0,08
67/ 7 (C)	1,93	-1,01	1045,85	1,41	2,96	-0,00
68/ 7 (C)	-1,66	-1,74	1033,45	2,68	-2,46	0,02
69/ 7 (C)	-44,73	11,65	540,61	14,61	4,15	0,19
70/ 7 (C)	-1,16	-21,50	498,71	25,31	1,05	2,73
71/ 7 (C)	-6,94	-27,92	490,75	32,49	-2,63	-2,61
72/ 7 (C)	39,68	13,17	531,64	14,13	-5,33	-0,62
73/ 7 (C)	-0,92	-2,42	1074,02	3,55	-1,21	0,02
74/ 7 (C)	-30,67	-49,40	921,19	27,00	-26,24	0,46
75/ 7 (C)	-35,97	-27,13	421,00	-5,74	6,44	-1,38
76/ 7 (C)	-13,55	-0,56	427,06	0,12	-19,77	0,00
77/ 7 (C)	2,05	-0,04	1237,02	0,12	3,17	0,01

78/	**7 (C)**	0,47	-0,11	1354,87	0,24	0,84	-0,00
79/	**7 (C)**	-31,72	-44,08	370,92	-0,55	7,94	-0,39
80/	**7 (C)**	1,78	-5,20	280,97	7,36	8,95	-0,01
81/	**7 (C)**	31,03	-34,67	344,94	-2,63	-0,57	0,27
82/	**7 (C)**	-33,66	-33,00	344,15	-2,89	0,26	-0,27
83/	**7 (C)**	5,30	-6,91	362,48	9,26	-0,75	0,82
84/	**7 (C)**	29,15	-42,89	352,96	-1,00	-1,83	0,56
85/	**7 (C)**	33,85	-47,71	913,98	26,75	22,17	-0,47
86/	**7 (C)**	1,00	-2,54	1077,69	3,69	1,32	-0,00
87/	**7 (C)**	33,91	-27,17	420,90	-5,76	-6,46	1,43
88/	**7 (C)**	13,78	-0,58	425,80	0,10	20,20	-0,02
89/	**7 (C)**	-2,00	0,00	1224,40	0,03	-2,99	0,00
90/	**7 (C)**	-0,21	0,07	1363,56	-0,10	-0,31	0,00
91/	**7 (C)**	1,83	2,03	1057,76	-3,05	2,93	0,05
92/	**7 (C)**	-1,05	-0,02	1086,67	0,27	-1,36	-0,03
93/	**7 (C)**	14,13	17,00	1158,21	4,45	1,85	0,13
94/	**7 (C)**	-1,34	2,14	1052,70	-3,35	-1,93	0,03
465/	**7 (C)**	0,62	0,30	112,53	-0,50	-0,03	-0,02
466/	**7 (C)**	-8,08	0,06	121,36	-0,33	-0,36	-0,01
471/	**7 (C)**	-12,75	0,37	128,75	-0,41	-1,26	0,04
1095/	**7 (C)**	-21,86	0,21	113,10	-0,21	7,14	-0,03
1098/	**7 (C)**	2,03	0,98	189,85	-0,50	0,06	-0,01
1099/	**7 (C)**	-6,84	0,59	196,34	-0,45	0,02	-0,00
1338/	**7 (C)**	22,42	0,21	115,53	-0,21	-7,27	0,03
1342/	**7 (C)**	7,19	0,58	199,62	-0,44	0,04	0,00
1343/	**7 (C)**	-2,41	0,98	191,44	-0,49	0,06	0,01
1582/	**7 (C)**	22,11	-0,20	114,27	0,21	-7,20	-0,03
1586/	**7 (C)**	6,96	-0,55	197,57	0,44	0,02	-0,00
1587/	**7 (C)**	-3,09	-1,05	188,73	0,51	0,06	-0,01
1827/	**7 (C)**	-21,85	-0,21	113,78	0,20	7,20	0,03
1830/	**7 (C)**	2,96	-1,01	189,74	0,49	0,04	0,01
1831/	**7 (C)**	-6,58	-0,54	197,49	0,42	0,03	0,00
4102/	**7 (C)**	-4,73	4,79	11,96	0,00	0,00	-0,00
4113/	**7 (C)**	5,21	22,19	26,27	0,00	0,00	-0,00
4114/	**7 (C)**	6,32	26,75	30,27	0,00	0,00	-0,00
4115/	**7 (C)**	4,05	34,43	32,44	0,00	0,00	-0,00
4456/	**7 (C)**	-0,28	-26,30	140,48	-9,61	-0,12	-0,01
4467/	**7 (C)**	0,35	12,92	215,25	0,14	0,16	0,02
4468/	**7 (C)**	0,03	5,23	229,28	0,20	-0,01	0,01
4469/	**7 (C)**	-0,17	-7,34	242,40	0,21	-0,15	0,01
4585/	**7 (C)**	-0,27	26,34	138,80	9,46	-0,12	0,01
4597/	**7 (C)**	-0,17	8,07	238,94	-0,22	-0,14	-0,01
4598/	**7 (C)**	0,04	-4,06	226,42	-0,19	-0,00	-0,01
4599/	**7 (C)**	0,37	-12,52	212,77	-0,21	0,17	-0,02
5906/	**7 (C)**	0,26	-26,88	142,82	-9,75	0,12	0,01
5917/	**7 (C)**	-0,36	13,13	216,41	0,18	-0,15	-0,02
5918/	**7 (C)**	-0,00	4,83	231,72	0,22	0,02	-0,01
5919/	**7 (C)**	0,16	-7,74	245,65	0,25	0,15	-0,01
6035/	**7 (C)**	0,27	26,00	138,26	9,46	0,12	-0,01
6047/	**7 (C)**	0,17	7,48	238,73	-0,18	0,15	0,01
6048/	**7 (C)**	-0,01	-4,86	226,43	-0,17	0,02	0,01
6049/	**7 (C)**	-0,36	-13,84	211,94	-0,20	-0,15	0,02
6589/	**7 (C)**	-16,19	0,32	134,79	-0,46	-0,39	0,01
6590/	**7 (C)**	-13,81	0,20	141,77	-0,57	0,28	-0,02
6591/	**7 (C)**	-7,53	0,49	152,31	-0,89	0,53	-0,02
6619/	**7 (C)**	8,47	0,47	152,42	-0,85	-0,48	0,02
6620/	**7 (C)**	14,93	0,18	141,47	-0,53	-0,24	0,02
6621/	**7 (C)**	17,34	0,28	133,75	-0,42	0,42	-0,01
6649/	**7 (C)**	-16,62	-0,33	135,85	0,46	-0,41	-0,01
6650/	**7 (C)**	-14,21	-0,20	142,68	0,56	0,26	0,02
6651/	**7 (C)**	-7,84	-0,48	153,01	0,87	0,51	0,02
6678/	**7 (C)**	2,37	0,29	216,62	-0,58	0,52	0,03

6679/ 7 (C)	10,35	-0,41	219,16	-0,16	0,78	0,03
6702/ 7 (C)	0,59	-2,65	217,51	2,79	0,70	-0,08
6703/ 7 (C)	9,15	-0,11	220,66	1,12	0,96	-0,09
6727/ 7 (C)	-14,14	0,15	223,78	0,77	-1,20	0,07
6728/ 7 (C)	-6,08	-1,70	220,82	2,04	-0,92	0,07
6750/ 7 (C)	-9,22	-0,46	220,48	-0,12	-0,75	-0,03
6751/ 7 (C)	-1,20	0,26	217,58	-0,54	-0,49	-0,03
6775/ 7 (C)	-0,51	0,33	112,08	-0,54	0,55	0,02
6776/ 7 (C)	7,94	0,02	121,25	-0,34	0,42	0,01
6777/ 7 (C)	12,09	0,39	129,51	-0,44	1,01	-0,02
6866/ 7 (C)	9,91	-0,47	134,23	0,67	-0,69	-0,15
6984/ 7 (C)	15,01	-0,42	130,78	0,59	0,97	0,12
7023/ 7 (C)	6,48	-0,57	141,31	0,86	-0,68	-0,04
7321/ 7 (C)	-3,08	-0,56	108,84	0,73	-16,50	-0,08
8006/ 7 (C)	-14,28	-0,54	177,72	0,85	0,90	-0,01
8010/ 7 (C)	-10,48	-0,69	187,05	1,03	1,95	0,06
8023/ 7 (C)	-1,10	-0,32	113,91	0,53	0,50	-0,02
8024/ 7 (C)	7,22	-0,02	122,83	0,35	0,40	-0,01
8025/ 7 (C)	11,42	-0,45	131,14	0,46	0,99	0,02
8057/ 7 (C)	4,43	1,08	218,50	-1,27	-0,48	-0,01
8058/ 7 (C)	0,66	1,10	213,98	-1,36	0,02	-0,00
8059/ 7 (C)	-3,14	1,10	218,19	-1,30	0,52	0,00
8094/ 7 (C)	-6,54	-5,06	216,97	5,13	0,11	0,21
8095/ 7 (C)	-3,46	-7,36	214,05	6,11	-0,21	0,08
8107/ 7 (C)	2,52	-4,19	218,63	4,37	-0,40	-0,27
8122/ 7 (C)	1,92	10,03	179,02	1,22	2,99	0,01
8123/ 7 (C)	2,36	11,69	163,94	1,07	3,13	0,00
8124/ 7 (C)	2,35	9,03	155,22	0,27	2,90	-0,02
8125/ 7 (C)	1,58	5,99	155,50	-0,65	2,18	-0,05
8126/ 7 (C)	1,04	5,62	164,36	-1,33	1,33	-0,03
8168/ 7 (C)	1,03	-6,32	165,05	1,33	1,31	0,03
8169/ 7 (C)	1,56	-6,68	156,02	0,59	2,17	0,05
8170/ 7 (C)	2,34	-9,69	155,62	-0,38	2,90	0,02
8171/ 7 (C)	2,38	-12,33	164,26	-1,18	3,13	-0,00
8172/ 7 (C)	1,95	-10,65	179,29	-1,28	3,00	-0,01
8206/ 7 (C)	-1,90	10,07	179,50	1,25	-2,94	-0,01
8207/ 7 (C)	-2,34	11,78	164,20	1,10	-3,07	-0,00
8208/ 7 (C)	-2,32	9,15	155,17	0,30	-2,85	0,02
8209/ 7 (C)	-1,53	6,14	155,03	-0,63	-2,13	0,05
8210/ 7 (C)	-1,03	5,83	163,28	-1,29	-1,29	0,02
8252/ 7 (C)	-1,03	-6,32	164,89	1,36	-1,30	-0,02
8253/ 7 (C)	-1,53	-6,74	156,05	0,67	-2,13	-0,05
8254/ 7 (C)	-2,32	-9,83	155,80	-0,26	-2,85	-0,02
8255/ 7 (C)	-2,34	-12,52	164,55	-1,06	-3,08	0,00
8256/ 7 (C)	-1,90	-10,82	179,65	-1,20	-2,94	0,01
8304/ 7 (C)	0,81	-54,89	267,82	2,03	0,74	0,09
8305/ 7 (C)	0,97	-42,63	187,28	0,84	0,95	-0,09
8307/ 7 (C)	0,61	-26,69	158,81	0,03	0,71	-0,08
8309/ 7 (C)	0,65	-44,94	222,57	-1,62	0,81	-0,00
8342/ 7 (C)	0,80	31,94	159,19	-1,52	0,78	0,04
8344/ 7 (C)	0,91	51,68	274,11	0,51	0,78	-0,10
8346/ 7 (C)	0,71	38,39	182,86	0,16	0,86	0,00
8347/ 7 (C)	0,65	44,97	221,36	0,99	0,82	0,03
8386/ 7 (C)	-0,80	-55,91	267,27	2,12	-0,76	-0,08
8387/ 7 (C)	-0,87	-44,30	187,07	0,96	-0,84	0,08
8389/ 7 (C)	-0,48	-28,17	158,11	0,08	-0,60	0,07
8391/ 7 (C)	-0,61	-46,27	222,28	-1,59	-0,75	-0,00
8424/ 7 (C)	-0,79	31,46	158,79	-1,43	-0,77	-0,04
8426/ 7 (C)	-0,88	50,44	275,28	0,56	-0,75	0,10
8428/ 7 (C)	-0,71	37,89	183,33	0,23	-0,85	-0,00
8429/ 7 (C)	-0,65	44,46	222,66	1,09	-0,80	-0,03
8457/ 7 (C)	-0,76	-19,88	150,67	0,68	-0,65	0,01

8458/ 7 (C)	-0,49	-24,00	161,34	-0,53	-0,56	0,00
8459/ 7 (C)	-0,12	-25,35	183,71	-1,46	-0,25	0,02
8460/ 7 (C)	1,14	-20,31	212,80	-1,70	0,32	0,04
8493/ 7 (C)	0,64	-21,47	152,20	0,76	0,59	-0,01
8494/ 7 (C)	0,48	-25,60	162,81	-0,48	0,54	-0,00
8495/ 7 (C)	0,18	-27,01	185,17	-1,41	0,26	-0,02
8496/ 7 (C)	-1,02	-22,15	214,81	-1,67	-0,34	-0,04
8529/ 7 (C)	0,66	20,27	210,60	1,68	0,15	-0,04
8530/ 7 (C)	-0,36	25,18	181,77	1,42	-0,41	-0,02
8531/ 7 (C)	-0,56	23,97	159,77	0,51	-0,64	0,00
8532/ 7 (C)	-0,75	19,99	149,30	-0,69	-0,67	-0,01
8565/ 7 (C)	-0,63	18,41	211,43	1,84	-0,13	0,04
8566/ 7 (C)	0,36	23,09	181,61	1,53	0,43	0,02
8567/ 7 (C)	0,56	21,78	158,88	0,61	0,65	-0,00
8568/ 7 (C)	0,76	17,88	147,67	-0,55	0,69	0,01
8609/ 7 (C)	21,51	-0,43	192,59	0,09	2,03	-0,00
8613/ 7 (C)	26,14	-0,41	204,67	0,20	0,32	0,02
8614/ 7 (C)	36,36	-0,18	235,95	0,05	-1,20	0,01
8616/ 7 (C)	43,05	0,39	287,77	-0,32	-0,75	0,09
8655/ 7 (C)	-45,84	0,37	283,33	-0,20	-0,73	-0,12
8656/ 7 (C)	-28,60	-0,47	207,58	0,23	-0,27	-0,02
8658/ 7 (C)	-14,60	-0,54	190,21	0,12	0,03	-0,02
8660/ 7 (C)	-35,15	-0,09	237,31	0,03	1,99	-0,01
8696/ 7 (C)	-45,03	-0,42	281,29	0,29	-0,70	0,11
8697/ 7 (C)	-28,51	0,47	207,89	-0,22	-0,29	0,02
8699/ 7 (C)	-14,62	0,53	191,60	-0,10	-0,04	0,02
8701/ 7 (C)	-34,93	0,10	236,58	-0,02	1,96	0,01
8734/ 7 (C)	21,13	0,41	193,32	-0,07	2,04	0,00
8738/ 7 (C)	25,86	0,40	205,26	-0,19	0,33	-0,02
8739/ 7 (C)	36,28	0,18	236,56	-0,05	-1,19	-0,01
8741/ 7 (C)	42,66	-0,35	287,65	0,29	-0,60	-0,09
Cas 7 (C)	**1.35G+1.5P**					
Somme totale	-0,00	0,00	57372,33	83,34	-0,57	0,62
Somme réactions	-0,00	0,00	57372,33	531594,00	-841516,11	-0,01
Somme efforts	0,0	-0,00	-57372,33	-531594,00	841516,11	-0,00
Vérification	-0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00	-0,01
Précision	1,02363e-005	4,09632e-016				

4.b- ELS:

Repère global - Cas: 8 (G+P)

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
49/ 8 (C)	-26,01	19,22	302,94	4,23	4,66	0,98
50/ 8 (C)	-22,61	35,64	672,85	-16,01	-19,56	-0,32
51/ 8 (C)	-0,87	2,43	841,63	-3,49	-1,16	-0,01
52/ 8 (C)	-29,38	-10,29	387,95	-9,80	3,81	0,22
53/ 8 (C)	4,58	3,48	358,08	-5,20	1,81	-0,51
54/ 8 (C)	-3,24	3,56	357,09	-5,42	-1,56	0,48
55/ 8 (C)	29,96	-8,99	384,77	-10,10	-3,56	-0,21
56/ 8 (C)	0,71	1,93	780,63	-2,80	0,95	0,01
57/ 8 (C)	24,53	36,42	659,69	-16,11	16,18	0,32
58/ 8 (C)	24,91	19,19	305,18	4,31	-4,62	-1,02
59/ 8 (C)	24,64	22,47	245,50	2,39	-0,05	-0,21
60/ 8 (C)	-3,66	4,84	263,51	-6,43	0,79	0,56
61/ 8 (C)	-21,24	28,79	252,32	1,30	1,23	0,42
62/ 8 (C)	-24,11	24,00	249,38	2,06	0,28	0,21
63/ 8 (C)	4,41	5,01	263,39	-6,70	-0,53	-0,59

64/	**8 (C)**	21,53	29,24	254,69	1,21	-1,17	-0,41
65/	**8 (C)**	1,40	-1,35	755,61	2,18	2,19	-0,02
66/	**8 (C)**	-1,21	-0,89	757,32	1,44	-1,74	-0,06
67/	**8 (C)**	1,37	-0,69	760,77	0,97	2,10	-0,00
68/	**8 (C)**	-1,17	-1,23	751,67	1,89	-1,74	0,01
69/	**8 (C)**	-32,61	8,57	394,04	10,62	3,02	0,15
70/	**8 (C)**	-0,88	-15,61	363,80	18,38	0,77	1,98
71/	**8 (C)**	-4,93	-20,21	358,04	23,52	-1,90	-1,90
72/	**8 (C)**	28,99	9,66	387,56	10,28	-3,87	-0,46
73/	**8 (C)**	-0,66	-1,74	780,41	2,55	-0,86	0,01
74/	**8 (C)**	-22,32	-35,87	671,59	19,64	-19,12	0,32
75/	**8 (C)**	-26,23	-19,72	306,77	-4,19	4,70	-0,97
76/	**8 (C)**	-9,62	-0,40	311,27	0,08	-14,03	0,00
77/	**8 (C)**	1,43	-0,03	899,01	0,09	2,22	0,00
78/	**8 (C)**	0,35	-0,08	984,12	0,18	0,62	-0,00
79/	**8 (C)**	-23,16	-32,08	271,05	-0,44	5,82	-0,28
80/	**8 (C)**	1,30	-3,69	205,26	5,22	6,54	-0,01
81/	**8 (C)**	22,66	-25,20	252,10	-1,96	-0,43	0,19
82/	**8 (C)**	-24,54	-24,01	251,56	-2,14	0,21	-0,19
83/	**8 (C)**	3,89	-4,90	264,90	6,57	-0,52	0,58
84/	**8 (C)**	21,25	-31,22	257,92	-0,76	-1,36	0,40
85/	**8 (C)**	24,62	-34,64	666,34	19,46	16,15	-0,33
86/	**8 (C)**	0,71	-1,82	783,07	2,65	0,94	-0,00
87/	**8 (C)**	24,72	-19,75	306,69	-4,20	-4,71	1,01
88/	**8 (C)**	9,78	-0,42	310,37	0,07	14,34	-0,01
89/	**8 (C)**	-1,39	0,00	889,72	0,02	-2,09	0,00
90/	**8 (C)**	-0,16	0,05	990,33	-0,07	-0,23	0,00
91/	**8 (C)**	1,30	1,44	769,00	-2,15	2,08	0,04
92/	**8 (C)**	-0,75	-0,01	789,46	0,19	-0,97	-0,03
93/	**8 (C)**	10,20	12,29	841,44	3,20	1,33	0,10
94/	**8 (C)**	-0,95	1,51	765,42	-2,37	-1,36	0,02
465/	**8 (C)**	0,53	0,21	82,35	-0,35	-0,02	-0,02
466/	**8 (C)**	-5,81	0,05	88,80	-0,24	-0,26	-0,00
471/	**8 (C)**	-9,24	0,27	94,21	-0,30	-0,92	0,03
1095/	**8 (C)**	-15,95	0,15	82,49	-0,15	5,21	-0,02
1098/	**8 (C)**	1,47	0,71	138,44	-0,36	0,04	-0,01
1099/	**8 (C)**	-4,99	0,42	143,18	-0,32	0,02	-0,00
1338/	**8 (C)**	16,35	0,15	84,26	-0,15	-5,30	0,02
1342/	**8 (C)**	5,24	0,42	145,59	-0,31	0,03	0,00
1343/	**8 (C)**	-1,76	0,71	139,61	-0,35	0,05	0,01
1582/	**8 (C)**	16,12	-0,14	83,34	0,15	-5,25	-0,02
1586/	**8 (C)**	5,08	-0,40	144,07	0,31	0,02	-0,00
1587/	**8 (C)**	-2,24	-0,76	137,61	0,37	0,04	-0,01
1827/	**8 (C)**	-15,94	-0,15	82,98	0,15	5,25	0,02
1830/	**8 (C)**	2,14	-0,73	138,35	0,35	0,03	0,01
1831/	**8 (C)**	-4,80	-0,39	144,01	0,30	0,02	0,00
4102/	**8 (C)**	-3,40	3,45	8,61	0,00	0,00	-0,00
4113/	**8 (C)**	3,77	16,01	18,95	0,00	0,00	-0,00
4114/	**8 (C)**	4,58	19,31	21,83	0,00	0,00	-0,00
4115/	**8 (C)**	2,94	24,84	23,40	0,00	0,00	-0,00
4456/	**8 (C)**	-0,19	-19,19	102,38	-7,00	-0,08	-0,01
4467/	**8 (C)**	0,26	9,35	156,87	0,10	0,12	0,02
4468/	**8 (C)**	0,02	3,75	167,06	0,14	-0,00	0,01
4469/	**8 (C)**	-0,12	-5,39	176,62	0,15	-0,10	0,01
4585/	**8 (C)**	-0,19	19,22	101,20	6,90	-0,08	0,01
4597/	**8 (C)**	-0,11	5,92	174,17	-0,16	-0,10	-0,01
4598/	**8 (C)**	0,03	-2,91	165,02	-0,14	0,00	-0,01
4599/	**8 (C)**	0,27	-9,07	155,09	-0,15	0,13	-0,02
5906/	**8 (C)**	0,18	-19,61	104,10	-7,11	0,08	0,01
5917/	**8 (C)**	-0,26	9,51	157,73	0,13	-0,11	-0,01
5918/	**8 (C)**	-0,00	3,46	168,86	0,16	0,01	-0,01
5919/	**8 (C)**	0,11	-5,69	179,01	0,18	0,10	-0,01

6035/ 8 (C)	0,19	18,97	100,82	6,89	0,08	-0,01
6047/ 8 (C)	0,11	5,49	174,02	-0,13	0,10	0,01
6048/ 8 (C)	-0,01	-3,48	165,04	-0,13	0,01	0,01
6049/ 8 (C)	-0,27	-10,03	154,49	-0,15	-0,11	0,01
6589/ 8 (C)	-11,76	0,24	98,58	-0,33	-0,28	0,01
6590/ 8 (C)	-10,00	0,14	103,65	-0,40	0,20	-0,01
6591/ 8 (C)	-5,42	0,35	111,30	-0,63	0,39	-0,02
6619/ 8 (C)	6,10	0,34	111,40	-0,60	-0,35	0,02
6620/ 8 (C)	10,81	0,13	103,45	-0,38	-0,17	0,01
6621/ 8 (C)	12,59	0,21	97,85	-0,30	0,30	-0,01
6649/ 8 (C)	-12,07	-0,25	99,33	0,33	-0,30	-0,01
6650/ 8 (C)	-10,28	-0,14	104,29	0,40	0,19	0,01
6651/ 8 (C)	-5,64	-0,34	111,79	0,62	0,37	0,01
6678/ 8 (C)	1,76	0,21	157,88	-0,42	0,38	0,02
6679/ 8 (C)	7,57	-0,30	159,71	-0,12	0,57	0,02
6702/ 8 (C)	0,53	-1,92	158,61	2,02	0,51	-0,06
6703/ 8 (C)	6,75	-0,08	160,86	0,81	0,70	-0,07
6727/ 8 (C)	-10,34	0,11	163,11	0,56	-0,87	0,05
6728/ 8 (C)	-4,47	-1,24	161,00	1,48	-0,67	0,05
6750/ 8 (C)	-6,76	-0,33	160,66	-0,08	-0,54	-0,02
6751/ 8 (C)	-0,92	0,18	158,57	-0,38	-0,35	-0,02
6775/ 8 (C)	-0,45	0,24	82,02	-0,39	0,39	0,01
6776/ 8 (C)	5,70	0,02	88,71	-0,25	0,30	0,00
6777/ 8 (C)	8,76	0,29	94,75	-0,32	0,73	-0,02
6866/ 8 (C)	7,18	-0,34	98,15	0,48	-0,51	-0,10
6984/ 8 (C)	10,94	-0,31	95,64	0,42	0,70	0,09
7023/ 8 (C)	4,71	-0,41	103,27	0,61	-0,50	-0,03
7321/ 8 (C)	-2,24	-0,39	79,53	0,52	-12,06	-0,06
8006/ 8 (C)	-10,37	-0,40	129,95	0,62	0,67	-0,01
8010/ 8 (C)	-7,62	-0,49	136,70	0,73	1,42	0,04
8023/ 8 (C)	-0,87	-0,23	83,33	0,38	0,36	-0,01
8024/ 8 (C)	5,19	-0,02	89,83	0,25	0,29	-0,00
8025/ 8 (C)	8,28	-0,34	95,90	0,34	0,72	0,02
8057/ 8 (C)	3,21	0,77	159,29	-0,91	-0,35	-0,00
8058/ 8 (C)	0,48	0,78	156,01	-0,97	0,01	-0,00
8059/ 8 (C)	-2,27	0,78	159,07	-0,92	0,38	0,00
8094/ 8 (C)	-4,71	-3,67	158,33	3,72	0,08	0,15
8095/ 8 (C)	-2,48	-5,34	156,21	4,43	-0,15	0,06
8107/ 8 (C)	1,84	-3,04	159,52	3,17	-0,29	-0,20
8122/ 8 (C)	1,36	7,32	130,47	0,89	2,12	0,01
8123/ 8 (C)	1,68	8,53	119,46	0,78	2,22	0,00
8124/ 8 (C)	1,66	6,57	113,10	0,20	2,06	-0,02
8125/ 8 (C)	1,12	4,34	113,31	-0,48	1,55	-0,03
8126/ 8 (C)	0,75	4,06	119,78	-0,97	0,95	-0,02
8168/ 8 (C)	0,74	-4,56	120,27	0,97	0,94	0,02
8169/ 8 (C)	1,11	-4,84	113,68	0,43	1,54	0,03
8170/ 8 (C)	1,66	-7,04	113,38	-0,28	2,05	0,02
8171/ 8 (C)	1,69	-8,98	119,69	-0,86	2,22	-0,00
8172/ 8 (C)	1,38	-7,76	130,66	-0,94	2,13	-0,01
8206/ 8 (C)	-1,35	7,35	130,82	0,91	-2,08	-0,01
8207/ 8 (C)	-1,66	8,59	119,65	0,80	-2,18	-0,00
8208/ 8 (C)	-1,64	6,66	113,07	0,22	-2,02	0,02
8209/ 8 (C)	-1,09	4,45	112,98	-0,46	-1,51	0,03
8210/ 8 (C)	-0,74	4,21	119,01	-0,94	-0,92	0,02
8252/ 8 (C)	-0,74	-4,57	120,15	0,99	-0,93	-0,02
8253/ 8 (C)	-1,09	-4,88	113,71	0,49	-1,51	-0,03
8254/ 8 (C)	-1,64	-7,14	113,52	-0,19	-2,02	-0,02
8255/ 8 (C)	-1,66	-9,12	119,90	-0,77	-2,18	0,00
8256/ 8 (C)	-1,35	-7,89	130,92	-0,88	-2,08	0,01
8304/ 8 (C)	0,58	-39,89	195,31	1,47	0,53	0,07
8305/ 8 (C)	0,69	-30,95	136,72	0,61	0,68	-0,06
8307/ 8 (C)	0,44	-19,36	116,03	0,02	0,51	-0,06

8309/ 8 (C)	0,46	-32,64	162,37	-1,18	0,58	-0,00
8342/ 8 (C)	0,57	23,21	116,35	-1,11	0,56	0,03
8344/ 8 (C)	0,65	37,56	199,90	0,38	0,56	-0,07
8346/ 8 (C)	0,51	27,88	133,53	0,11	0,61	0,00
8347/ 8 (C)	0,46	32,67	161,52	0,72	0,58	0,02
8386/ 8 (C)	-0,58	-40,63	194,92	1,53	-0,55	-0,05
8387/ 8 (C)	-0,62	-32,16	136,56	0,70	-0,60	0,06
8389/ 8 (C)	-0,35	-20,43	115,51	0,06	-0,43	0,05
8391/ 8 (C)	-0,44	-33,60	162,16	-1,16	-0,53	-0,00
8424/ 8 (C)	-0,57	22,87	116,09	-1,05	-0,55	-0,03
8426/ 8 (C)	-0,63	36,68	200,79	0,41	-0,53	0,07
8428/ 8 (C)	-0,51	27,53	133,90	0,17	-0,61	-0,00
8429/ 8 (C)	-0,46	32,32	162,49	0,79	-0,57	-0,02
8457/ 8 (C)	-0,55	-14,38	110,10	0,50	-0,47	0,01
8458/ 8 (C)	-0,35	-17,37	117,78	-0,38	-0,40	0,00
8459/ 8 (C)	-0,08	-18,36	133,99	-1,06	-0,18	0,02
8460/ 8 (C)	0,83	-14,72	155,12	-1,24	0,24	0,03
8493/ 8 (C)	0,47	-15,52	111,20	0,55	0,43	-0,00
8494/ 8 (C)	0,34	-18,51	118,84	-0,35	0,38	-0,00
8495/ 8 (C)	0,13	-19,54	135,04	-1,03	0,18	-0,02
8496/ 8 (C)	-0,75	-16,03	156,58	-1,22	-0,25	-0,03
8529/ 8 (C)	0,48	14,68	153,51	1,23	0,11	-0,03
8530/ 8 (C)	-0,25	18,23	132,57	1,03	-0,29	-0,01
8531/ 8 (C)	-0,40	17,34	116,65	0,37	-0,46	0,00
8532/ 8 (C)	-0,54	14,46	109,12	-0,50	-0,49	-0,01
8565/ 8 (C)	-0,46	13,35	154,12	1,34	-0,10	0,03
8566/ 8 (C)	0,26	16,74	132,47	1,11	0,30	0,01
8567/ 8 (C)	0,40	15,77	116,02	0,44	0,46	-0,00
8568/ 8 (C)	0,56	12,95	107,96	-0,40	0,50	0,01
8609/ 8 (C)	15,67	-0,30	140,44	0,06	1,48	-0,00
8613/ 8 (C)	19,03	-0,29	149,28	0,14	0,23	0,02
8614/ 8 (C)	26,47	-0,13	172,10	0,03	-0,88	0,01
8616/ 8 (C)	31,33	0,29	209,86	-0,23	-0,55	0,07
8655/ 8 (C)	-33,39	0,28	206,66	-0,15	-0,53	-0,09
8656/ 8 (C)	-20,84	-0,33	151,44	0,16	-0,20	-0,02
8658/ 8 (C)	-10,65	-0,37	138,72	0,08	0,02	-0,01
8660/ 8 (C)	-25,61	-0,06	173,12	0,02	1,45	-0,00
8696/ 8 (C)	-32,78	-0,31	205,14	0,21	-0,51	0,08
8697/ 8 (C)	-20,76	0,33	151,63	-0,15	-0,21	0,02
8699/ 8 (C)	-10,65	0,36	139,69	-0,07	-0,02	0,01
8701/ 8 (C)	-25,43	0,07	172,54	-0,01	1,43	0,00
8734/ 8 (C)	15,40	0,28	140,95	-0,05	1,48	0,00
8738/ 8 (C)	18,82	0,28	149,71	-0,13	0,24	-0,01
8739/ 8 (C)	26,41	0,13	172,53	-0,03	-0,87	-0,01
8741/ 8 (C)	31,05	-0,26	209,76	0,21	-0,44	-0,07
Cas 8 (C)	**G+P**					
Somme totale	-0,00	0,00	41805,33	60,48	-0,43	0,44
Somme réactions	-0,00	0,00	41805,33	387337,91	-613197,37	-0,01
Somme efforts	0,0	-0,00	-41805,33	-387337,91	613197,37	-0,00
Vérification	-0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00	-0,01
Précision	7,39022e-006	2,84169e-016				

4.c- Cas accidontele :

Repère global - Cas: 9 (G+P+EX)

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
49/9 (C)(CQC)	51,90	24,71	667,20	13,63	15,25	1,10
50/9 (C)(CQC)	-14,32	68,63	702,90	-9,08	-14,84	0,07
51/9 (C)(CQC)	3,45	2,92	1262,33	-3,12	1,64	0,15
52/9 (C) (CQC)	28,50	-4,91	629,53	-3,52	16,28	0,27
53/9 (C) (CQC)	110,14	3,74	363,22	-4,54	24,01	-0,44
54/9 (C) (CQC)	102,09	3,72	362,21	-5,12	20,58	0,54
55/9 (C) (CQC)	87,78	-4,40	630,29	-4,06	8,80	-0,17
56/9 (C) (CQC)	4,98	2,51	1182,16	-2,39	3,69	0,19
57/9 (C) (CQC)	31,25	68,78	692,41	-9,40	19,36	0,69
58/9 (C) (CQC)	103,02	24,69	670,94	13,68	4,95	-0,94
59/9 (C) (CQC)	57,69	27,78	499,43	9,26	4,24	-0,19
60/9 (C) (CQC)	31,34	5,38	285,94	-6,08	1,54	0,69
61/9 (C) (CQC)	16,61	40,80	479,75	7,43	7,32	0,53
62/9 (C) (CQC)	8,88	28,86	506,64	8,66	4,47	0,22
63/9 (C) (CQC)	41,30	5,53	285,58	-6,26	0,55	-0,46
64/9 (C) (CQC)	59,60	41,16	479,20	7,33	5,26	-0,30
65/9 (C) (CQC)	9,18	-0,39	1018,77	3,79	9,69	0,17
66/9 (C) (CQC)	4,92	0,62	776,18	4,20	3,29	0,18
67/9 (C) (CQC)	7,58	0,72	783,39	3,40	7,28	0,36
68/9 (C) (CQC)	6,59	-0,29	1012,03	3,40	5,75	0,23
69/9 (C) (CQC)	34,05	14,13	738,93	17,67	14,53	0,20
70/9 (C) (CQC)	87,75	-11,97	468,07	21,42	20,64	2,13
71/9 (C) (CQC)	83,71	-17,48	452,94	24,69	18,15	-1,40
72/9 (C) (CQC)	96,22	14,30	730,15	17,53	7,90	0,01
73/9 (C) (CQC)	3,25	-0,85	1134,33	3,83	1,51	0,37
74/9 (C) (CQC)	-16,21	-12,86	705,12	25,05	-12,91	0,59
75/9 (C) (CQC)	50,36	-13,26	686,21	4,24	14,45	-0,87
76/9 (C) (CQC)	-3,93	9,74	374,57	2,08	-10,47	0,06
77/9 (C) (CQC)	8,26	0,07	1014,16	0,75	8,26	0,06
78/9 (C) (CQC)	7,97	0,66	1082,14	1,07	7,81	0,10
79/9 (C) (CQC)	9,24	-15,22	521,11	3,92	8,49	-0,11
80/9 (C) (CQC)	27,38	-2,70	217,14	6,73	14,12	0,13
81/9 (C) (CQC)	51,54	-19,86	486,96	2,71	3,12	0,22
82/9 (C) (CQC)	4,09	-19,14	485,21	2,86	3,73	-0,18
83/9 (C) (CQC)	35,80	-3,89	295,54	8,08	0,57	0,71
84/9 (C) (CQC)	55,47	-14,81	506,64	3,94	3,48	0,51
85/9 (C) (CQC)	32,43	-11,86	703,67	24,80	20,84	-0,06
86/9 (C) (CQC)	4,57	-0,96	1138,39	3,85	3,17	0,33
87/9 (C) (CQC)	102,75	-13,39	691,20	4,36	4,35	1,09
88/9 (C) (CQC)	15,44	9,61	371,86	2,04	17,83	0,04
89/9 (C) (CQC)	5,41	0,09	1002,63	0,69	3,89	0,05
90/9 (C) (CQC)	7,45	0,74	1081,27	0,70	6,90	0,10
91/9 (C) (CQC)	7,79	2,23	1119,50	-0,60	7,38	0,31
92/9 (C) (CQC)	2,17	1,49	1190,93	3,14	-0,38	0,08
93/9 (C) (CQC)	11,74	26,52	1272,92	6,91	5,95	0,54
94/9 (C) (CQC)	4,96	2,24	1110,80	-0,99	2,94	0,30
465/9 (C)(CQC)	21,62	0,28	125,17	-0,24	4,57	-0,01
466/9 (C)(CQC)	19,93	0,10	104,72	-0,11	3,08	0,00
471/9 (C)(CQC)	19,27	0,48	150,05	-0,09	3,29	0,05
1095/9 (C) (CQC)	-6,50	0,38	152,56	0,03	9,84	0,00
1098/9 (C)(CQC)	13,50	1,40	201,81	0,01	1,41	-0,00
1099/9 (C) (CQC)	1,37	0,87	249,03	0,03	0,93	0,00
1338/9 (C) (CQC)	25,74	0,38	153,99	0,04	-0,69	0,04
1342/9 (C) (CQC)	11,55	0,88	251,00	0,05	0,93	0,01
1343/9 (C) (CQC)	9,88	1,42	202,98	0,03	1,39	0,02
1582/9 (C) (CQC)	26,07	-0,01	149,80	0,27	-0,98	-0,00

1586/9 (C) (CQC)	9,02	-0,08	242,27	0,57	1,01	0,00
1587/9 (C) (CQC)	5,91	-0,25	196,23	0,65	1,36	-0,00
1827/9 (C) (CQC)	-5,70	-0,01	150,93	0,27	9,60	0,04
1830/9 (C) (CQC)	10,61	-0,23	197,60	0,63	1,41	0,01
1831/9 (C) (CQC)	-0,89	-0,07	244,08	0,57	1,06	0,01
4102/9 (C) (CQC)	3,31	12,37	16,91	0,00	0,00	-0,00
4113/9 (C) (CQC)	4,93	24,13	26,42	0,00	0,00	-0,00
4114/9 (C) (CQC)	6,02	22,13	24,41	0,00	0,00	0,00
4115/9 (C) (CQC)	3,62	38,66	36,11	0,00	0,00	0,00
4456/9 (C) (CQC)	0,53	-16,20	142,50	-3,70	0,17	0,01
4467/9 (C) (CQC)	0,41	31,06	193,27	0,66	0,24	0,02
4468/9 (C) (CQC)	0,15	23,44	228,04	0,51	0,10	0,03
4469/9 (C) (CQC)	0,37	5,91	251,68	0,57	0,22	0,04
4585/9 (C) (CQC)	0,47	22,19	127,19	9,02	0,11	0,02
4597/9 (C) (CQC)	0,26	14,03	222,10	0,33	0,11	0,02
4598/9 (C) (CQC)	0,10	10,76	203,94	0,18	0,08	0,01
4599/9 (C) (CQC)	0,44	6,04	178,26	0,23	0,33	-0,01
5906/9 (C) (CQC)	0,92	-16,61	144,63	-3,76	0,34	0,03
5917/9 (C) (CQC)	-0,12	31,65	194,59	0,69	0,02	-0,00
5918/9 (C) (CQC)	0,13	23,48	230,65	0,52	0,12	0,01
5919/9 (C) (CQC)	0,61	5,80	254,96	0,61	0,43	0,02
6035/9 (C) (CQC)	0,84	21,95	126,53	9,00	0,27	0,01
6047/9 (C) (CQC)	0,49	13,66	221,51	0,37	0,32	0,04
6048/9 (C) (CQC)	0,06	10,26	203,56	0,20	0,09	0,03
6049/9 (C) (CQC)	-0,07	5,22	177,27	0,23	0,09	0,03
6589/9 (C) (CQC)	6,91	0,37	170,91	-0,25	2,52	0,01
6590/9 (C) (CQC)	7,59	0,16	142,16	-0,35	2,49	-0,01
6591/9 (C) (CQC)	9,01	0,41	117,91	-0,57	3,02	-0,01
6619/9 (C) (CQC)	20,96	0,40	117,99	-0,56	2,34	0,02
6620/9 (C) (CQC)	28,87	0,15	141,63	-0,33	2,20	0,02
6621/9 (C) (CQC)	31,69	0,36	169,52	-0,21	3,16	-0,00
6649/9 (C) (CQC)	3,54	-0,14	163,59	0,47	2,25	-0,00
6650/9 (C) (CQC)	4,67	-0,09	136,70	0,56	2,27	0,02
6651/9 (C) (CQC)	6,82	-0,18	117,98	0,81	2,76	0,02
6678/9 (C) (CQC)	59,12	0,26	182,03	-0,37	4,85	0,02
6679/9 (C) (CQC)	57,50	-0,22	217,78	-0,04	5,55	0,02
6702/9 (C) (CQC)	58,10	-1,83	223,73	2,16	4,81	-0,05
6703/9 (C) (CQC)	60,15	0,17	259,19	1,03	5,69	-0,06
6727/9 (C) (CQC)	42,46	0,20	263,12	0,64	4,05	0,07
6728/9 (C) (CQC)	52,56	-0,81	228,69	1,72	3,56	0,06
6750/9 (C) (CQC)	43,44	-0,24	217,47	0,00	4,43	-0,01
6751/9 (C) (CQC)	56,65	0,24	181,64	-0,31	4,13	-0,02
6775/9 (C) (CQC)	18,55	0,31	124,53	-0,27	4,48	0,02
6776/9 (C) (CQC)	31,23	0,06	104,23	-0,12	3,33	0,01
6777/9 (C) (CQC)	36,08	0,51	150,31	-0,11	4,28	-0,01
6866/9 (C) (CQC)	25,45	-0,26	140,92	0,66	1,08	-0,08
6984/9 (C) (CQC)	28,81	-0,21	162,90	0,58	3,02	0,10
7023/9 (C) (CQC)	20,79	-0,24	124,55	0,83	0,86	-0,02
7321/9 (C) (CQC)	8,24	-0,33	86,60	0,65	-10,38	-0,05
8006/9 (C) (CQC)	17,90	-0,12	208,87	0,88	5,33	0,07
8010/9 (C) (CQC)	18,03	-0,41	173,98	0,88	4,54	0,05
8023/9 (C) (CQC)	14,37	-0,10	115,38	0,54	4,08	-0,00
8024/9 (C) (CQC)	25,95	0,03	112,29	0,37	3,13	0,00
8025/9 (C) (CQC)	30,47	-0,02	159,01	0,59	4,10	0,03
8057/9 (C) (CQC)	84,42	0,85	160,62	-0,82	3,03	-0,00
8058/9 (C) (CQC)	85,59	0,81	156,62	-0,93	2,51	0,00
8059/9 (C) (CQC)	78,88	0,83	160,37	-0,91	3,75	0,01
8094/9 (C) (CQC)	58,67	-3,15	180,16	3,90	3,55	0,17
8095/9 (C) (CQC)	65,10	-5,09	158,85	4,61	3,29	0,08
8107/9 (C) (CQC)	65,86	-2,54	187,53	3,47	3,08	-0,17
8122/9 (C) (CQC)	2,27	15,02	159,37	1,21	2,44	0,02
8123/9 (C) (CQC)	2,18	18,97	153,02	0,95	2,28	0,02

8124/9 (C) (CQC)	1,73	21,21	158,84	0,77	2,54	0,00
8125/9 (C) (CQC)	1,47	23,13	180,92	0,63	2,47	-0,01
8126/9 (C) (CQC)	2,29	26,19	223,62	0,84	2,47	0,03
8168/9 (C) (CQC)	2,29	13,56	229,44	3,06	2,45	0,06
8169/9 (C) (CQC)	1,45	9,54	184,64	1,66	2,44	0,05
8170/9 (C) (CQC)	1,75	3,20	161,23	0,37	2,51	0,04
8171/9 (C) (CQC)	2,20	-2,00	154,52	-0,64	2,28	0,02
8172/9 (C) (CQC)	2,29	-1,55	160,18	-0,69	2,46	0,00
8206/9 (C) (CQC)	-0,45	15,12	160,44	1,25	-1,76	0,01
8207/9 (C) (CQC)	-1,16	19,11	153,80	0,97	-2,12	0,02
8208/9 (C) (CQC)	-1,58	21,39	159,26	0,76	-1,55	0,04
8209/9 (C) (CQC)	-0,74	23,41	180,96	0,62	-0,59	0,05
8210/9 (C) (CQC)	0,84	26,36	223,03	0,84	0,62	0,06
8252/9 (C) (CQC)	0,81	13,10	228,60	3,08	0,58	0,03
8253/9 (C) (CQC)	-0,76	9,22	184,48	1,74	-0,63	-0,01
8254/9 (C) (CQC)	-1,55	2,81	161,44	0,47	-1,58	0,00
8255/9 (C) (CQC)	-1,13	-2,27	155,07	-0,52	-2,13	0,02
8256/9 (C) (CQC)	-0,43	-1,59	161,01	-0,62	-1,74	0,02
8304/9 (C) (CQC)	0,85	-34,49	218,47	2,55	1,05	0,10
8305/9 (C) (CQC)	0,87	-19,74	192,40	1,31	1,26	-0,04
8307/9 (C) (CQC)	1,06	-8,00	196,66	1,40	1,25	0,02
8309/9 (C) (CQC)	0,50	-24,82	202,59	-0,58	1,06	0,00
8342/9 (C) (CQC)	1,24	38,32	188,24	0,62	1,38	0,08
8344/9 (C) (CQC)	0,82	42,55	223,67	1,29	1,02	-0,06
8346/9 (C) (CQC)	0,61	40,95	183,69	1,10	1,16	0,01
8347/9 (C) (CQC)	0,50	40,74	197,35	1,30	1,04	0,02
8386/9 (C) (CQC)	-0,28	-35,00	217,59	2,62	-0,04	-0,03
8387/9 (C) (CQC)	-0,47	-20,93	191,26	1,42	-0,10	0,08
8389/9 (C) (CQC)	0,22	-9,20	193,82	1,40	0,20	0,12
8391/9 (C) (CQC)	-0,41	-25,56	201,84	-0,56	-0,10	0,00
8424/9 (C) (CQC)	0,08	37,92	188,94	0,71	0,26	0,03
8426/9 (C) (CQC)	-0,43	41,94	225,19	1,36	-0,07	0,09
8428/9 (C) (CQC)	-0,40	40,50	184,87	1,17	-0,06	0,01
8429/9 (C) (CQC)	-0,43	40,39	199,10	1,38	-0,12	-0,02
8457/9 (C) (CQC)	-0,06	0,45	169,34	3,10	0,24	0,02
8458/9 (C) (CQC)	-0,27	-0,31	130,87	2,02	0,23	0,00
8459/9 (C) (CQC)	0,10	-0,59	168,58	1,36	0,64	0,03
8460/9 (C) (CQC)	2,06	3,53	242,98	1,72	1,59	0,07
8493/9 (C) (CQC)	0,96	-1,94	169,83	3,21	1,13	0,01
8494/9 (C) (CQC)	0,46	-2,80	131,27	2,09	1,04	0,00
8495/9 (C) (CQC)	0,45	-3,00	170,35	1,43	1,08	-0,00
8496/9 (C) (CQC)	0,72	1,10	245,28	1,80	1,19	0,01
8529/9 (C) (CQC)	1,81	33,41	210,24	3,42	1,48	0,01
8530/9 (C) (CQC)	0,07	37,56	145,94	2,97	0,61	-0,00
8531/9 (C) (CQC)	-0,25	37,20	145,45	2,47	0,26	0,00
8532/9 (C) (CQC)	0,04	32,69	181,27	1,83	0,32	0,01
8565/9 (C) (CQC)	0,88	33,23	209,96	3,44	1,28	0,06
8566/9 (C) (CQC)	0,59	37,37	145,64	2,98	1,22	0,03
8567/9 (C) (CQC)	0,55	36,98	144,60	2,48	1,19	0,00
8568/9 (C) (CQC)	1,14	32,43	179,36	1,84	1,31	0,02
8609/9 (C) (CQC)	86,28	-0,21	263,14	0,18	7,80	0,01
8613/9 (C) (CQC)	85,79	-0,22	238,92	0,22	3,44	0,02
8614/9 (C) (CQC)	79,23	-0,06	229,90	0,10	1,43	0,01
8616/9 (C) (CQC)	60,99	0,56	224,74	-0,00	1,96	0,13
8655/9 (C) (CQC)	1,54	0,55	223,24	0,02	5,21	-0,01
8656/9 (C) (CQC)	49,13	-0,25	240,46	0,25	4,27	-0,01
8658/9 (C) (CQC)	57,36	-0,28	263,78	0,20	5,19	-0,00
8660/9 (C) (CQC)	25,29	-0,02	230,03	0,08	4,46	-0,00
8696/9 (C) (CQC)	3,80	-0,12	223,16	0,38	5,36	0,14
8697/9 (C) (CQC)	47,64	0,40	243,30	-0,07	4,19	0,02
8699/9 (C) (CQC)	54,83	0,47	268,86	0,05	5,15	0,02
8701/9 (C) (CQC)	25,62	0,12	231,59	0,07	4,41	0,01

8734/9 (C) (CQC)	85,34	0,40	269,16	0,07	8,00	0,01
8738/9 (C) (CQC)	85,78	0,34	242,99	-0,05	3,59	-0,01
8739/9 (C) (CQC)	80,73	0,20	233,30	0,04	1,57	-0,00
8741/9 (C) (CQC)	63,65	-0,09	227,11	0,41	2,38	-0,02
Cas 9 (C) (CQC)	**G+P+EX**					
Somme totale	3851,80	1228,31	57953,21	325,56	579,58	10,42
Somme réactions	3469,21	6,65	41818,27	387505,39	-559375,79	30900,81
Somme efforts	3469,22	6,64	-41792,57	-387171,80	667020,87	30900,69
Vérification	6938,43	13,29	25,70	333,60	107645,08	61801,49
Précision	9,22254e-004	3,39721e-002				

5- Les reactions :

Cas	**1 - PP**					
Mode						
Somme totale	-0,00	0,00	22175,34	28,07	0,21	0,09
Somme réactions	-0,00	0,00	22175,34	205652,57	-325617,96	-0,00
Somme efforts	0,0	-0,00	-22175,34	-205652,57	325617,96	-0,00
Vérification	-0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00	-0,00
Précision	2,84499e-006	9,10516e-017				
Cas	**2 - G**					
Mode						
Somme totale	0,00	0,00	13395,79	21,16	-0,75	0,15
Somme réactions	0,00	0,00	13395,79	123766,56	-196248,38	-0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-13395,79	-123766,56	196248,38	0,0
Vérification	0,00	0,00	-0,00	-0,00	0,00	-0,00
Précision	2,81484e-006	1,97535e-017				
Cas	**3 - P**					
Mode						
Somme totale	-0,00	0,00	6234,20	11,25	0,11	0,19
Somme réactions	-0,00	0,00	6234,20	57918,78	-91331,03	-0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-6234,20	-57918,78	91331,03	0,0
Vérification	-0,00	0,00	-0,00	-0,00	0,00	-0,00
Précision	1,73038e-006	1,73363e-016				
Cas	**5 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X**					
Mode CQC						
Somme totale	3851,80	1228,31	16147,88	265,08	580,02	9,98
Somme réactions	3469,21	6,65	12,94	167,48	53821,58	30900,81
Somme efforts	3469,22	6,64	12,76	166,12	53823,49	30900,69
Vérification	6938,43	13,29	25,70	333,60	107645,08	61801,50
Précision	9,14864e-004	3,39721e-002				
Cas	**6 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y**					
Mode CQC						
Somme totale	1337,84	4497,88	15775,74	611,97	261,33	20,02
Somme réactions	6,80	3490,41	3,69	54404,83	111,30	51144,57
Somme efforts	6,64	3490,32	3,50	54406,40	113,60	51144,43

Vérification	13,44	6980,73	7,19	108811,23	224,90	102289,01
Précision	1,28265e-003	3,39721e-002				
Cas	**7 - 1.35G+1.5P**					
Mode						
Somme totale	-0,00	0,00	57372,33	83,34	-0,57	0,62
Somme réactions	-0,00	0,00	57372,33	531594,00	-841516,11	-0,01
Somme efforts	0,0	-0,00	-57372,33	-531594,00	841516,11	-0,00
Vérification	-0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00	-0,01
Précision	1,02363e-005	4,09632e-016				
Cas	**8 - G+P**					
Mode						
Somme totale	-0,00	0,00	41805,33	60,48	-0,43	0,44
Somme réactions	-0,00	0,00	41805,33	387337,91	-613197,37	-0,01
Somme efforts	0,0	-0,00	-41805,33	-387337,91	613197,37	-0,00
Vérification	-0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00	-0,01
Précision	7,39022e-006	2,84169e-016				
Cas	**9 - G+P+EX**					
Mode						
Somme totale	3851,80	1228,31	57953,21	325,56	579,58	10,42
Somme réactions	3469,21	6,65	41818,27	387505,39	-559375,79	30900,81
Somme efforts	3469,22	6,64	-41792,57	-387171,80	667020,87	30900,69
Vérification	6938,43	13,29	25,70	333,60	107645,08	61801,49
Précision	9,22254e-004	3,39721e-002				
Cas	**10 - G+P+EY**					
Mode						
Somme totale	1337,84	4497,88	57581,07	672,46	260,90	20,46
Somme réactions	6,80	3490,41	41809,02	441742,74	-613086,07	51144,57
Somme efforts	6,64	3490,32	-41801,83	-332931,51	613310,97	51144,43
Vérification	13,44	6980,73	7,19	108811,23	224,90	102289,00
Précision	1,29004e-003	3,39721e-002				
Cas	**11 - 0.8G+EX**					
Mode						
Somme totale	3851,80	1228,31	44604,79	304,46	579,58	10,18
Somme réactions	3469,21	6,65	28469,84	263702,79	-363671,49	30900,81
Somme efforts	3469,22	6,64	-28444,14	-263369,19	471316,56	30900,69
Vérification	6938,43	13,29	25,70	333,60	107645,08	61801,50
Précision	9,19391e-004	3,39721e-002				
Cas	**12 - 0.8G+EY**					
Mode						
Somme totale	1337,84	4497,88	44232,65	651,36	260,90	20,22
Somme réactions	6,80	3490,41	28460,59	317940,13	-417381,77	51144,57
Somme efforts	6,64	3490,32	-28453,40	-209128,90	417606,67	51144,43
Vérification	13,44	6980,73	7,19	108811,23	224,90	102289,00
Précision	1,28718e-003	3,39721e-002				
Cas	**13 - G+P-**					

	EX					
Mode						
Somme totale	-3851,80	-1228,31	25657,45	-204,59	-580,45	-9,55
Somme réactions	-3469,21	-6,65	41792,39	387170,43	-667018,95	-30900,82
Somme efforts	-3469,22	-6,64	-41818,09	-387504,03	559373,88	-30900,69
Vérification	-6938,43	-13,29	-25,70	-333,60	-107645,07	-61801,50
Précision	-9,07473e-004	-3,39721e-002				
Cas	**14 - G+P-EY**					
Mode						
Somme totale	-1337,84	-4497,88	26029,59	-551,49	-261,77	-19,59
Somme réactions	-6,80	-3490,41	41801,64	332933,08	-613308,68	-51144,58
Somme efforts	-6,64	-3490,32	-41808,83	-441744,31	613083,78	-51144,43
Vérification	-13,44	-6980,73	-7,19	-108811,23	-224,90	-102289,01
Précision	-1,27526e-003	-3,39721e-002				
Cas	**15 - 0.8G-EX**					
Mode						
Somme totale	-3851,80	-1228,31	12309,02	-225,69	-580,45	-9,78
Somme réactions	-3469,21	-6,65	28443,97	263367,82	-471314,65	-30900,81
Somme efforts	-3469,22	-6,64	-28469,66	-263701,42	363669,58	-30900,69
Vérification	-6938,43	-13,29	-25,70	-333,60	-107645,08	-61801,50
Précision	-9,10336e-004	-3,39721e-002				
Cas	**16 - 0.8G-EY**					
Mode						
Somme totale	-1337,84	-4497,88	12681,16	-572,59	-261,77	-19,82
Somme réactions	-6,80	-3490,41	28453,22	209130,48	-417604,37	-51144,58
Somme efforts	-6,64	-3490,32	-28460,41	-317941,71	417379,47	-51144,43
Vérification	-13,44	-6980,73	-7,19	-108811,23	-224,90	-102289,01
Précision	-1,27813e-003	-3,39721e-002				
Cas	**17 - G+P+1.2EX**					
Mode						
Somme totale	4622,16	1473,98	61182,79	378,57	695,59	12,42
Somme réactions	4163,05	7,98	41820,86	387538,89	-548611,47	37080,97
Somme efforts	4163,06	7,97	-41790,02	-387138,57	677785,57	37080,83
Vérification	8326,11	15,95	30,84	400,32	129174,09	74161,79
Précision	1,10523e-003	4,07665e-002				
Cas	**18 - G+P-1.2EX**					
Mode						
Somme totale	-4622,16	-1473,98	22427,87	-257,61	-696,45	-11,55
Somme réactions	-4163,05	-7,98	41789,80	387136,93	-677783,27	-37080,98
Somme efforts	-4163,06	-7,97	-41820,64	-387537,25	548609,18	-37080,83
Vérification	-8326,11	-15,95	-30,84	-400,32	-129174,09	-74161,80
Précision	-1,09045e-003	-4,07665e-002				
Cas	**19 - G+P+1.2EY**					
Mode						
Somme totale	1605,41	5397,46	60736,22	794,85	313,17	24,46

Somme réactions	8,17	4188,50	41809,75	452623,70	-613063,81	61373,48
Somme efforts	7,97	4188,38	-41801,13	-322050,23	613333,69	61373,32
Vérification	16,13	8376,88	8,63	130573,47	269,88	122746,80
Précision	1,54658e-003	4,07665e-002				
Cas	**20 - G+P-1.2EY**					
Mode						
Somme totale	-1605,41	-5397,46	22874,44	-673,89	-314,03	-23,59
Somme réactions	-8,17	-4188,50	41800,91	322052,12	-613330,94	-61373,49
Somme efforts	-7,97	-4188,38	-41809,53	-452625,59	613061,06	-61373,32
Vérification	-16,13	-8376,88	-8,63	-130573,48	-269,88	-122746,81
Précision	-1,53179e-003	-4,07665e-002				

6- Les déplacements :

- Cas: 5 (Sismique RPA 99 (2003) Dir. – masses _X) Modes actifs : 1..15; CQC

Noeud/Cas/Mode	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
2/ 5/ 1	0,4	0,0	0,0	-0,000	0,001	0,000
2/ 5/ 2	0,0	-0,1	0,0	0,000	0,000	-0,000
2/ 5/ 3	0,0	0,0	0,0	-0,000	0,000	-0,000
2/ 5/ 4	0,0	-0,0	-0,0	0,000	0,000	0,000
2/ 5/ 5	0,0	-0,0	-0,0	0,000	0,000	-0,000
2/ 5/ 6	0,0	0,0	-0,0	-0,000	0,000	-0,000
2/ 5/ 7	0,0	-0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
2/ 5/ 8	0,0	-0,0	0,0	0,000	0,000	-0,000
2/ 5/ 9	0,0	0,0	0,0	-0,000	0,000	-0,000
2/ 5/ 10	0,0	0,0	-0,0	-0,000	0,000	0,000
2/ 5/ 11	0,0	-0,0	-0,0	0,000	0,000	-0,000
2/ 5/ 12	-0,0	-0,0	0,0	0,000	-0,000	0,000
2/ 5/ 13	0,0	0,0	0,0	-0,000	0,000	0,000
2/ 5/ 14	0,0	-0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
2/ 5/ 15	0,0	0,0	0,0	-0,000	0,000	-0,000
2/ 5/ CQC	0,4	0,1	0,0	0,000	0,001	0,000
96/ 5/ 1	1,0	0,0	0,0	-0,000	0,001	0,000
96/ 5/ 2	0,0	-0,2	0,0	0,000	0,000	-0,000
96/ 5/ 3	0,0	0,1	0,0	-0,000	0,000	-0,000
96/ 5/ 4	0,1	-0,0	-0,0	0,000	0,000	0,000
96/ 5/ 5	0,0	-0,0	-0,0	0,000	0,000	-0,000
96/ 5/ 6	0,0	0,0	-0,0	-0,000	0,000	-0,000
96/ 5/ 7	0,0	-0,0	0,0	0,000	-0,000	0,000
96/ 5/ 8	0,0	-0,0	0,0	-0,000	-0,000	-0,000
96/ 5/ 9	0,0	0,0	0,0	0,000	-0,000	-0,000
96/ 5/ 10	0,0	-0,0	-0,0	0,000	0,000	0,000
96/ 5/ 11	0,0	0,0	-0,0	-0,000	-0,000	-0,000
96/ 5/ 12	-0,0	-0,0	0,0	0,000	-0,000	0,000
96/ 5/ 13	0,0	0,0	0,0	0,000	-0,000	0,000
96/ 5/ 14	0,0	-0,0	0,0	-0,000	-0,000	0,000
96/ 5/ 15	0,0	0,0	0,0	-0,000	-0,000	-0,000
96/ 5/ CQC	1,1	0,1	0,0	0,000	0,001	0,000
144/ 5/ 1	1,4	0,0	0,0	0,000	0,001	0,000
144/ 5/ 2	0,1	-0,2	0,0	0,000	0,000	-0,000
144/ 5/ 3	0,0	0,2	0,0	-0,000	0,000	-0,000
144/ 5/ 4	0,1	-0,0	-0,0	0,000	-0,000	0,000
144/ 5/ 5	0,0	-0,0	-0,0	-0,000	-0,000	-0,000
144/ 5/ 6	0,0	0,0	-0,0	-0,000	-0,000	-0,000
144/ 5/ 7	0,0	-0,0	0,0	0,000	-0,000	0,000

144/	**5/**	**8**	0,0	-0,0	0,0	-0,000	-0,000	-0,000
144/	**5/**	**9**	0,0	0,0	0,0	0,000	-0,000	-0,000
144/	**5/**	**10**	-0,0	-0,0	-0,0	0,000	0,000	-0,000
144/	**5/**	**11**	-0,0	0,0	-0,0	-0,000	-0,000	-0,000
144/	**5/**	**12**	-0,0	-0,0	0,0	0,000	-0,000	0,000
144/	**5/**	**13**	-0,0	-0,0	0,0	0,000	-0,000	-0,000
144/	**5/**	**14**	-0,0	-0,0	0,0	-0,000	-0,000	0,000
144/	**5/**	**15**	0,0	0,0	0,0	0,000	-0,000	-0,000
144/	**5/**	**CQC**	1,5	0,2	0,0	0,000	0,001	0,000
250/	**5/**	**1**	1,8	0,0	0,0	0,000	0,001	0,000
250/	**5/**	**2**	0,1	-0,3	0,0	0,000	0,000	-0,000
250/	**5/**	**3**	0,0	0,3	0,0	-0,000	0,000	-0,000
250/	**5/**	**4**	0,1	-0,0	-0,0	-0,000	-0,000	0,000
250/	**5/**	**5**	0,0	-0,0	-0,0	-0,000	-0,000	-0,000
250/	**5/**	**6**	0,0	0,0	-0,0	0,000	-0,000	-0,000
250/	**5/**	**7**	-0,0	-0,0	0,0	0,000	-0,000	-0,000
250/	**5/**	**8**	-0,0	0,0	0,0	-0,000	-0,000	0,000
250/	**5/**	**9**	-0,0	-0,0	0,0	0,000	-0,000	0,000
250/	**5/**	**10**	-0,0	-0,0	-0,0	-0,000	0,000	-0,000
250/	**5/**	**11**	-0,0	0,0	-0,0	-0,000	0,000	-0,000
250/	**5/**	**12**	-0,0	-0,0	0,0	0,000	-0,000	0,000
250/	**5/**	**13**	-0,0	0,0	0,0	-0,000	0,000	-0,000
250/	**5/**	**14**	-0,0	-0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
250/	**5/**	**15**	-0,0	0,0	0,0	0,000	-0,000	-0,000
250/	**5/**	**CQC**	1,9	0,3	0,0	0,000	0,001	0,000
326/	**5/**	**1**	2,1	0,0	0,0	0,000	0,001	0,000
326/	**5/**	**2**	0,1	-0,4	0,0	0,000	0,000	-0,000
326/	**5/**	**3**	0,0	0,3	0,0	-0,000	0,000	-0,000
326/	**5/**	**4**	0,0	-0,0	-0,0	-0,000	-0,000	0,000
326/	**5/**	**5**	0,0	-0,0	-0,0	-0,000	-0,000	-0,000
326/	**5/**	**6**	0,0	0,0	-0,0	0,000	-0,000	-0,000
326/	**5/**	**7**	-0,0	-0,0	0,0	-0,000	-0,000	-0,000
326/	**5/**	**8**	-0,0	0,0	0,0	-0,000	-0,000	0,000
326/	**5/**	**9**	-0,0	-0,0	0,0	0,000	-0,000	0,000
326/	**5/**	**10**	-0,0	0,0	-0,0	-0,000	0,000	0,000
326/	**5/**	**11**	-0,0	0,0	-0,0	0,000	0,000	-0,000
326/	**5/**	**12**	-0,0	-0,0	0,0	-0,000	0,000	0,000
326/	**5/**	**13**	0,0	0,0	0,0	-0,000	0,000	-0,000
326/	**5/**	**14**	0,0	-0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
326/	**5/**	**15**	-0,0	-0,0	0,0	0,000	0,000	-0,000
326/	**5/**	**CQC**	2,2	0,4	0,0	0,000	0,001	0,000
402/	**5/**	**1**	2,4	0,0	0,0	0,000	0,001	0,000
402/	**5/**	**2**	0,1	-0,5	0,0	0,000	0,000	-0,000
402/	**5/**	**3**	0,0	0,4	0,0	-0,000	0,000	-0,000
402/	**5/**	**4**	-0,0	-0,0	-0,0	-0,000	-0,000	0,000
402/	**5/**	**5**	-0,0	0,0	-0,0	-0,000	-0,000	0,000
402/	**5/**	**6**	-0,0	0,0	-0,0	0,000	-0,000	0,000
402/	**5/**	**7**	-0,0	-0,0	0,0	-0,000	0,000	-0,000
402/	**5/**	**8**	-0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
402/	**5/**	**9**	-0,0	-0,0	0,0	-0,000	0,000	0,000
402/	**5/**	**10**	0,0	0,0	-0,0	-0,000	0,000	0,000
402/	**5/**	**11**	0,0	0,0	-0,0	-0,000	0,000	-0,000
402/	**5/**	**12**	-0,0	-0,0	0,0	-0,000	-0,000	0,000
402/	**5/**	**13**	0,0	0,0	0,0	-0,000	0,000	0,000
402/	**5/**	**14**	0,0	-0,0	0,0	-0,000	0,000	-0,000
402/	**5/**	**15**	0,0	-0,0	0,0	-0,000	-0,000	0,000
402/	**5/**	**CQC**	2,5	0,4	0,0	0,000	0,001	0,000
478/	**5/**	**1**	2,6	-0,0	0,0	0,000	0,001	0,000
478/	**5/**	**2**	0,1	-0,5	0,0	0,000	0,000	-0,000
478/	**5/**	**3**	0,0	0,4	0,0	-0,000	0,000	-0,000
478/	**5/**	**4**	-0,1	0,0	-0,0	-0,000	-0,000	-0,000
478/	**5/**	**5**	-0,0	0,0	-0,0	-0,000	-0,000	0,000

478/	**5/**	**6**	-0,0	-0,0	-0,0	0,000	-0,000	0,000
478/	**5/**	**7**	0,0	0,0	0,0	-0,000	0,000	-0,000
478/	**5/**	**8**	0,0	-0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
478/	**5/**	**9**	-0,0	-0,0	0,0	-0,000	0,000	-0,000
478/	**5/**	**10**	0,0	0,0	-0,0	0,000	0,000	0,000
478/	**5/**	**11**	0,0	0,0	-0,0	-0,000	-0,000	-0,000
478/	**5/**	**12**	-0,0	-0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
478/	**5/**	**13**	0,0	0,0	0,0	0,000	-0,000	-0,000
478/	**5/**	**14**	0,0	0,0	0,0	-0,000	-0,000	-0,000
478/	**5/**	**15**	-0,0	-0,0	0,0	0,000	-0,000	0,000
478/	**5/**	**CQC**	2,7	0,5	0,0	0,000	0,001	0,000
554/	**5/**	**1**	2,8	-0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
554/	**5/**	**2**	0,1	-0,5	0,0	0,000	0,000	-0,000
554/	**5/**	**3**	0,0	0,5	0,0	-0,000	0,000	-0,000
554/	**5/**	**4**	-0,1	0,0	-0,0	-0,000	-0,000	-0,000
554/	**5/**	**5**	-0,0	0,0	-0,0	-0,000	-0,000	0,000
554/	**5/**	**6**	-0,0	-0,0	-0,0	0,000	-0,000	0,000
554/	**5/**	**7**	0,0	0,0	0,0	-0,000	0,000	0,000
554/	**5/**	**8**	0,0	-0,0	0,0	0,000	0,000	-0,000
554/	**5/**	**9**	0,0	0,0	0,0	-0,000	0,000	-0,000
554/	**5/**	**10**	0,0	-0,0	-0,0	0,000	0,000	-0,000
554/	**5/**	**11**	-0,0	0,0	-0,0	-0,000	-0,000	-0,000
554/	**5/**	**12**	-0,0	-0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
554/	**5/**	**13**	-0,0	-0,0	0,0	0,000	-0,000	-0,000
554/	**5/**	**14**	-0,0	0,0	0,0	-0,000	-0,000	-0,000
554/	**5/**	**15**	-0,0	-0,0	0,0	-0,000	-0,000	0,000
554/	**5/**	**CQC**	2,9	0,5	0,0	0,000	0,000	0,000