

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.
Option : Construction Civile et Industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment R+5 + ETAGE DE
SERVICE à usage d'habitation et
commercial

Dirigé par :

M^r :

Réalisé par :

Demiche Thilleli

Djerdi Amel

Promotion :

2022*2023

Remerciements

Nous tenons à remercier Dieu, tous puissant de nous avoir donné la santé, le courage et la volonté d'effectuer ce modeste travail.

Nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années.

*Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de Monsieur **Iddir**, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa confiance, ses remarques et ses conseils, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.*

Nous remercions également le personnel de la bibliothèque de GENIE CIVIL, pour leur disponibilité.

On voudrait également remercier les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail.

Enfin, Merci à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et d'avoir participé à faire de ces années, une expérience inoubliable.

DEDICACES

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail à :

A MOI-MEME

Mes très chers parents, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour leur patience illimitée, leur encouragement, leur aide, en témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grands sacrifices, que dieu les protèges.

A mon très cher mari KARIM pour sa présence a mes cotes, pour son amour, soutien et patience.

A ma chère sœur NINA et mes chers frères LOUNES et MAZIGH pour leurs grands amours et leurs soutiens, qu'ils trouvent ici l'expression de ma haute gratitude, que dieu garde notre fraternité pour toujours.

A ma petite nièce chérie Nilya

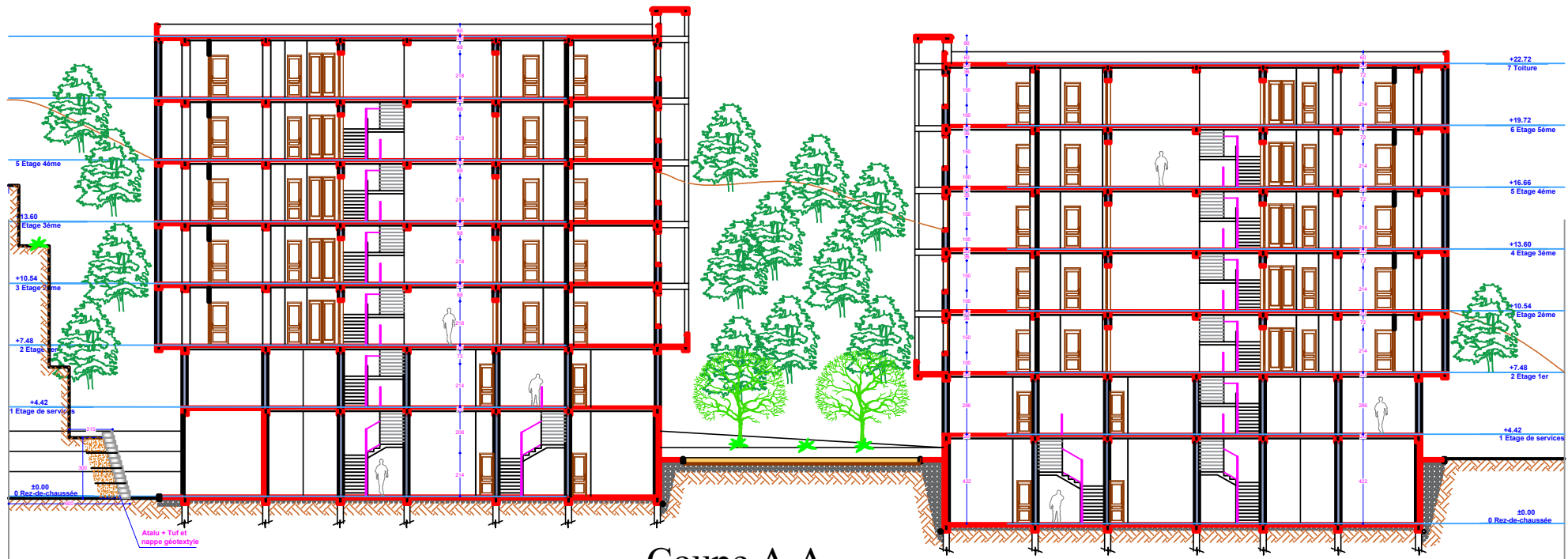
Ma grande mère, mes beaux-parents que dieu les protèges

Mes très chères tantes.

Mes chers cousins et cousine Ghania.

*A mes chères amies, mes confidentes «MALIA, LYNDA, »
En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble.*

Thilleli



Coupe A.A

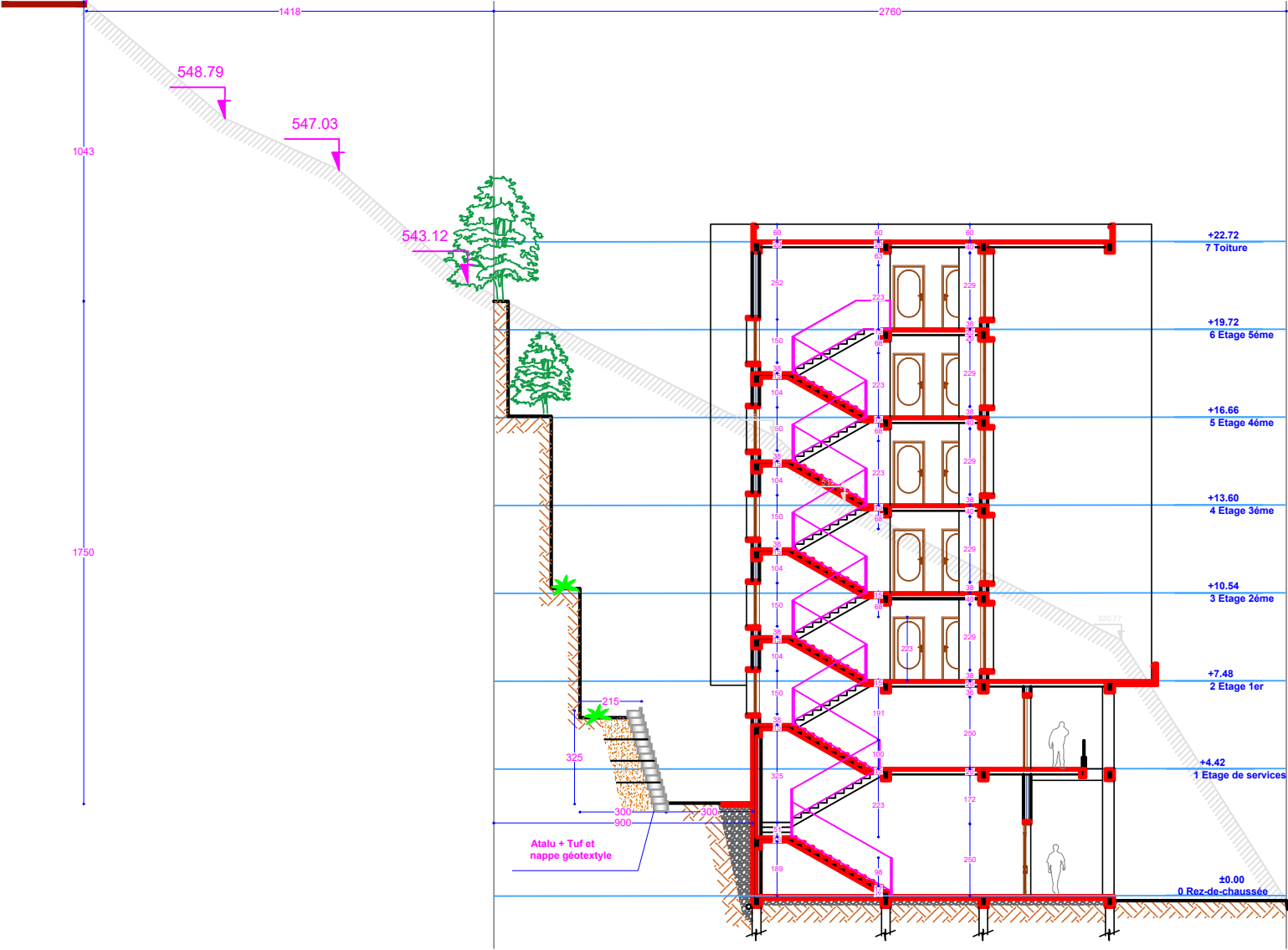


SARL BEL RY LYN PROMO Gérant : Mr BELKESSAM KAMEL Makouda	
LE PATIO PROJET DES BUREAUX D'ARCHITECTURE & D'URBANISME	
30 Logements Publics Aidés POS N 01 - Makouda - TIZI OUZOU	
TIZI-OUZOU	MAKOUDA - MAKOUDA VILLAGE ZAICHENE
EXECUTION	ARCHITECTURE
COUPE A-A	
DATE	15/01/2020
SCALE	1:01.00



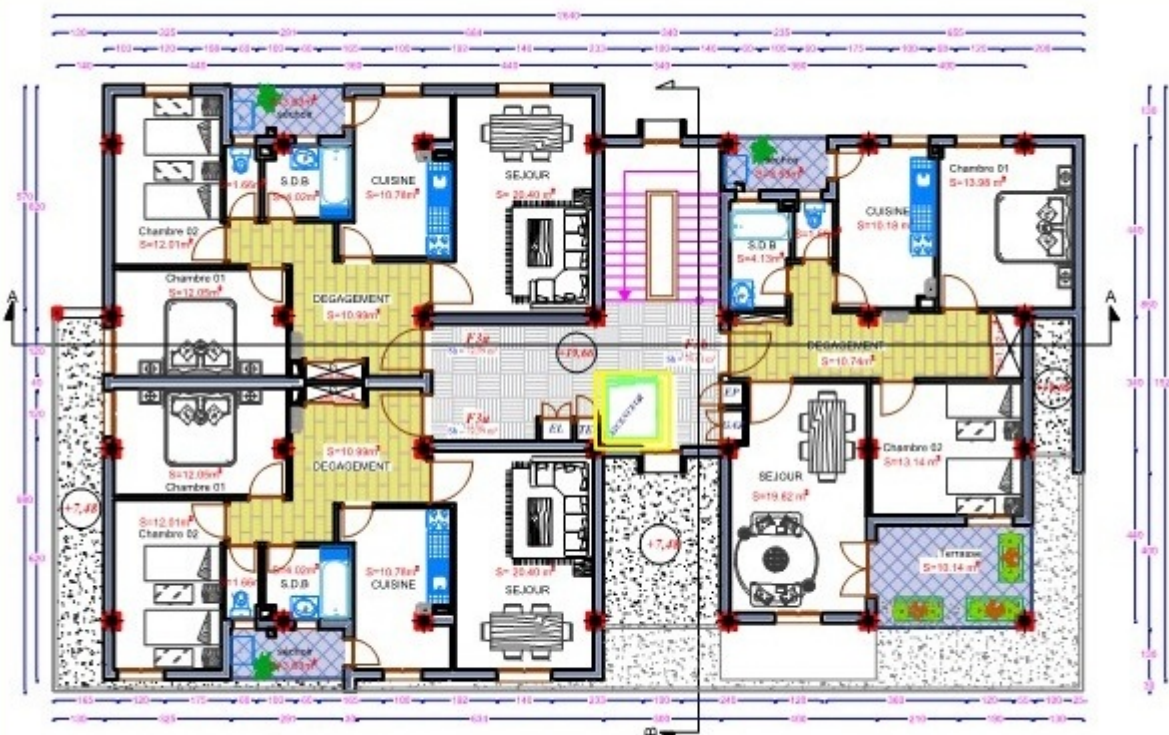
Piste Existante

552.85

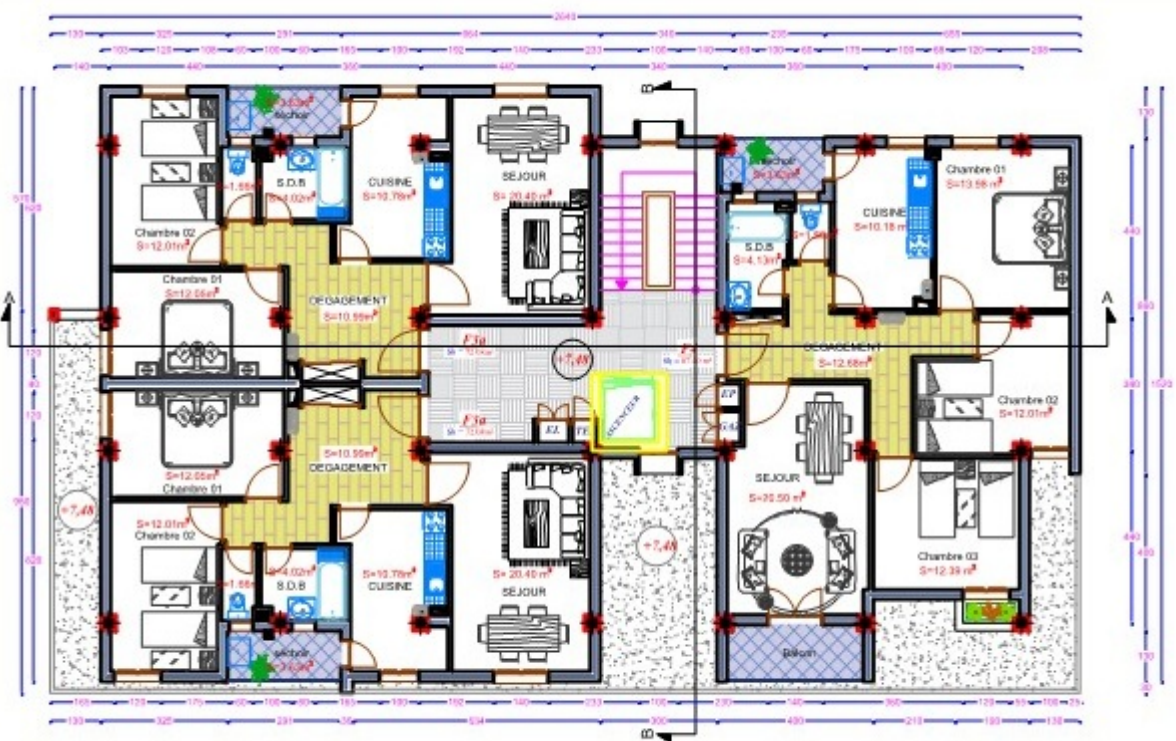


SARL BEL RY LYN PROMO Gérant : Mr BELKESSAM KAMEL TIZ OUZOU			
LE PATIO GROUPE DES BUREAUX D'ARCHITECTURE & D'URBANISME 20111 VILLE DE SIDI BEL ABDELKADIM - BOUENNA 20121 BOUENNA - BOUENNA BOULEVARD DE L'INDEPENDANCE 11000 TIZ OUZOU			
BEDIA ABDELBASSET - ARCHITECTE			
30 Logements Publics Aidés POS N 01 - Makouda - TIZ OUZOU			
TIZ OUZOU	MAKOUDA	MAKOUDA	VILLAGE_IZACHENE
EXECUTION		ARCHITECTURE	
COUPE B-B			
DATE: 28/07/2020	SCALE: 1/50		
SARL LPA.dwg		SARL BEL RY LYN	
1.01.00			

Les droits sur la propriété des auteurs et sur tous les droits réservés, toutes les copies sont interdites sans autorisation expresse. Tous droits réservés par les lois en vigueur.



BLOC B / 5eme étage



BLOC B / étage courant (1-4)

Table des matières

Plan d'architecture de l'ouvrage.

- ❖ Façade principale
- ❖ Coupe A-A
- ❖ Plan RDC
- ❖ Plan étage de service
- ❖ Plan d'étage courant
- ❖ Plan d'étage terrasse

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I.1 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2 Caractéristiques géométriques.	2
I.3 Eléments de l'ouvrage.....	2
I-4 Etude géotechnique du sol	3
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
I.6 Protection des armatures	10
Conclusion.....	10

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments.

II.1 Pré-dimensionnement du plancher (En corps creux).....	11
II.2 pré-dimensionnement des poutres.	12
II.3 Dalles pleine.	14
II.4 Pré-dimensionnement des voiles.	15
II.5 pré dimensionnement des poteaux.....	17
II.6 Détermination des charges et des surcharges.	19
II.7 Loi de dégression.....	23
➤ Vérifications des sections selon le RPA 2003	25
➤ Vérification au flambement	25

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux.

III.1 L'acrotère.....	28
III.1.1 Calcule des sollicitations	29
III.1.2 Schéma statique	29
III.1.3 Combinaison de charge	29
III.1.4 Ferrailage.....	30
III.1.5 Vérification a l'ELU.....	31
III.1.6 Vérification a l'ELS	34
III.1.7 Vérifications de l'acrotère au séisme.	35
III.1.8 Conclusion	35
III.2 Les planchers	36
III.2.1 Introduction.....	36
III.2.2 Calcul et ferrailage de la dalle de compression.....	36
III.2.3 Calcule des armatures.....	37
III.2.4 Calcule des poutrelles.....	38
III.2.4.a Dimensionnement	38
III.2.4.b Etude des poutrelles	38
III.2.4.b.1 Evaluation de charges et surcharges.....	40
III.2.5.1 Etude de plancher étage de service.....	41.
III.2.5.1.a Calcul des armatures.....	43
III.2.5.1.b Vérification à l'ELU.....	54
III.2.5.1.c Vérification à l'ELS.....	57
Conclusion	62
III.2.5.2 Etude de plancher étage courant.....	63
III.2.5.2.a Calcul des armatures.....	64
III.2.5.2.b Vérification à l'ELU.....	75
III.2.5.2.c Vérification à l'ELS.	78
Conclusion.....	83

III. 3 Balcon.	84
III.3.1 Balcons sur deux appuis	84
III.3.1.a Evaluation des charges.	84
III.3.1.b Calcul des sollicitations à l'ELU.....	84
III.3.1.c Ferrailage.....	85
III.3.1.d Espacement des armatures.....	86
III.3.1.e Vérifications à l'ELU.	86
III.3.1.f Vérifications à l'ELS.	86
III.3.2. Balcons a trois appuis.....	89
III.4.La salle machine.....	96
III.4.1 Introduction.....	96
III.4.2 Dimensionnement.....	96
III.1.3 Calcul des sollicitations.....	97
III.1.4 Vérification.....	102
Conclusion	108
III.5.L'escalier.	109
III.5.1 Définition.....	109
III.5.2 Dimensionnement.....	110
III.5.3 Détermination des charges et surcharges.	111
III.5.4 Calcul à l'ELU.	112
III.5.5 Combinaisons de charges.....	
III.5.6 Vérification à l'ELU.....	117
III.5.7 Calcul à l'ELS.	119
III.5.8 Vérification à l'ELS.	122
III.5.9 Conclusion.....	124

Chapitre IV : Vérifications des exigences du RPA 99 modifiée 2003.

IV.1 Introduction.....	125
IV.2 Vérification de la période et les modes de vibrations.....	128
IV.3 Vérification de l'effet de la torsion d'axe.....	130
IV.4 Vérification de la participation de la masse modal.....	132
IV.5 Vérification des déplacements relatifs.....	134
IV.6 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	136
IV.7 Vérification de l'effet du 2eme ordre.....	141
IV.8 Vérification de l'effort normal réduit.....	142

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux.

V.1 Les poteaux	147
V.1.1 Introduction.....	147
V.1.2 Recommandations du RPA 99/2003 (Article 7.5.2).....	147
V.1.3 Calcule de ferrailage.....	149
a. Armatures longitudinales	128
b - Armatures transversale.....	
➤ Vérification a l'ELU.....	156
➤ Vérification a l'ELS	160
-Conclusion.....	165
-Schéma de ferrailage des poteaux.....	165
V.2 Les poutres.....	168
V.2.1 Introduction.....	168
V.2.2 Recommandation du RPA 99/2003 (Art 7.4.2).....	168
V.2.3 Calcul de ferrailage.....	170
a. Armatures longitudinales.....	
b. Armatures transversales	
V.2.4 Vérification a l'ELU	173
V.2.5 Vérification a l'ELS	178

V.3 Les Voiles.....	181
V.3.1 Combinaison d'action.....	181
V.3.2 Ferrailage des voiles.....	181
V.3.3 Comportement d'un voile.....	182
V.3.4 Exposé de la méthode.....	182
V.3.5 Vérifications	186
Exemple de calcul.....	187
V.3.6 Tableaux de ferrailage.....	

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.1 Introduction.....	193
VI.2 Etude géotechnique du sol.....	193
VI.3. Choix du type de fondations.....	193
VI.4. Calcul du radier.....	196
a) Pré-dimensionnement.....	196
b) Détermination des efforts a la base.....	199
c) Vérifications.....	201
VI.5 Etude de la dalle.....	204
-Ferrailage de la dalle du radier.....	207
-Vérifications à l'ELU.....	208
-Vérification des contraintes à l'ELS.....	208
VI.6 Etude de la nervure.....	209
- Ferrailage de la nervure.....	212
-Vérifications à l'ELU.....	223
-Armatures de peau	224

Conclusion Générales.....

Reference bibliographiques

Listes des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Diagramme des contraintes-déformations à l'ELU	7
Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS	9
Figure I.3 : Diagramme Contrainte-Déformation d'acier	12

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux	17
Figure II.2 : coupes de voile en élévation	
Figure II.3 : coupes de voile en plan.....	
Figure II.4: Coupe du plancher terrasse en corps creux (inaccessible)	19
Figure II.5: coupe verticale d'un plancher d'étage courant en corps creux	20
Figure II.6: coupe verticale d'un mur extérieur.....	
Figure II.7: coupe verticale d'un mur intérieur.....	
Figure II.8: coupe d'un poteaux.....	

Chapitre III : Calcule des éléments non structuraux

Figure III.1.1: Coupe verticale de l'acrotère	29
Figure III.1.2 : schéma statique de calcule de l'acrotère.....	30
Figure III.1. 3: Section rectangulaire soumise à la flexion composé	33
Figure. III.2.1: Coupe du plancher corps creux.....	37
FigureIII.2.2 : Surface revant aux poutrelles.....	40
Figure III.2.3: Treilles soudés.....	45
Figure III.2.4: Schéma statique de poutrelles.....	46
Figure III.2.5: L'évaluation des moments dans les différents appuis	48
Figure III.2.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	49
Figure III.2.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	51
Figure III.2.8 : L'évaluation des moments dans les différents appuis	55
Figure III.2.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	57
Figure III.2.10 : Diagramme des efforts tranchant.....	58
Figure III.2.11 : Disposition des armatures en section Té.....	59
Figure III.2.12: L'évaluation des moments dans les différents appuis.....	60

Figure III.2.13 : Diagrammes des moments fléchissant ELU (KN).....	63
Figure III.2.14 : Diagrammes des efforts tranchants ELU (KN).....	7
Figure III.2.15 : L'évaluation des moments dans les différents appuis.....	74
Figure III.2.16 : Diagrammes des moments fléchissant ELU (KN).....	
Figure III.2.17 : Diagrammes des efforts tranchants ELU (KN).....	
Figure III.2.18 : Disposition des armatures en section Té	78
Figure III.3.1 : Dalle sur deux appuis.....	79
Figure III.3.2 : Schéma de ferrailage sur deux appuis (balcon).....	
Figure III.3.3 : Schéma statique du balcon sur trois appuis.....	
Figure III.4.1 . Schéma statique de la salle machine.....	
Figure III.4.2 . Distribution des moments sur le panneau.....	
Figure III.5.1 : Schéma général d'une volée.....	
Figure III.5.2 : Schéma statique d'escalier.....	
Figure III.5.3 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	
Figure III.5.6 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	
Figure III.5.7 : schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS.....	
Figure III.5.8 : Diagramme des efforts interne à l'ELS.....	
Figure III.5.10 : Plan de ferrailage de l'escalier.....	

Chapitre IV : Vérification des conditions de RPA

Figure IV.1 : détermination des charges verticales et horizontales	109
Figure IV.2 : La période de la structure pour les différents modes	110
Figure IV.3 : L'excentricité	11
Figure IV.4 : Pourcentage de participation de la masse nodale	
Figure IV.5 : Poids de la structure.....	
Figure IV.6 : Efforts tranchant.....	
Figure IV.7 : Les efforts normaux de la structure.....	123

Chapitre V : : Ferrailage des éléments

Figure V.1.1 : La zone nodale des poteaux	134
Figure V.1.2 : Schéma de calcul en flexion composée	135
Figure V.1.3 : Caractéristique et sollicitation de la section	135
Figure V.1.4 : Affichage des résultats	160
Figure V.2.1 : Disposition des armatures SDA.....	
Figure V.2.2 : Zone nodale.....	
Figure V.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	
Figure V.3.2 : Coupe du voile longitudinale.....	

Chapitre VI : l'étude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Représentation du radier	173
Figure VI.2 : Coupe verticale du radier	187
Figure VI.3 : Diagramme des contraintes.....	189
Figure VI.4 : Représentation des charges trapézoïdales.	194
Figure VI.5 : Présentation du chargement simplifié	195
Figure VI.6 : Répartition triangulaire.	196
Figure VI.7 : Présentation des chargements simplifiés.....	197
Figure VI.8 : Chargement de la nervure a l'els sens xx.....	
Figure VI.9 : Chargement de la nervure a l'elu xx.....	
Figure VI.10 : Chargement de la nervure a l'els yy.....	
Figure VI.11 : Chargement de la nervure a l'elu yy.....	
Figure VI.12 : Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELU sens x-x	19
Figure VI.13 ; Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELU sens x-x.....	199
Figure VI.14 : Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELS sens x-x.....	200
Figure VI.15 : Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELS sens x-x.....	
Figure VI.16 : Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELU sens y-y.....	
Figure VI.17 : Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELU sens y-y.....	
Figure VI.18 : Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELS sens y-y.....	
Figure VI.19 : Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELS sens y-y.....	

Liste des tableaux

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1: Limite d'élasticité des aciers utilisés	11
---	----

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Tableau II-1 : Vérification aux exigences du RPA.....	19
Tableau II-2 : Détermination du poids propre du plancher terrasse.....	
Tableau II.3 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant.....	20
Tableau II.4: Charges revenant aux murs extérieurs.....	20
Tableau II-5 : Charges revenant aux murs intérieurs.....	
Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaire.....	
Tableau II.7 : Les valeurs des coefficients $(3+n/2n)$	
Tableau II.8 : Déterminations des sections des poteaux.....	
Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.....	
Tableau II.10 : Vérifications au flambement.....	

Chapitre III: Calcule des éléments non structuraux

Tableau III.3.1: Les résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	
Tableau III.3.2 Vérification de contrainte de compression dans le béton.....	
Tableau III.3.3 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.	
Tableau III.4.1. Ferrailage de la salle machine.....	
Tableau III-5-1 : Charges permanentes du palier.....	
Tableau III-5-2 : Charges permanentes de la volée.....	

Chapitre IV : Vérification des conditions de RPA

Tableau IV.1 : Pourcentages charges verticales et horizontales reprise par les voiles et portique	
Tableau IV.2: Vérification de l'excentricité	114
Tableau IV.3 : Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y	116

Tableau IV.4: récapitulatif des paramètres.....	120
Tableau IV.5: Vérification de l'effet du 2 ^{ème} ordre (l'effet $P\Delta$).....	122

Chapitre V : : Ferrailage des éléments

Tableau V.1.1: Situation durable et accidentelle.....	
Tableau V.1.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA.....	
Tableau V.1.3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens longitudinal.....	
Tableau V.1.4: Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal.....	
Tableau V.1.5 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.....	
Tableau V.1.6: Délimitation de la zone nodale.....	
Tableau V.1.7: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	
Tableau V.1.8: Vérification de la condition de non fragilité.....	
Tableau V.1.9: Vérification des contraintes à L'ELS.....	
Tableau V.1.10: Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal.....	
Tableau V.2.1: Ferrailage des poutres principales (30X40) loin des voiles.....	
Tableau V.2.2: Ferrailage des poutres principales (30X40) adhérentes aux voiles.....	
Tableau V.2.3: Ferrailage des poutres secondaires (25X 35) loin des voiles.....	
Tableau V.2.4: Ferrailage des poutres secondaires (25X 35)adhérentes aux voiles.....	
Tableau V.2.5: Ferrailage des poutres de chaînage (25X 35).....	
Tableau V.2.6: Ferrailage des poutres palières (25X 35).....	
Tableau V.2.7: Vérification du ferrailage des poutres principales adhérentes aux voiles	
Tableau V.2.8: Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérentes aux voiles...	
Tableau V.2.9: Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérentes aux voiles.....	
Tableau V.2.10 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérentes aux voiles..	
Tableau V.2.11: Vérification du ferrailage des poutres de chaînage.....	
Tableau V.2.12: Vérification du ferrailage des poutres palières.....	
Tableau V.3.1: Ferrailage voiles xx.....	
Tableau V.3.2: Ferrailage voiles yy.....	

Chapitre VI : l'étude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voile selon les sens.....	169
--	-----

Tableau VI.2 : Résultat des charges verticales de chaque poteau	169
Tableau VI.3 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier	170
Tableau VI.4 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens longitudinal	180
Tableau VI.5 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens transversale	184
Tableau VI.6 : Récapitulatif des moments de la dalle.	184
Tableau VI.7 : Récapitulatif du ferrailage de la nervure.	186

Introduction générale

Introduction générale :

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de construction. Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

De toutes les catastrophes naturelles, les secousses sismiques ont les effets les plus destructeurs ; le séisme est donc, en tant que chargement dynamique, la plus importance et la plus dangereuse action à considérer dans le cadre de la conception et le calcul des structures.

Le règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003) donne une ligne de conduite à respecter pour obtenir un niveau de sécurité satisfaisant, les calculs seront donc conformes à ses règles ainsi qu'aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), (BAEL91), de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Nous allons procéder à l'étude d'un bâtiment constitué d'un RDC+5 +Entre sol à usage d'habitation et commercial en respectant le règlement parasismique algérien (RPA99/VERSION 2003), afin d'assurer la résistance de cet ouvrage contre le séisme et toutes les actions extérieures.

Nous allons commencer notre travail par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers...)

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations.

Au dernier chapitre nous nous intéresserons à l'étude de l'infrastructure. Au final, nous terminerons par une conclusion générale.

Introduction :

Le projet à étudier, comme tout ouvrage en Génie Civil doit être calculé de façon à assurer sa stabilité qui est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles....) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques; et d'assurer la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, nous nous baserons sur des règlements (BAEL91, RPA99/modifiée2003 et le CBA93) et des méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I-1-présentation de l'ouvrage :

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cursus nous avons choisi d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+5+etage de service) à ossature en portiques et voiles, à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage est implanté à MAKOUUDA wilaya de Tizi Ouzou, classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) comme étant une zone de sismicité moyenne (zone IIa) le bâtiment est composé de :

- RDC à usage commercial.
- Etage de service.
- Cinq étages à usage d'habitation.
- une cage d'escalier.
- une cage d'ascenseur.

Nos calculs respecteront les règlements en vigueur ; à savoir :

- Règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003) ;
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé (BAEL91/modifiées.99) ;
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2): charges permanentes et charges d'exploitation ;
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre bâtiment a pour dimensions :

❖ En plan :

- ✓ Longueur totale : $L = 24.90 \text{ m}$
- ✓ Largeur totale : $l = 15.20 \text{ m}$

❖ En élévation :

- ✓ Hauteur totale (plancher) $H_T = 22.78 \text{ m}$
- ✓ Hauteur du RDC $H_{RDC} = 4.42 \text{ m}$
- ✓ Hauteur de l'étage courant $H_E = 3.06 \text{ m}$

I-3- Eléments de l'ouvrage :

a) la superstructure : est composée de :

- L'ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales

- Les planchers : sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- ✓ Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- ✓ Plancher en dalle pleine coulée sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poteaux. Dans notre projet elles sont prévues dans la salle machine, dans les paliers de repos des escaliers.

- Escaliers : se sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre; le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers réalisée en béton armé coulé sur place.

- La maçonnerie : Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 15cm d'épaisseur (partie extérieure) et 10cm d'épaisseur

(partie intérieure) séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

- Les revêtements :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de Façade extérieure ;
- Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et plafonds ;
- Carrelage pour les planchers et escaliers ;
- Céramique pour les cuisines et salles d'eaux

- Porte-à-faux :

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

- ferme sur toiture :

c'est un élément constituant la toiture, non déformable supportant le poids de cette dernière.

b) L'infrastructure : est constituée de :

- Fondations : la fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception découle une bonne tenue de l'ensemble, ces principaux rôles peuvent être décrits comme suit :

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts du sol (la descente des forces).
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.
- Etre un organe de liaison entre la structure et le terrain.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un cout minimum.

- Mur plaque : est un mur qui est plaqué contre les poteaux.

I-4- Etude géotechnique du sol :

Par absence de rapport de sol on prend les caractéristiques suivant:

- Une contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Un type du sol de nature: S_2 :ferme.

I-5- CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIEUX :**- Béton :**

Le béton est un mélange optimal de :

- Liants (ciments artificiels)
- Granulats (sables, gravillons, graviers...)
- Eau de gâchage.
- Eventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...)

Il sera dosé à 350kg/m³ de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton présente des résistances a la compression assez élevées ; de l'ordre de 25 à 40MPa, mais faibles à la traction.

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

❖ **Résistance caractéristique à la compression :**
(BAEL91/A.2.1,11)

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

$$f_{cj} = j(4.76 + 0.83 \times j) \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = j(4.76 + 0.83 \times j) \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ **Résistance caractéristique a la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \rightarrow t \text{ (BAEL91/Art. 2. 1, 12).}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

❖ **Module de déformation longitudinal du béton :**

•**Module de déformation longitudinal instantané du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A. 2.1.21/ BAEL 91})$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa

Nous avons : $E_{i28} = 32164.2$ MPa

•**Module de déformation longitudinal différé du béton :**

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, nous utilisons le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

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

Pour notre cas : $f_{c28} = 25$ [MPa] $\Rightarrow E_{v28} = 10819$ [MPa].

❖ **Module de déformation transversale :** qui est noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

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

Avec : E : module de Young
 ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$
 $\Delta d / d$: déformation relative transversale
 $\Delta L / L$: déformation relative longitudinale

❖ **Coefficient de poisson :** c'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale : $\nu = \Delta d / d \div \Delta l / l$

Il est pris égal à : $\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations

(Art A. 2.1. 3, BAEL 91)

❖ **Fluage du béton :** c'est le phénomène de déformation dans le temps sous

une charge fixe constamment appliquée. Cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée. Le fluage varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

❖ **Phénomène du retrait** : c'est la diminution de longueur d'un élément de béton, il est dû notamment au :

- Retrait avant prise : qui est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton ;
- Retrait thermique : dû au retour de béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de la prise de prise du béton ;
- Retrait hydraulique : dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

❖ **Dilatation thermique** : le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5} (Art 3.1,33/BAEL 91) , pour une variation de ± 10 °C on obtient $\Delta L = \pm 2\text{‰} \times L$.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendre une dilatation.

Pour éviter des dommages structuraux dus à ce phénomène, nous placeons régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25 à 50 m selon la région.

❖ **Etat limite de contrainte de béton** :

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

- **Etats limites ultimes (E.L.U)** : sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / \gamma_b \quad (\text{Art A.4.3,41/BAEL 91})$$

γ_b : Coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1.5$: *situation courante*

$\gamma_b = 1,15$: *situation accidentelle*

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24h$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h

$\theta=0.85$: si la durée d'application est inférieure à une heure (1h)

▪ Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, nous aurons $f_{bu} = 14.2$ [MPa]

▪ Pour $\gamma_b=1.15$ et $\theta=1$, nous aurons $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

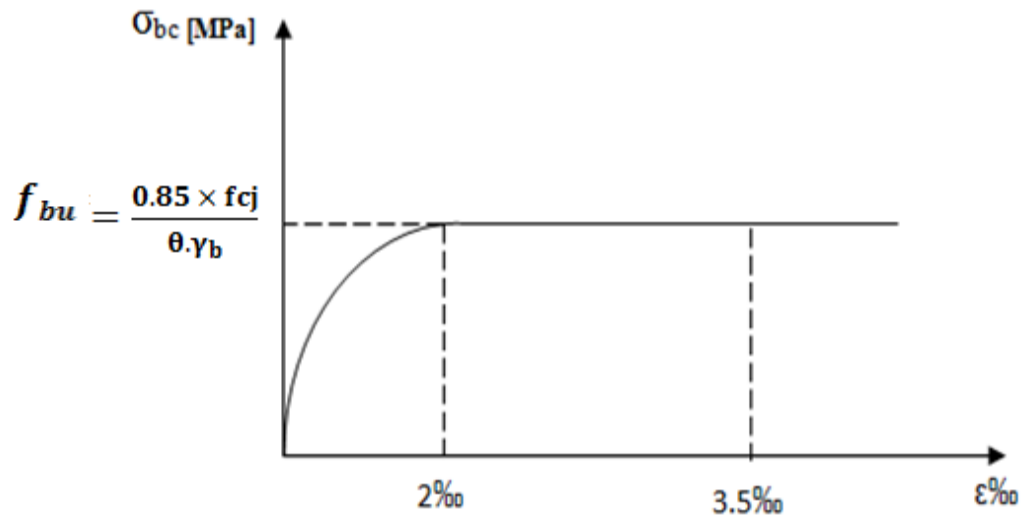


Figure I-1- diagramme des contraintes de déformation à l'ELU

• **Etats limites de services (E.L.S)** : ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites ;

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \text{Art (A.4.5, 2/ BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$ à l'ELS.

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

(Art 5.1,2.11/BAEL 91)

- La masse volumique du béton est égale à 25kN/m^3

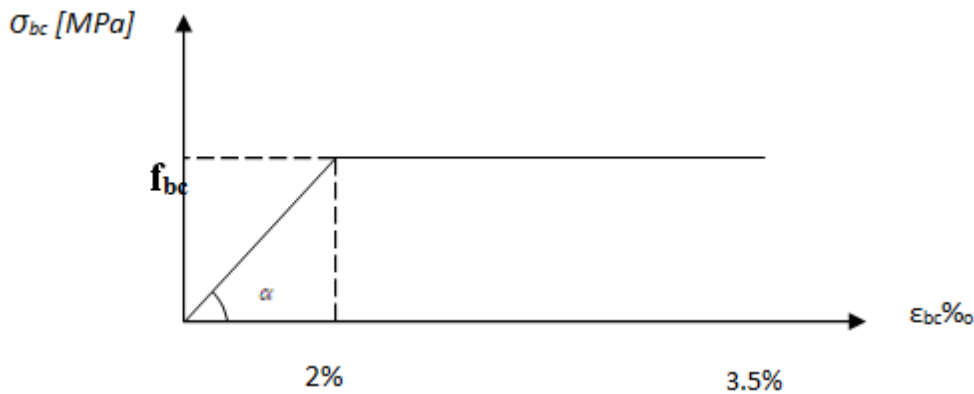


Figure I-2- diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

- Acier :

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 MPa.

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures a savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence [feE400] fe = **400 MPa**

Treillis soudés [TL 520] fe = **520 MPa**

Tel que : fe : est la limite d'élasticité de l'acier.

Nous définissons les aciers par:

❖ Module d'élasticité longitudinal:

à l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

Es= 2. 10⁵ MPa. Art (A.2.2,1 BAEL 91).

La déformation à la limite élastique est voisine de 2% et cela en fonction de la limite d'élasticité.

❖ Contrainte limite ultime des aciers : elle est définie par la formule

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

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- fe: Limite d'élasticité garantie.

- γ_s : coefficient de sécurité
 $\gamma_s=1,15$ pour les situations durables.
 $\gamma_s= 1$ pour les situations accidentelles.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 500\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ MPa}$

Tableau I-1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

❖ **Contrainte ultime de service des aciers** : afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

Nous distinguons trois (03) cas de fissurations :

Fissuration peu nuisible : dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e \quad \text{Art. (A.4.5, 32 BAEL91).}$$

Fissuration préjudiciable : lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right\} \quad \text{Art. (A.4.5, 33 BAEL91).}$$

Fissuration très préjudiciable : cas des éléments exposés à un milieu agresseur (eau de mer).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right\} \quad \text{Art. (A.4.5, 34 BAEL91).}$$

Avec:

f_{ij} : résistance caractéristique du béton à la traction

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les HA ($\varphi \geq 6\text{mm}$)

$\eta = 1,6$ pour les HA ($\varphi < 6\text{mm}$)

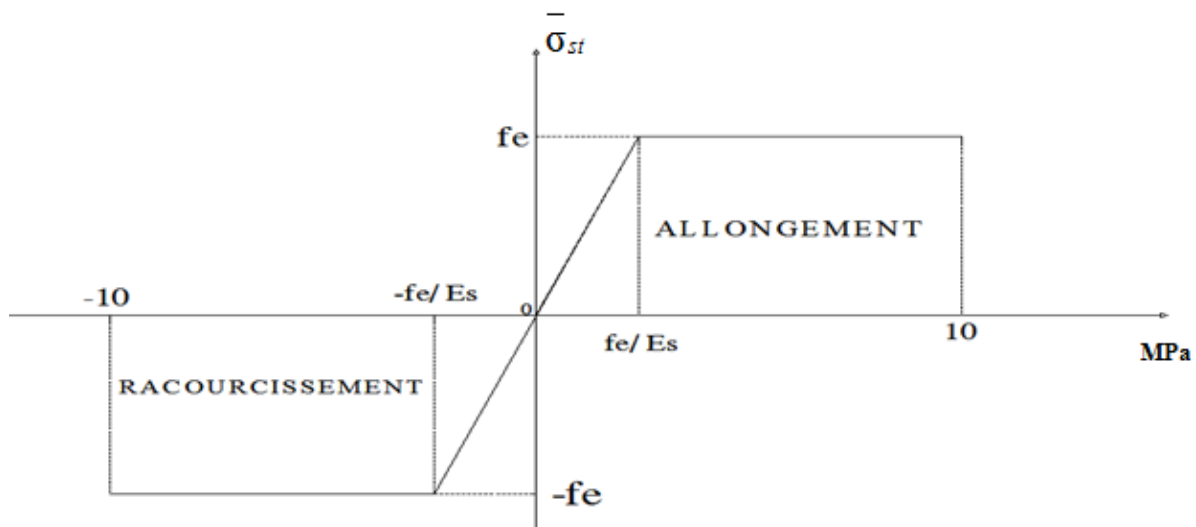


Figure I-3- Diagramme de calcul de contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S.

I-6-Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91) :

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage

Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

- $3 \leq C \leq 5 \text{ cm}$: pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou au tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;
- $1 \leq C \leq 3 \text{ cm}$: pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- $C \leq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Coffrage :

Nous optons pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques (poteaux et poutres).

CONCLUSION :

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du **BAEL91/modifiées.99**, et les Règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**)

INTRODUCTION :

Après avoir déterminé les caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments qui a pour but de pré dimensionner des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification.

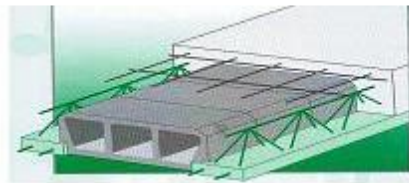
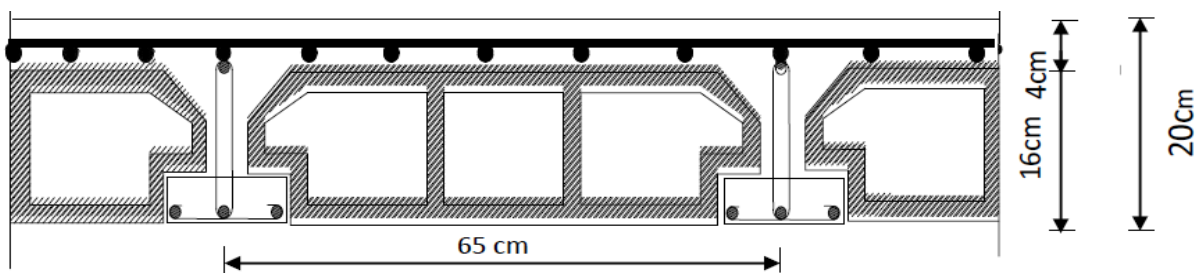
II.1. Pré dimensionnement des planchers :**II.1.1. Plancher en corps creux :**

Fig. II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

• Pré dimensionnement du plancher:

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :
(article B.6.8,4 24/BAEL 91)

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

- L_{max} : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.
- h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Dans notre cas : $L=440-25=415\text{cm}$

Nous aurons donc :

$$h_t = \frac{415}{22,5} = 18,44 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

- Les poutrelles sont disposées dans le sens transversal Y-Y.

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

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

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : portée maximum entre nus d'appuis

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{b > 20 \text{ cm} ; h > 30 \text{ cm} ; h/b < 4} \quad (\mathbf{RPA 99/ Art 7.5.1})$$

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées Perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres Secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

A. Poutres principales (PP) :

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

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

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=440cm)

$$L=440-25=415 \text{ cm}$$

$$27,66 \leq h_t \leq 41,5 \Rightarrow \text{Nous prendrons : } h_t = 40 \text{ cm}$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow \text{Nous prendrons pour plus de sécurité : } b=30 \text{ cm}$$

B. Poutres secondaires (PS) :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$L=440-25=415 \text{ cm}$$

$$27,66 \leq h_t \leq 41,5 \Rightarrow \text{Nous prendrons : } h_t = 35 \text{ cm}$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow \text{Nous prendrons pour plus de sécurité : } b=25 \text{ cm}$$

Tableau II- 1 : vérification aux exigences du RPA

C. Poutres palières (PPal) :

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

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

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=440cm)

$$L=440-25=415 \text{ cm}$$

$$27,66 \leq h_t \leq 41,5 \Rightarrow \text{Nous prendrons : } h_t = 35 \text{ cm}$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow \text{Nous prendrons pour plus de sécurité : } b=25 \text{ cm}$$

D. Poutres de chaînage (PC) :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$L=440-25=415 \text{ cm}$$

$$27,66 \leq h_t \leq 41,5 \Rightarrow \text{Nous prendrons : } h_t = 35 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow \text{Nous prendrons : } b=25 \text{ cm}$$

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres palières	Poutres de chaînage	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35	35	35	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	25 cm	25	25	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,4	1,4	1.4	1.4	Vérifiée

Tableau II- 1 : vérification aux exigences du RPA

II.3. DALLES PLEINES :(Dalle salle machine)

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- ✓ La résistance à la flexion.
- ✓ L'isolation acoustique.
- ✓ La résistance au feu.

II.3.1. Condition de résistance à la flexion :

Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{l_x}{30} = \frac{4.3}{30} = 14.33 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur de: $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur

$h_t = 15 \text{ cm}$.

II.3.2. Résistance au feu :

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

- $e_p = 11\text{cm}$ Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

- $e_p \geq 7\text{cm}$ Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

II.3.3. Isolation acoustique :

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

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

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

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

$$\text{D'où l'épaisseur minimale de la dalle est : } h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$$

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

$$\text{Tel que : } \rho = 2500 \text{ daN/m}^3.$$

Donc : $e = \max (11, 15, 15) = 15\text{cm}$. **Nous adopterons une épaisseur de 15 cm.**

II.4. Pré Dimensionnement Des Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à (**l'Article 7.7.1** du RPA99 version 2003) qui définit ces éléments en satisfaisant la condition

suivante : $L \geq 4 e_p$

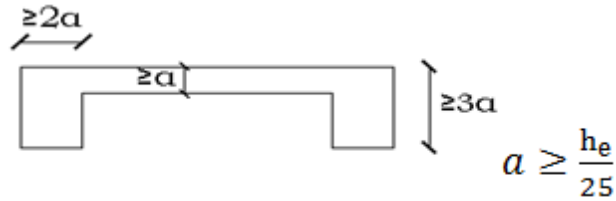
Avec : e_p : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

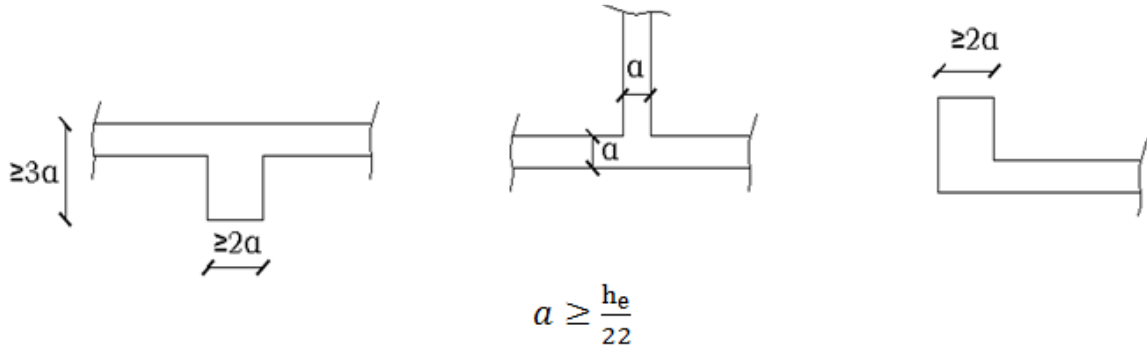
L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

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

1er cas :



2eme cas :



3eme

cas :

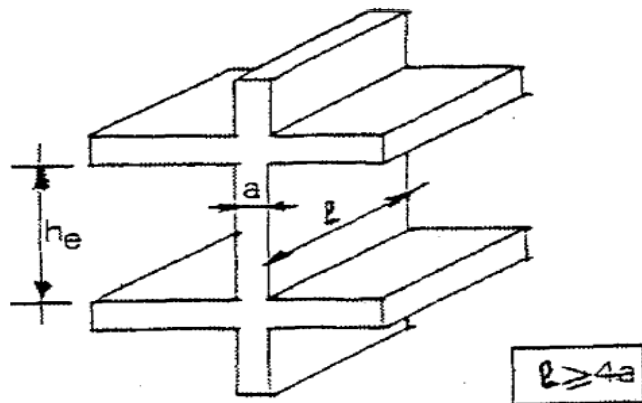


Figure II-2 : a- Coupe du voile en élévation

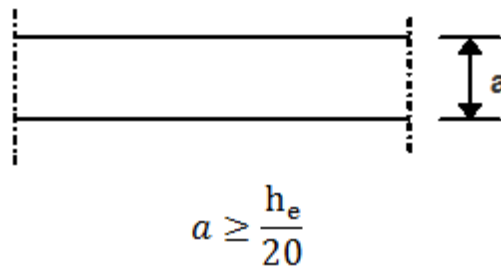


Figure II-3 : b- Coupe du voile en plan

Nous opterons pour le 3éme cas puisqu'il est le plus défavorable
 Dans notre cas :

• Au niveau du RDC :

$$H_e = H_{et} - H_{ps} = 442 - 35 = 407 \text{ cm}$$

$$a \geq 407/20 = 20.35 \text{ cm}$$

$$a \geq 407/22 = 18.5 \text{ cm}$$

$$a \geq 407/25 = 16.28 \text{ cm}$$

• Au niveau d'étage de service :

$$H_e = 308 - 35 = 273 \text{ cm}$$

$$a \geq 273/20 = 13.65 \text{ cm}$$

$$a \geq 273/22 = 12.40 \text{ cm}$$

$$a \geq 273/25 = 10.92 \text{ cm}$$

• Au niveau des étages courants :

$$H_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$a \geq 271/20 = 13.55 \text{ cm}$$

$$a \geq 271/22 = 12.3 \text{ cm}$$

$$a \geq 271/25 = 10.84 \text{ cm}$$

$$a = \max(20.35 ; 13.65 ; 13.55) = 20.35 \text{ cm} \quad a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérfifiée}$$

Remarque :

Nous passons d'une épaisseur de 15cm à 25 cm pour les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de pallier aux problèmes du coffrage.

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $l_{\min} = 4 \times a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$.

II.5. Pré Dimensionnement Des Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$

- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

D'après :

$$\Rightarrow B_c \geq \frac{N_s}{\sigma_s} \text{ Avec } N_s = G+Q$$

$$\sigma_s = 0.3 f_{c28}$$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

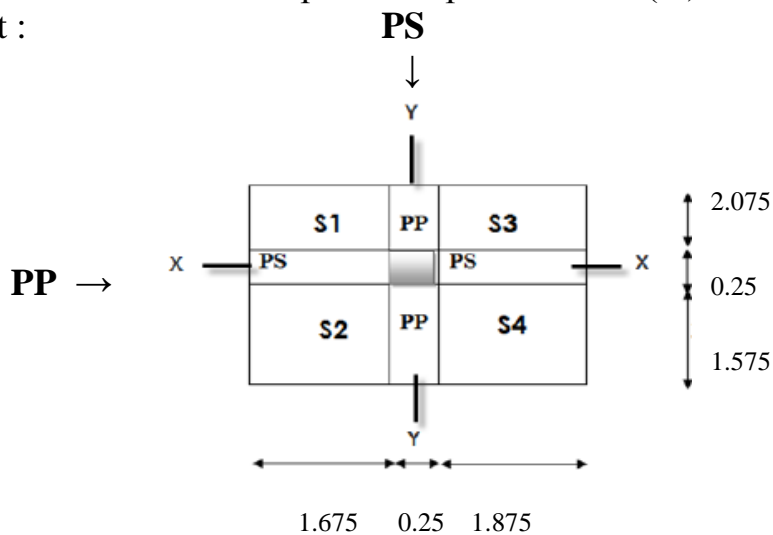
Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

B_c : section des poteaux ($B_c=S$)

Remarque : En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui est de (25×25) cm².

II.5.1 Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (c_2) sera déterminée comme suit :



$$S_1 = 2.075 \times 1.675 = 3.47 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.575 \times 1.675 = 2.63 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.875 \times 2.075 = 3.89 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.875 \times 1.575 = 2.95 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{net}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 12.94 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brut}} = (2.075 + 0.25 + 1.575) \times (1.675 + 0.25 + 1.875) = 14.82 \text{ m}.$$

II.5.2. Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2).

1) Plancher D'étage Terrasse :

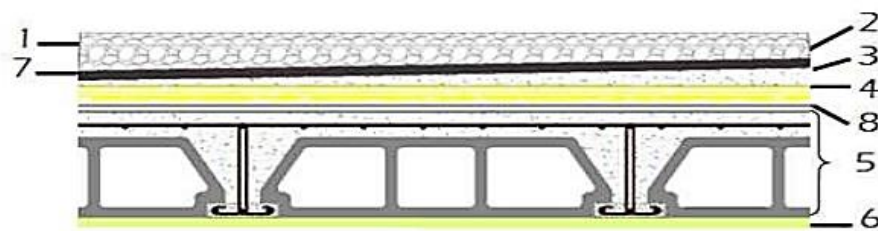


Figure II.4: Coupe du plancher terrasse en corps creux (inaccessible)

N ⁰	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ³)
1	Protection en gravillon	5	20	1
2	Etanchéité multicouches	2	6	0.14
3	Forme de pente en béton	8	25	2
4	Isolation thermique	5	4	0.20
5	Dalle en corps creux	20	14	2.8
6	Enduit plâtre	2	10	0.2
		G=5.83 (KN/m²)		

Tableau II-2 : Détermination du poids propre des planchers terrasse.

2) Plancher d'étage courant :

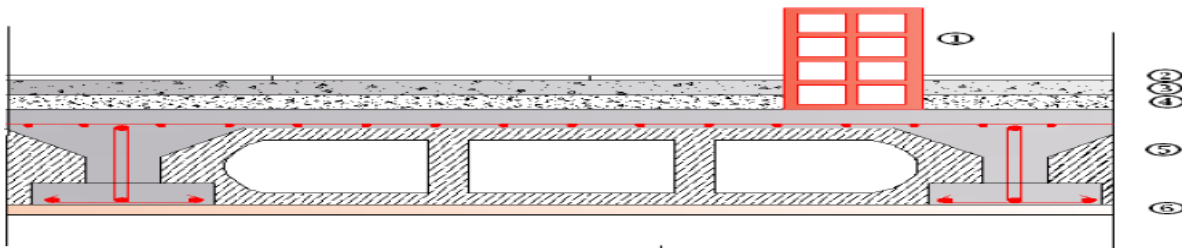


Figure II-5 :- Coupe verticale du plancher courant

N°	désignation	Epaisseur(m)	pois volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.02	18	0.36
4	plancher en corps creux (hourdis et table de compression)	0.20	14	2.8
5	enduits en plâtre	0.02	10	0.2
6	cloison en briques creuses (y compris enduit en platre)	0.10 + 0.04	9 + 10	0.9 + 0.4
G_{tot}=5.44 KN/m²				

Tableau II-3 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant.

2) Maçonnerie :

- Murs extérieures :

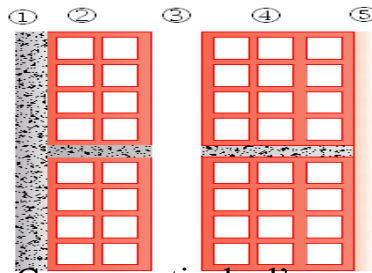


Figure II-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N ⁰	Composition	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ²)	G(kN/m ²)
1	Enduit ou mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Cloison en briques creuses (12 trous)	0.15	8.67	1.3
5	Enduit de plâtre sur la face Intérieur	0.02	10	0.2
G_{me} = 2.36 (KN/m²)				

Tableau II-4: Charges revenant aux murs extérieurs.

Mur intérieur

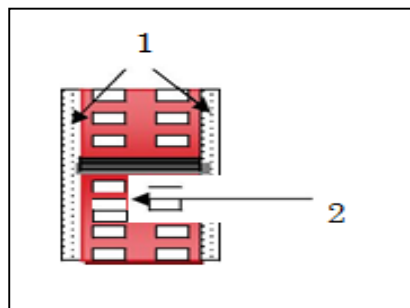


Figure II-7: Coupe verticale d'un mur intérieur

N ⁰	Composition	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G_{mi}=1.3 (KN/m²)				

Tableau II-5 : Charges revenant aux murs intérieurs

Surcharges d'exploitation <<Q>> :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau

Eléments :	Surcharge(Q) [KN/m ²]
Plancher terrasse	1.00
Plancher d'étage courant a usage d'habitation	1.5
RDC (local) (entre sol)	2.5
L'acrotère	1.00
Etage de service	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

Poids propre des éléments :

✓ **Poids du plancher** : $P = G \times S_{\text{net}}$

- Plancher étage Terrace : $P = 6.34 \times 12.94 = 82.03 \text{ KN}$

- Plancher étage :

$$P = 5.46 \times 12.94 = 70.65 \text{ KN}$$

✓ **Poids des poutres** :

- Poutres principales : (25x40)

$$P_{\text{pp}} = 0.40 \times 0.25 \times (1.675 + 1.875) \times 25 = 6.37 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires : (25x35)

$$P_{\text{ps}} = 0.35 \times 0.25 \times (2.075 + 1.575) \times 25 = 7.98 \text{ KN}$$

D'où le poids total : $P_{\text{tot}} = 14.35 \text{ KN}$

✓ **Poids des poteaux** :

-Poteau du RDC :

$$G_{\text{pRDC}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.42 = 6.90 \text{ KN}$$

-Poteau de l'étage courant :

$$G_p = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation :

-Plancher étage Terrace : $Q = q \times S_{net} = 1 \times 12.94 = 12.94 \text{ KN}$

-Plancher étages courants: $Q = q \times S_{net} =$

$$\rightarrow Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_6 = 1.5 \times 12.94 = 19.41 \text{ KN}$$

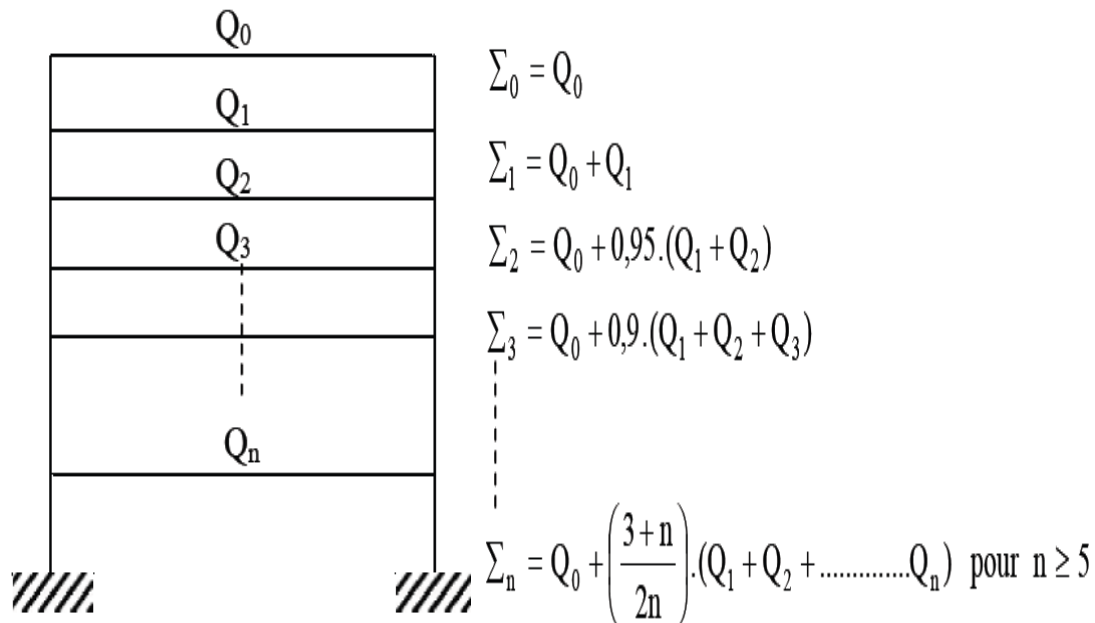
-RDC:

$$\rightarrow Q_7 = q \times S_{net} = 2.5 \times 12.94 = 32.35 \text{ KN}$$

Loi de dégression des surcharges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq. En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

Charges d'exploitation cumulées :



$$Q_T = Q_1 + \frac{3+n}{2n} \times Q_1 (Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$$

$$Q_0 = 12.94 \text{ KN}$$

$$Q_{1-6}=19.41 \text{ KN}$$

$$Q_7=32.35 \text{ KN}$$

Niveaux	Terrasse	4	3	2	1	Etage de service	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75

Tableau II-7 : Les valeurs du coefficient ($3+n / 2n$)

•Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :

0- Terrasse : $Q_0=12.94 \text{ KN}$

1- Etage 5 : $Q_0+Q_1=12.94+19.41=32.35 \text{ KN}$

2-Etage 4 : $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)=12.94+0.95(19.41*2)=49.81 \text{ KN}$

3-Etage 3 : $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)=12.94+0.90(19.41*3)=65.34 \text{ KN}$

4-Etage 2 : $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=12.94+0.85(19.41*4)=78.93 \text{ KN}$

5-Etage 1 : $Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=12.94+0.80(19.41*5)=90.58 \text{ KN}$

6-RDC : $Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=12.94+0.75(19.94*5+32.35) =111.97 \text{ KN}$

Tableau II.8 : Détermination Des Sections des Poteaux

Niveau	Charge permanente G(KN)					Charge d'exploitation Q(KN)		effort normal N(KN)	Section du poteau	
	Plancher	Poutre	poteau	G _{tot}	G _{cum}	Q _{plancher}	Q _{cum}		N=G _{cum} +Q _{cum}	S=N/σ _b
Terrasse	82.03	14.35	4.78	101.16	202.32	12.94	12.94	215.26	143.33	30x30
05	70.65	14.35	4.78	89.78	292.1	19.41	32.35	324.45	216.3	35x35
04	70.65	14.35	4.78	89.78	381.88	19.41	49.81	431.69	287.79	35x35
03	70.65	14.35	4.78	89.78	471.66	19.41	65.34	537	358	40x40
02	70.65	14.35	4.78	89.78	561.44	19.41	78.93	640.37	426.91	40x40
01	70.65	14.35	4.78	89.78	651.22	19.41	90.58	741.8	494.53	45x45
RDC	70.65	14.35	6.90	91.9	743.12	32.35	111.97	855.09	570.06	45x45

Conditions exigés par le RPA	Poteaux :	Valeur calculée :	Vérification :
Min (b,h) ≥ 25	(35x35) (35x35)	min (b,h)=25 ≥ 25	✓
	(40x40) (40x40)	$\frac{he}{20} = \frac{214}{20} = 10.7$	✓
Min (b,h) ≥ $\frac{he}{20}$	(40x40) (40x40)	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	(45x45)	min (b,h)=25 ≥ 25	✓
$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	(45x45)	$\frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
	(45x45)	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	(45x45)	min (b,h)=25 ≥ 25	✓
		$\frac{he}{20} = \frac{422}{20} = 21.1$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓

Tableau II-9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

Vérification de la condition de non flambement des poteaux :

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

Il faut vérifier la condition de l’élancement suivante :

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

Avec : L_f : Longueur de flambement → $L_f = 0.7 L_0$

i : Rayon de giration → $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$L_0 = H_0$: Hauteur libre du poteau

S : Section transversale du poteau → $S = b \times h$.

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

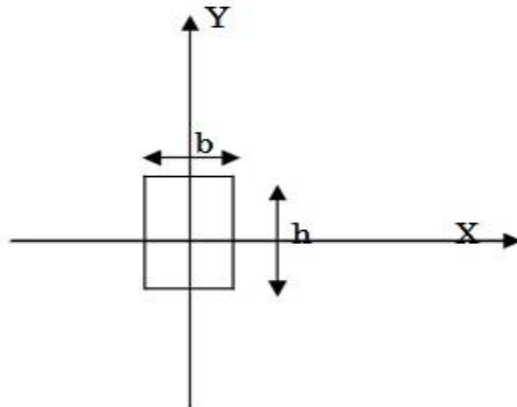


Figure II-8: Coupe de poteau

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

Finalement : $\lambda = 2.425 L_0/b$

condition	niveau	poteau	H ₀ (m)	b(m)	λ	vérification
λ=2.425 L ₀ /b	RDC	45x45	4.42	0.40	23.81	<input type="checkbox"/>
	Etage de service	45x45	3.06	0.40	16.49	<input type="checkbox"/>
λ=2.425 L ₀ /b	1 ^{er} ; 2 ^{eme} 3 ^{eme} étage	35x35	3.06	0.35	21.20	<input type="checkbox"/>
λ=2.425 L ₀ /b	4 ^{eme} ; 5 ^{eme} Etage	35x35	3.06	0.35	21.20	<input type="checkbox"/>

Tableau II-10: Vérification au flambement

Conclusion :

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Remarque : Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; depuis ce jour-là, il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique).

Et pour cela que nous sommes passés à la vérification des rigidités

CONCLUSION :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de Pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux		$H_i=20\text{cm}$ (16+4)
Epaisseur de la dalle pleine		$e=12\text{ cm}$
Epaisseur des voiles		$a=21.1\text{ cm}$
Sections des poutres	Poutres principales	$(40 \times 30)\text{ cm}^2$
	Poutres secondaires et poutre palière	$(35 \times 25)\text{ cm}^2$
Sections des poteaux	RDC+ Etage de service	$(45 \times 45)\text{ cm}^2$
	1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} Etage	$(35 \times 35)\text{ cm}^2$
	4 ^{eme} , 5 ^{eme} Etage	$(35 \times 35)\text{ cm}^2$

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE III

Calcul des éléments

III. Introduction:

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments non structurant que comporte notre bâtiment ; nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et les balcons.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99**.

III.1. L'acrotère :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau du dernier plancher. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre, et un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant en un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée, pour une bande de 1m de largeur.

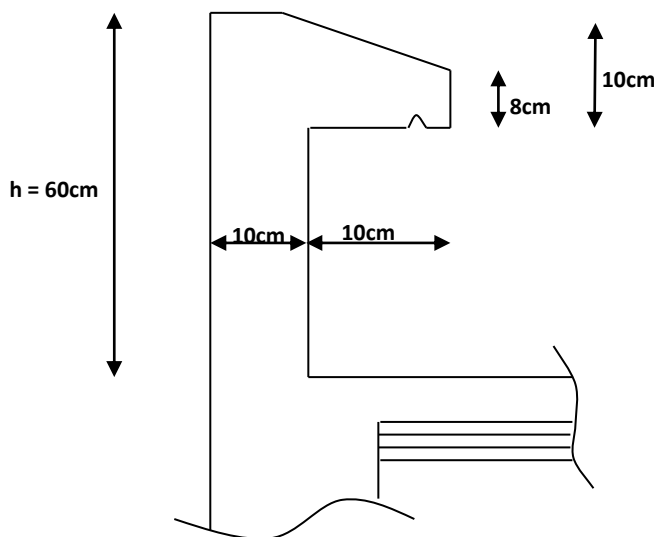


Figure (III.1.1) : Coupe verticale de l'acrotère

1) Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \times S = 25 \left[(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{0.02 \times 0.1}{2} \right]$$

$$G = 1.95 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton,

S : section longitudinale de l'acrotère.

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

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

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

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,95 \text{ KN}$

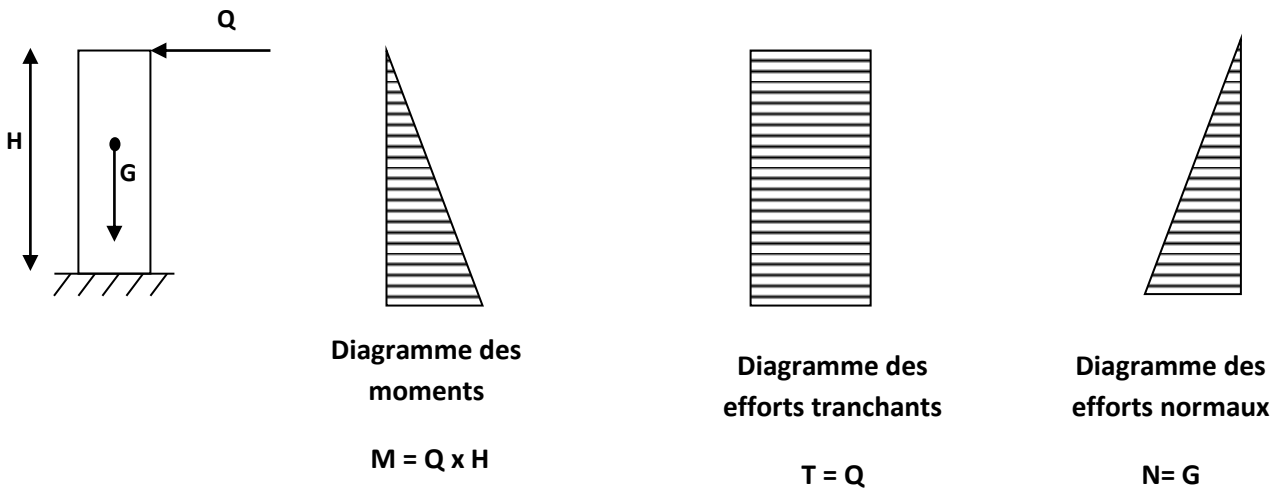
2) Schéma statique :

Figure (III.1.2) : Schéma statique de calcul de l'acrotère.

3) Combinaison de charge :

A l'ELU, la combinaison de charge est : $1,35G + 1,50Q$.

-Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,95 = 2,632 \text{ KN/ml}$.

-Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m.}$

A l'ELS, la combinaison de charge est : $G + Q.$

-Effort normal de compression : $N_S = G = 1,95 \text{ KN/ml.}$

- Moment de renversement : $M_S = 0,6 \text{ KN.m.}$

4) Ferrailage :

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

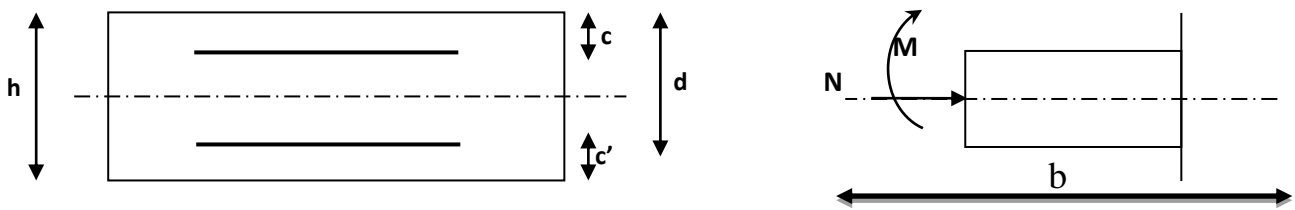


Figure (III.1.3) : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h : épaisseur de la section, $h = 10 \text{ cm.}$

b : largeur de la section, $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm.}$

c et c' : enrobage, $c = c' = 2 \text{ cm.}$

d : hauteur utile, $d = h - c = 8 \text{ cm}$

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

5) Calcul des armatures à l'ELU :

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,632} = 0,341 \text{ m} = 34,1 \text{ cm.}$$

$$\left(\frac{h}{2}\right) - c = \left(\frac{10}{2}\right) - 2 = 3 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad e_u > \frac{h}{2} - c$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et N est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis se ramène à un calcul à la flexion composée.

➤ **Calcul d'armatures en flexion simple :**

Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,632 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,978 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,978 \times 10^3}{100 \times (8)^2 \times 14,2} = 0,0108$$

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

$\mu_u = 0,0108 < 0,392 \longrightarrow$ Section simplement armée

$\mu_u = 0,0108 \longrightarrow \beta = 0,993$

Armatures fictives :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,978 \times 10^5}{0,993 \times 8 \times 348 \times 10^2} = \frac{97800}{241894,8} = 0,353 \text{ cm}^2$$

Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelle (en flexion composée)

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,632 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,32 \text{ cm}^2 \quad A_s = 0,32 \text{ cm}^2$$

6) vérification à L'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (Art.A.4.2.1/BAEL91) :**

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

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35 - 0,455 \times 8}{35 - 0,185 \times 8} = 0,993 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,95} = 0,30$$

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

$$A_u = 0,32 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,993 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_s < A_{min}$ Donc la section minimale $A_s = A_{min} = 0,993 \text{ cm}^2$

Nous adopterons **4HA8 = 2,01 cm²/ml** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Armatures de répartition :**

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

Soit :

3HA8 = 1.50 cm² répartie sur 60 cm de hauteur avec espacement S=20 cm

❖ **Vérification au cisaillement (BAEL91art 5.1.1) :**

Nous avons une fissuration préjudiciable

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

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

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

Avec τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

$$\tau_u \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,018 MPa$$

$\tau_u = 0,018 MPa < \tau_u = 2,5 MPa \rightarrow$ La condition vérifiée \rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ **Vérification de l'adhérence des barres : (art A.6.1.1, 3BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 MPa$$

Ψ_s : coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour HA

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\Sigma U_i} \quad \text{Avec : } U_i : \text{Somme des périmètres utiles des}$$

barres.

$$\Sigma U_i = 4\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 80 \times 100,48} = 0,207 MPa$$

$\tau_{se} = 0,207 MPa \leq \tau_{se} = 3,15 MPa \rightarrow$ Condition vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Espacement des barres :**

Armatures principales :

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

Armatures de réparations :

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

❖ **Ancrage des barres verticales :(BAEL91 1 .2.2)**

La longueur de scellement droit est $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$

Avec : $\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1$

$$\tau_{se} = 2,83 MPa$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,83} = 28,27\text{cm} \quad \text{soit} \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

7) vérification à L'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers tendus $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

❖ Vérification des contraintes dans l'acier :

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,262$$

$$\rho_1 = 0,262 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,919 \quad K_1 = 46,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,919 \times 80 \times 201} = 40,60 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable donc :

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

Avec:

η : 1,6 pour les barres HA (coefficient de fissuration)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{267; 201,63\}$$

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

$$\sigma_{st} = 46,605 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition. Vérifiée.}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{On a: } \rho = 0,287 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,919 \quad \rightarrow \quad K_1 = 46,73$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40,60}{46,73} = 0,871 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,871 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition. Vérifiée.}$$

8) Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA Préconise le calcul de l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage (1b)} \end{array} \right\} \quad \rightarrow \quad A = 0,20$$

C_p : facture de force horizontal ($C_p = 0,3$ pour les éléments en console)

W_p : Poids de l'acrotère $W_p : 1,95 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 0,2312 \times 1,95 = 0,312$$

$$F_p = 0,312 < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad \text{Condition. Vérifiée.}$$

Conclusion :

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

On adopte le ferrailage suivant :

-02 nappes armatures.

-**Armatures principales** : $4HA8/ml = 2.01cm^2/ml$ avec un espacement $St=25$ cm

-**Armatures de répartition** : $3HA8/ml = 1.50cm^2/ml$ avec un espacement $St=20$ cm

III. 2. Les planchers :

1) Introduction :

Les planchers sont des éléments plans et horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

1. Transmettre les charges aux éléments porteurs.
2. Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux de 16 cm et de la dalle de compression de 4 cm reposant sur des poutrelles qui sont disposées dans le sens de-là petite portée.

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- **Éléments résistants (porteurs)** : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- **Éléments de remplissage (de coffrage)** : les corps creux en béton sur lesquels une dalle de compression en béton est coulée, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

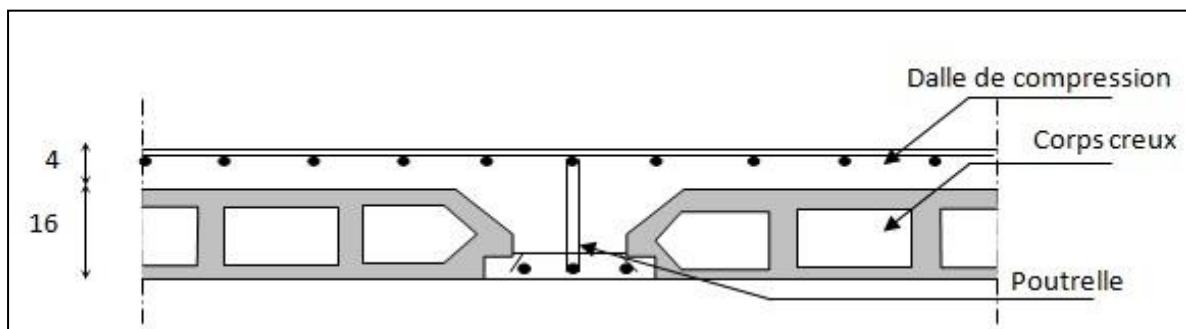


Figure (III.2.1): Coupe du plancher corps creux.

2) Ferrailage de la dalle de compression :(BAEL 91/B.6.8,423) :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).).

• **Détermination de la largeur de la table de compression :**

D'après le BAEL91 Art A.4.1, 3.

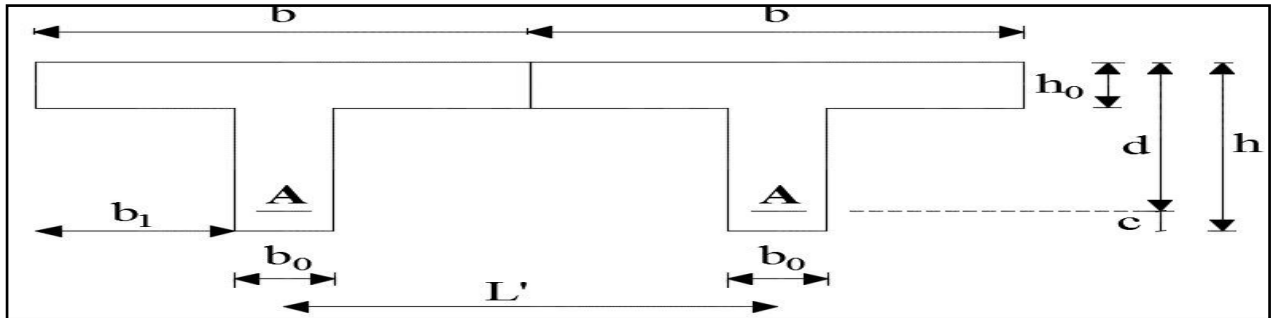


Figure (III.2.2): Surfaces revenant aux poutrelles

Avec :

b : largeur de la dalle de compression $b=2b_1+b_0$

b₀ : largeur de la poutrelle $b_0= 12\text{cm}$

h₀ : épaisseur de la dalle de compression $h_0=4\text{cm}$

L': entre axes des poutrelles. $L'= 65\text{cm}$

h: hauteur totale de poutrelle. $h=16+4=20\text{cm}$

3) Calcul des armatures :

a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles compris entre **50cm** et **80cm**, on prend (**L=65cm**).

f_e: Limite d'élasticité de l'acier utilisé (**f_e=520MPa**).

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520}$$

$$A_{\perp} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.98/2 = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5x20x5x20).

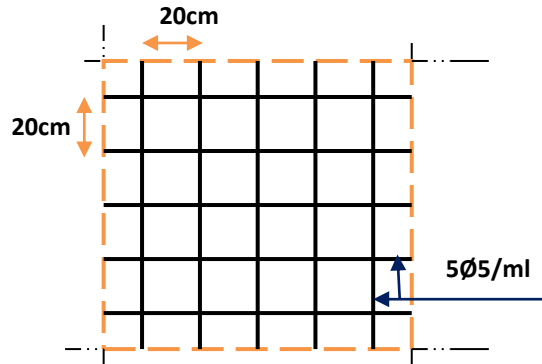


Figure (III.2.3) : Treillis soudés (20x20) cm²

4) Calcul des poutrelles :

a) Dimensionnement de la poutrelle :

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, ($L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$)

L : longueur de la plus grande travée. ($L = 440 \text{ cm}$)

L' : longueur entre axe des poutrelles ($L' = 65 \text{ cm}$)

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

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

b : La largeur de la dalle de compression $b = 2b_1 + b_0$

($b = 65 \text{ cm}$).

h : La hauteur de la poutrelle est de $h = 16 + 4$ ($h = 20 \text{ cm}$).

c : Enrobage ($c = 2 \text{ cm}$)

d : La hauteur utile ($d = 18 \text{ cm}$)

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right) \leq \min \left(\frac{L' - b_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right) \rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

b) Etude des poutrelles:

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

b-1) Evaluation des charges et surcharges :• **Charge permanente :****Poids propre de poutrelle :**

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de corps creux :

$$G_{cc} = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

Poids propre totale :

$$D'où : G = G_p + G_{cc} = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

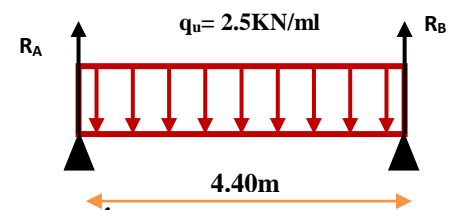
• **Charge d'exploitation :**

Poids de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

b-2) Combinaison de charges :➤ **à L'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$

**b-3) Calcul des efforts tranchants et moments max en travée :**➤ **à L'ELU :**

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.40^2}{8} = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4.40}{2} = 5.5 \text{ KN}$$

Figure (IIII.2.4):
Schéma statique d'une
poutrelle

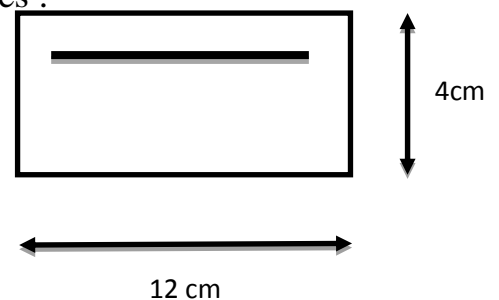
• **Calcul de la section d'armature :**

Les dimensions de la section poutrelle sont les suivantes :

$$b = 12 \text{ cm} \quad ; \quad h = 4 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

b: largeur de la section

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



$$M_u = 6.05 \text{ KN.m} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

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

$$\mu = \frac{6,05 \times 10^6}{120 \times (20)^2 \times 14.2} = 8,87$$

$$\mu = 8,87 > \mu_L = 0.392 \rightarrow \quad (\mathbf{SDA})$$

Remarque :

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

2ème étape : après le coulage de la table de compression :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en **T** de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

➤ Charges permanentes :

La terrasse	:	$G=5,83 \times 0,65=3,790 \text{ KN/ml}$
L'étage courant	:	$G=5,44 \times 0,65=3,536 \text{ KN/ml}$
L'étage de service	;	$G=5,44 \times 0,65=3,536 \text{ KN/ml}$

➤ Surcharges d' exploitation :

La terrasse	:	$Q=1,00 \times 0,65=0,65 \text{ KN/ml}$
L'étage courant	:	$Q=1,50 \times 0,65=0,975 \text{ KN/ml}$
L'étage de service		$Q=2,5 \times 0,65=1,625 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison des charges:**

➤ Plancher Etage courant:

A L'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times (3,536) + 1,5 \times (0,975) = 6,236 \text{ KN/ml}$

A L'ELS: $q_s = G + Q = 3,536 + 0,975 = 4,511 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher terrasse :**

A L'ELU: $q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times (3,790) + 1,5 \times (0,65) = 6,092 \text{ KN/ml}$

A L'ELS: $q_s = G + Q = 3,790 + 0,65 = 4,44 \text{ KN/ml}$

▸ **Plancher étage de service:**

A L'ELU: $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,536 + 1,5 \times 1,625 = 7,211 \text{ KN/ml}$

A L'ELS : $q_s = G + Q = 3,536 + 1,625 = 5,161 \text{ KN/ml}$

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable.

Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher de l'Etage service

5) Etude du plancher Etage de service :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivant :

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

1/ Choix de la méthode : (Méthode forfaitaire)

- **Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Condition application : (**B.6.2.2.10 BAEL91/99**)

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 kN/m^2 .

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

$$Q = 0,975 \text{ KN/m}^2 < 2G = 2 \times 3,536 = 7,072 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. \Rightarrow

Condition vérifiée

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

$$\begin{array}{l}
 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \\
 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25 \end{array}} \right\} \longrightarrow
 \begin{array}{l}
 0.8 \leq \frac{4.40}{4.50} = 0.977 \leq 1.25 \\
 0.8 \leq \frac{4.40}{4.30} = 1.02 \leq 1.25
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{4.40}{4.50} = 0.977 \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{4.40}{4.30} = 1.02 \leq 1.25 \end{array}} \right\}$$

Condition vérifiée

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable. \Rightarrow
Condition vérifiée

Conclusion :

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

2/ Principe de la méthode : (BAEL91 modifié 99)

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

3/ Exposé de la méthode :

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$
- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.
- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max}\{1,05; (1 + 0,3\alpha)\}M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2}M_0 \text{ Pour une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}M_0 \text{ Pour une tréevée de rive} \end{array} \right.$$

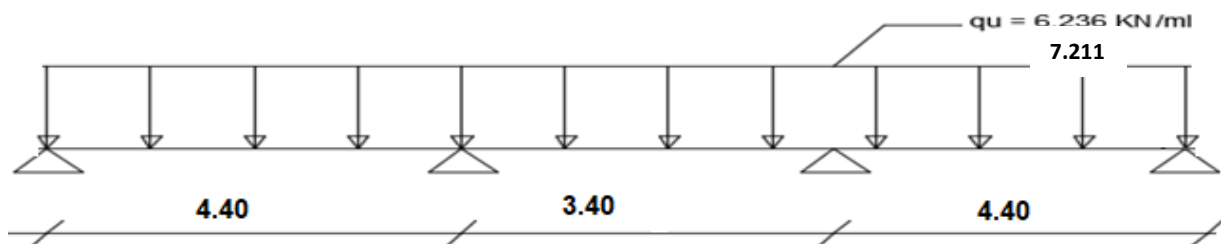
La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6 M0 pour une poutre à deux travées.
- 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de $M_a = 0,3 M_0$.

4/ Calcul des armatures à l'ELU :

1^{er} cas :

Poutrelle continue sur 4 appuis :



- Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,625}{1,625 + 3,536} = 0.315$$

- Calcul des moments statiques :

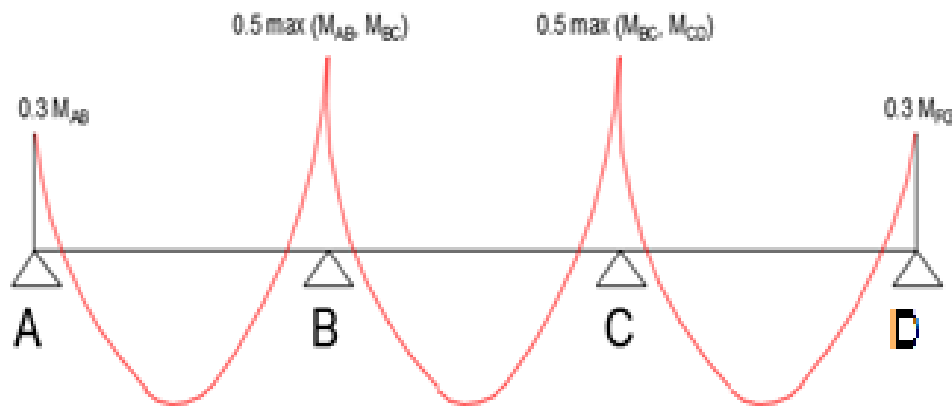


Figure (III.2.5) : L'évaluation des moments dans les différents appuis

Par la symétrie des travées on calcul :

$$M_{AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7,211 \times (4.40)^2}{8} = 17,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7,211 \times (3.40)^2}{8} = 10,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7,211 \times (4.40)^2}{8} = 17,45 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant en appuis :

$$M_A = M_D = 0.3M_{AB} = 0.3 \times 17,45 = 5,235 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{AB}, M_{BC}) = 0.5 \times 17,45 = 8,725 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max(M_{BC}, M_{CD}) = 0.5 \times 17,45 = 8,725 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 (M_{CD}) = 0.3 \times 15,09 = 5,235 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant en travées :

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.216) = 1.094$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.216)}{2} = 0.547$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.216)}{2} = 0.647$$

- ❖ **Etude de la travées AB : (rive)**

- $M_{tAB} \geq \text{Max}[1.05M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$

- $M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB}$

$$1 + 0.3\alpha = 1.094 > 1.05 \rightarrow ok$$

$$M_{tAB} \geq [(1 + 0.3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$= [(1 + 0.3 \times 0.315) \times 17,45] - \frac{5,235 + 8,725}{2} = 10,61 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.315}{2} \times 17,45 = 11,25 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 11,25 \text{KN.m}$

❖ **Etude de la travées BC : (intermédiaire)**

- $M_{tBC} \geq \text{Max}[1.05M_{BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$

- $M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{BC}$

$$1 + 0.3\alpha = 1.094 > 1.05 \rightarrow ok$$

$$M_{tBC} \geq [(1 + 0.3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$= [(1 + 0.3 \times 0.315) \times 10,41] - \frac{8,725 + 8,725}{2} = 2,66 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{BC} = \frac{1 + 0.3 \times 0.315}{2} \times 10,41 = 5,69 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 5,69 \text{KN.m}$

❖ **Etude de la travées CD : (rive)**

- $M_{tCD} \geq \text{Max}[1.05M_{CD}; (1 + 0.3\alpha)M_{CD}] - \frac{M_C + M_D}{2}$

- $M_{tCD} \geq \frac{1,2 + 0.3\alpha}{2} M_{CD}$

$$1 + 0.3\alpha = 1.094 > 1.05 \rightarrow ok$$

$$M_{tCD} \geq [(1 + 0.3\alpha)M_{CD}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$= [(1 + 0.3 \times 0.315) \times 17,45] - \frac{8,725 + 5,235}{2} = 10,61 \text{KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} = \frac{1,2 + 0.3 \times 0.315}{2} \times 17,45 = 11,25 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 11,25KN.m$

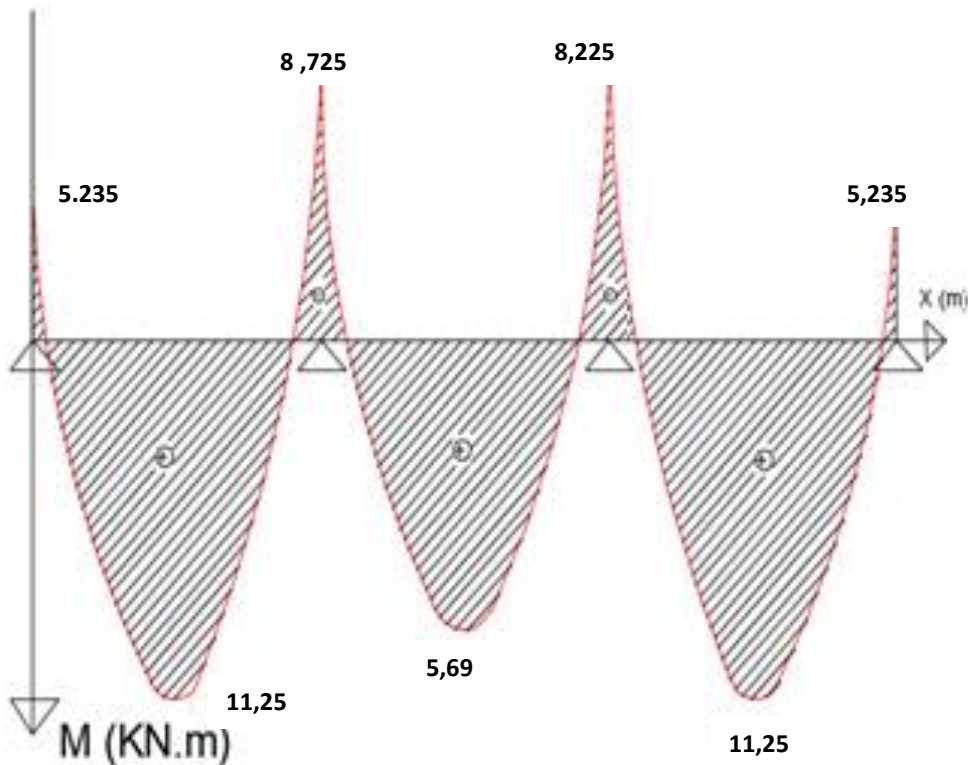


Figure (III.2.6) : Diagrammes des moments fléchissant ELU (KN)

- Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_w - M_e}{l_i} \quad \text{Avec} \quad \theta(x) = \frac{q_u l}{2}$$

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

- Travée AB : (rive)

$$T_A = \frac{q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7,211 \times 4.40}{2} + \frac{8,725 - 5,235}{4.40} = 16,65 KN$$

$$T_B = \frac{-q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-7,211 \times 4.40}{2} + \frac{8,725 - 5,235}{4.40} = -15,08KN$$

- Travée BC : (intermédiaire)

$$T_B = \frac{q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7,211 \times 3.40}{2} + \frac{8,725 - 8,725}{3.40} = 12,25 KN$$

$$T_C = \frac{-q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-7,211 \times 3.40}{2} + \frac{7,545 - 7,545}{3.40} = -12,25 \text{KN}$$

➤ Travée CD : (rive)

$$T_C = \frac{q_u L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{7,211 \times 4.40}{2} + \frac{5,235 - 8,725}{4,4} = 15,07 \text{KN}$$

$$T_D = \frac{-q_u L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{-7,211 \times 4.40}{2} + \frac{5,235 - 8,725}{4,4} = -16,66 \text{KN}$$

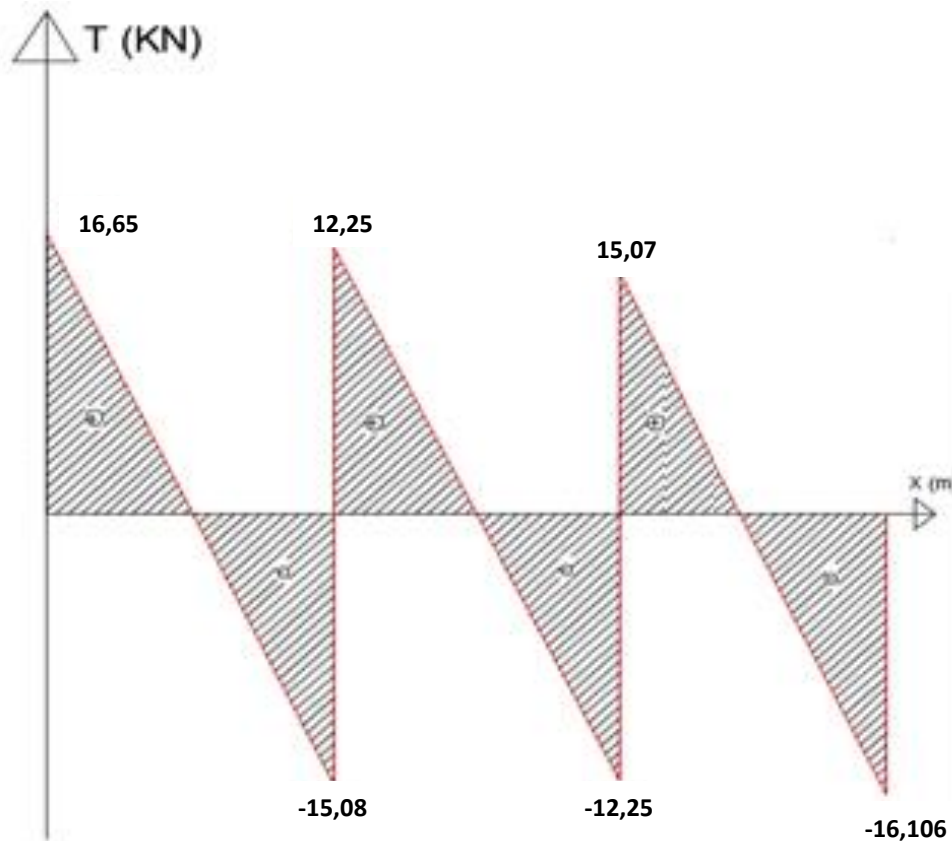


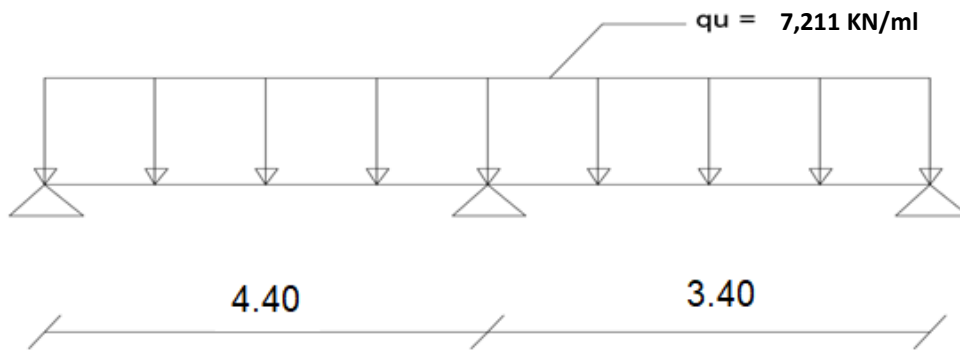
Figure (III.27) : Diagrammes des efforts tranchants ELU (KN)

2^{ème} cas :

Poutrelle continue sur 3 appuis :

- Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,625}{1,625 + 3.536} = 0.315$$



- Calcul des moments statiques :

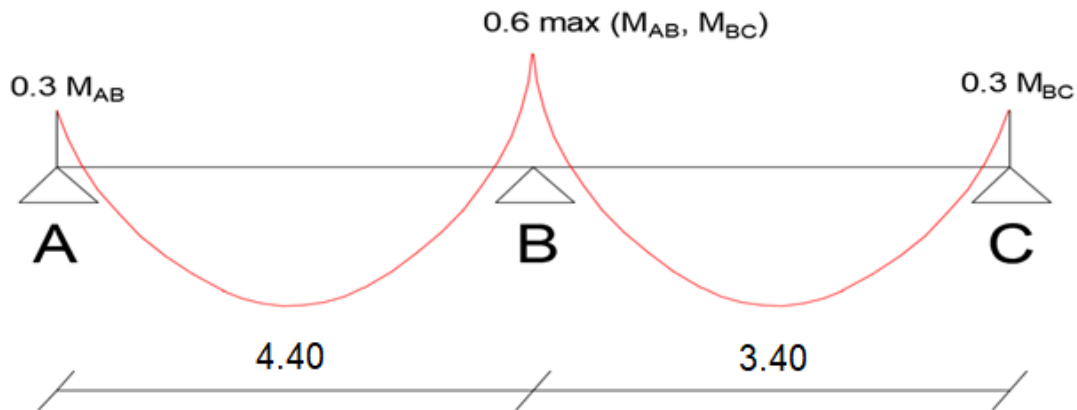


Figure (III.2.8) : L'évaluation des moments dans les différents appuis

$$M_{AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7,211 \times (4.40)^2}{8} = 17,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7,211 \times 3,40^2}{8} = 10,41 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant en appuis :

$$M_A = 0.3M_{AB} = 0.3 \times 17,45 = 5,235 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \max(M_{AB}, M_{BC}) = 0.6 \times 17,45 = 10,47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3M_{BC} = 0.3 \times 10,41 = 3,123 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant en travées :

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.315) = 1.094$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.315)}{2} = 0.547$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.315)}{2} = 0.647$$

❖ **Etude de la travées AB : (rive)**

$$\bullet M_{tAB} \geq \text{Max}[1.05M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$\bullet M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB}$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.094 > 1.05 \rightarrow ok$$

$$\begin{aligned} M_{tAB} &\geq [(1 + 0.3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2} \\ &= [(1 + 0.3 \times 0.315) \times 17,45] - \frac{5,235 + 10,47}{2} \\ &= 11,247 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.315}{2} \times 17,45 = 9,54 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 11,25 \text{ KN.m}$

❖ **Etude de la travées BC : (rive)**

$$\bullet M_{tBC} \geq \text{Max}[1.05M_{BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$\bullet M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{BC}$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.094 > 1.05 \rightarrow ok$$

$$\begin{aligned} M_{tBC} &\geq [(1 + 0.3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2} \\ &= [(1 + 0.3 \times 0.315) \times 10,41] - \frac{10,47 + 3,123}{2} = 4,592 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0BC} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.315}{2} \times 10,37 = 5.69 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tBC} = 5.69 \text{ KN.m}$

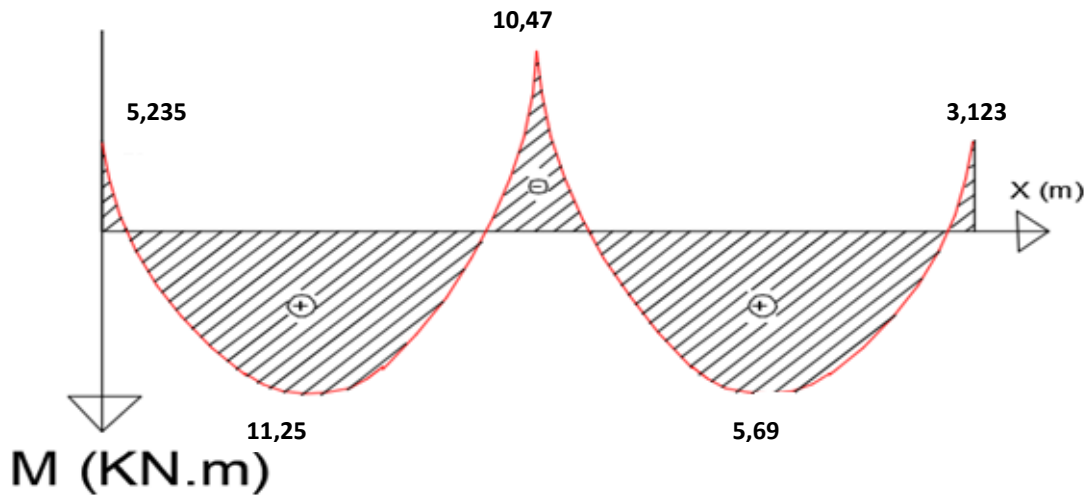


Figure (III.2.9) : Diagrammes des moments fléchissant ELU (KN)

- Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_w - M_e}{l_i} \quad \text{Avec} \quad \theta(x) = \frac{q_u l}{2}$$

T_w = Effort tranchant à gauche de l'appui

T_e = Effort tranchant à droite de l'appui

- Travée AB : (rive)

$$T_A = \frac{q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7,211 \times 4,40}{2} + \frac{10,47 - 5,235}{4,40} = 17,05 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-7,211 \times 4,40}{2} + \frac{10,47 - 5,235}{4,40} = -14,675 \text{ KN}$$

- Travée BC : (rive)

$$T_B = \frac{q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7,211 \times 3,40}{2} + \frac{3,123 - 10,47}{3,40} = 10,09 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-7,211 \times 3,40}{2} + \frac{3,123 - 10,47}{3,40} = -14,41 \text{ KN}$$

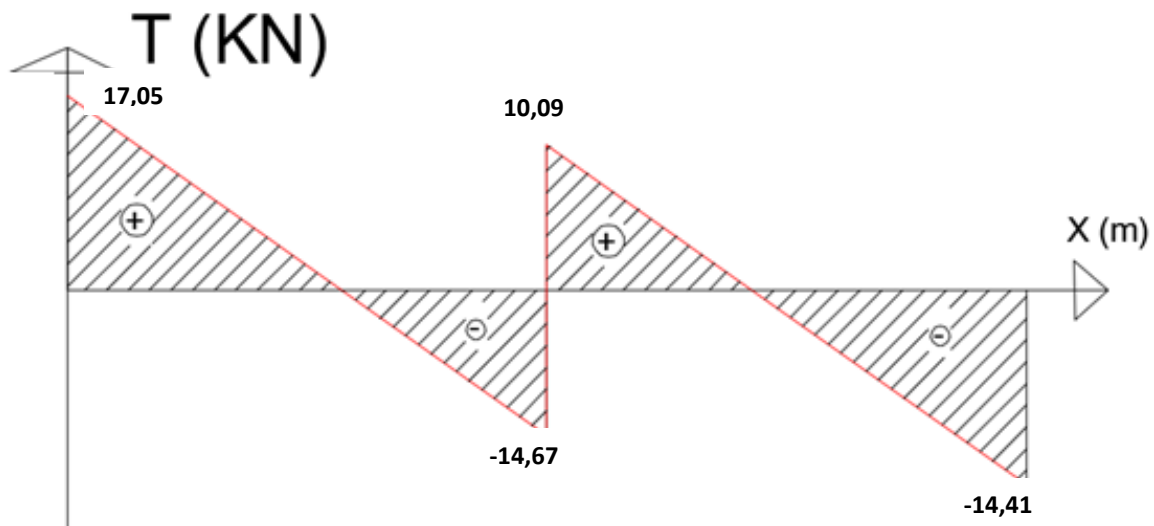


Figure (III.2.10): Diagrammes des efforts tranchants ELU (KN)

6) Calcul des armatures à l'ELU :

$$T^{max} = 17,05 \text{ KN}$$

$$M_a^{max} = 10,47 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 11,25 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures

longitudinal:

• En travée:

Le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T à l'axe neutre :

Si : $M_t^{max} > M_{tab}$ → l'axe neutre est dans la nervure

Si : $M_t^{max} < M_{tab}$ → l'axe neutre est dans la table de compression

: Le moment équilibré par la table de compression

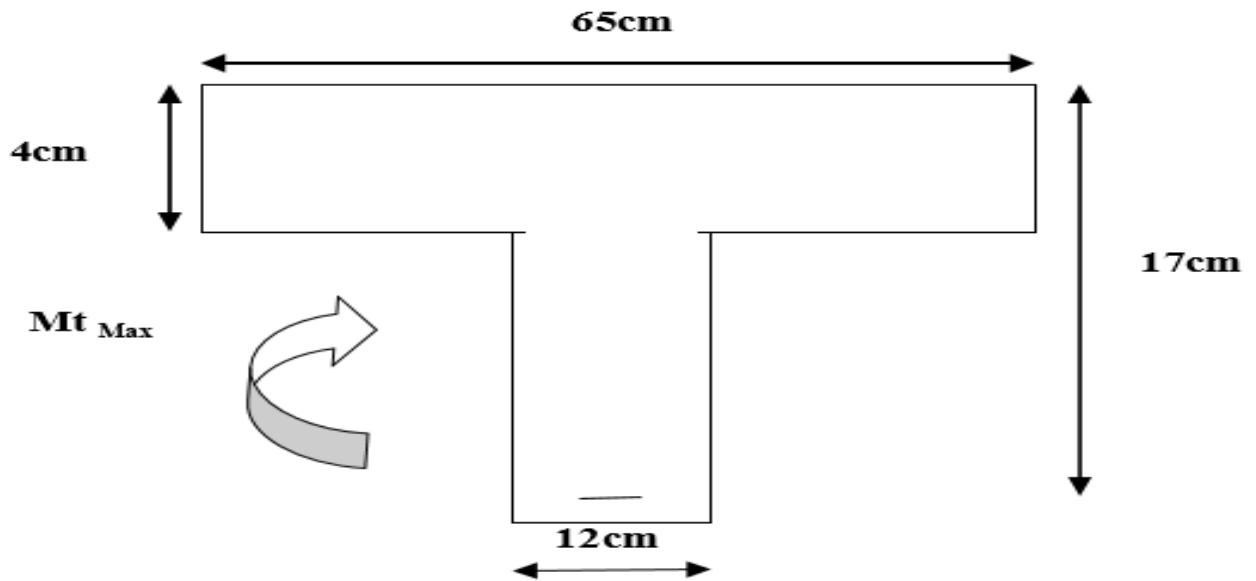


Figure (III.2.11) : disposition des armatures en section Té.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tAB} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 (d - 0,5h_0)$$

Avec : $f_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tAB} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,5 \times (0,04)) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = 59,072 \text{ KN.m} \gg \gg M^{max}_t = 10,031 \text{ KN.m}$$

$M^{max}_t < M_t \rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de $b \times h$ (65X20).

Avec :

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,25 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,038$$

$$\mu_t = 0.044 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.038 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.981$$

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

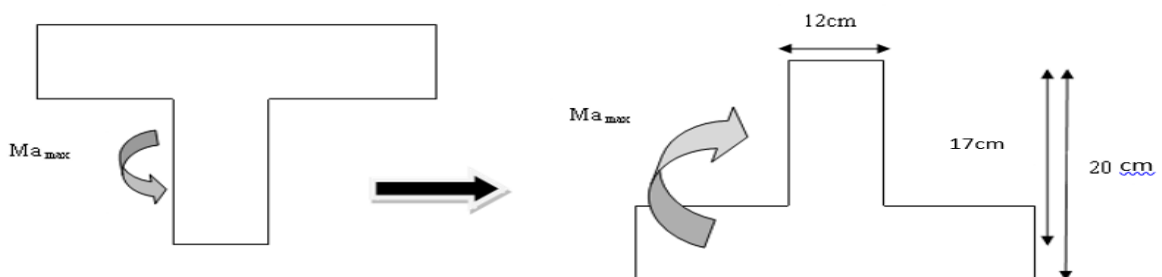
$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,25 \times 10^3}{0.981 \times 18 \times 348} = 1,83 \text{cm}^2$$

On opte pour $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\text{HA}12=3,39\text{cm}^2$

- **Aux appuis:**

Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures

Pour nos calculs on renverse la section pour avoir des moments positifs



$$M_a^{max} = 10,47 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$f_e 400 \rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \theta = 0 \\ \gamma_s = 1.15 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \text{Situation durable}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,47 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.190$$

$$\mu_a = 0.190 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.190 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,894$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPA}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,47 \times 10^3}{0.894 \times 18 \times 348} = 2,24 \text{cm}^2$$

On opte pour $A_a = 2,26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{2HA12=2,26\text{cm}^2}$

➤ **Armatures transversale :**

❖ **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99)**

On a :
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi^{max}, \frac{b_0}{10}\right)$$

$\phi_{l \max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}, 1.2, \frac{12}{10}\right) = \min(0.571 ; 1.2; 1.2)$$

$$\phi_t = 0.571 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{2\phi 6=0.56\text{cm}^2}$$

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

❖ **Espacement des armatures : (BAEL A.5.1. BAEL91/modifiée 99)**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2\text{cm} ; 40\text{cm})$$

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

7) Vérification à l'ELU :

a/ condition de non fragilité (BAEL91/Art A.4.2.1) :

➤ **En travée :**

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + (0,06 \times 25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{adopté} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

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

$$A_{adopté} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

b/ condition de cisaillements :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_u^{max} = 14,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{17,13 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,793 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2}{1,5} \times 25 ; 5 \text{ MPa} \right\} \\ &= \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} \end{aligned}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,793 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

c/ vérification de l'adhérence d'entraînement des barres :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} \quad \text{avec } \Sigma U_i: \text{somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,05 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,117 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,117 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}; \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

d/ Ancrage des armatures :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

Les règles de BAEL 91 modifier 99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesure hors crochet est au moins égale $0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$l_a = 0,4l_s = 0,4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm} \quad \text{soit } l_a = 15 \text{ cm}$$

e / Influence de l'effort tranchant sur le béton (A.5.1. 313 BAEL 91/99) :

$$T_{u \max} \leq 0,4 b_0 a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } a = 0,9 d$$

$$T_{u \max} \leq 0,4 b_0 a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 122,4 \text{ KN}$$

$T_{u \max} = 10,60 \text{ KN} < 122,4 \text{ KN}$ condition vérifiée pour les appuis intermédiaires.

$T_{u \max} = 17,05 \text{ KN} < 122,4 \text{ KN}$ condition vérifiée pour les appuis de rives.

F / Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{u \max} + \frac{M^{\max}}{0.9 d} \right)$$

Appuis de rives :

$$A = 2,26 \geq \frac{1.15}{40} \left(17,05 + \frac{5,235}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A = 2,26 \geq 1,419 \quad \dots\dots \quad \text{condition}$$

vérifiée

Appuis intermédiaires :

$$A = 2.26 \geq \frac{1.15}{40} \left(10,60 + \frac{10,47}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A = 2.26 \geq 2,16 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

8. Vérification à l'ELS :

1. Combinaison de charge à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 3,536 + 1,625 = 5,161 \text{ KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir le résultat des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$.

$$\text{On a :} \quad \frac{5,161}{7,211} = 0,715$$

$$q_s = 5,161 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 7,211 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ts}^{\max} = M_{tu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 11,25 \times 0,715 = 8,04 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ap}^{\max} = M_{ap}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 10,47 \times 0,715 = 7,48 \text{ KN/ml}$$

a) Etat de résistance de résistance de béton en compression :

➤ **En travée :**

• **La contrainte dans l'acier :**

on doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$:

La section d'armature adopte a L'ELU en travée est $A_t = 3HA10 = 2,35cm^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b_o \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569$$

On opte pour : $\rho = 1.569 \rightarrow \beta = 0,837 \quad k_1 = 15,67$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{8,04 \times 10^6}{0,837 \times 180 \times 235} = 157,41 MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

Donc : $\bar{\sigma}_s = 384 MPa > \sigma_s = 222,32 MPa \dots \dots \dots$ **Condition Vérifiée.**

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{157,41}{15,67} = 10,04 MPa$$

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

Donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa > \sigma_{bc} = 10,04 MPa \dots \dots \dots$ **Condition Vérifiée.**

➤ **Aux appuis :**

• **La contrainte dans l'acier : on doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$:**

La section d'armature adopte à L'ELU en appuis est $A_t = 2HA12 = 2,26 cm^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b_o \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046$$

On opte pour : $\rho = 1,05 \rightarrow \beta = 0,858 \quad k_1 = 20.21$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{7,48 \times 10^6}{0,858 \times 180 \times 226} = 214,30 MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

Donc : $\bar{\sigma}_s = 384 \text{ MPa} > \sigma_s = 214,30 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{214,30}{20,21} = 10,60 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 10,60 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

b) Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

c) Etat limite de déformation :

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

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$$

$$3- \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

h : hauteur total 20 cm

L : portée entre nus d'appuis (L=440 cm)

: Moment max en travée $M_t^{max} = 13,16 \text{ KN.m}$

M_0 : Moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Vérification :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} \quad \text{Avec} \quad q_s = G + Q = 5,161 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{5,161 \times 4,40^2}{8} = 12,48 \text{ KN.m}$$

$$1) \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0,045 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{ Condition Vérifiée.}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0,059 \leq \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{8,04}{10 \times 12,48} = 0,064 \dots \dots \dots \text{ Condition non Vérifiée.}$$

$$3) \quad \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108 \geq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{ Condition non Vérifiée.}$$

Vu que la deuxième et la troisième condition ne sont pas vérifiées on doit procéder au calcul de la flèche :

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

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I}{1 + (\mu \times \lambda_v)}$$

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

a) Air de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 20 + 15 \times 3,39 = 343,85 \text{ cm}^2$$

b) Calcul de V1 et V2 :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739,3}{343,85} = 10,87 \text{ cm} +$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,87 = 9,13 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [(10,87^3 + 9,13^3)] + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(10,87 - \frac{4}{2}\right)^2 \right] + 15 \\ \times 2,35 \times (19,13 - 2)^2 = 63440,4585 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \rightarrow \beta = 0,938$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{8,04 \times 10^6}{0,938 \times 180 \times 339} = 140,46 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,012} = 1,37$$

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

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 1,09 \times 140,46 + 2,1}; 0 \right\}$$

$$\mu = \max\{0,994; 0\}$$

D'où la flèche :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 63440,4585}{1 + 0,994 \times 1,37} = 29569,70 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{8,04 \times 10^6 \times 4400^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 29569,70} = 4,86 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4400}{500} =$$

8,8 mm → **Condition vérifiée**

Conclusion :

Suit aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage des planchers en corps creux celui adopté précédemment :

•Armatures longitudinales :

En travée : 3HA12

Aux appuis :2HA12

•Armatures transversales : 2 Etrier en HA6.

5.2) Etude du plancher Etage courant :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivant :

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

1/ Choix de la méthode : (Méthode forfaitaire)

- **Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Condition application :(**B.6.2.2.10 BAEL91/99**)

La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5kN/m^2 .

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

$$Q = 0.975 \text{ KN/m}^2 < 2G = 2 \times 3.536 = 7.072 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. \Rightarrow

Condition vérifiée

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

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25 \end{array} \right\} \longrightarrow \left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{4.40}{4.50} = 0.977 \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{4.40}{4.30} = 1.02 \leq 1.25 \end{array} \right\}$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable. \Rightarrow

Condition vérifiée

Conclusion :

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

2/ Principe de la méthode : (BAEL91 modifié 99)

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

3/ Exposé de la méthode :

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$
- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.
- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

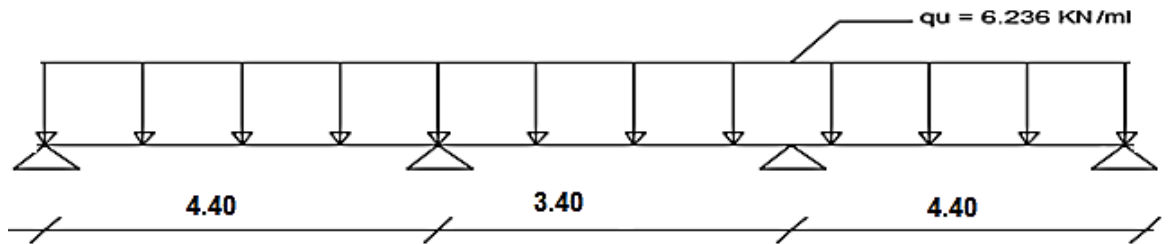
Les valeurs M_w, M_e, M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max}\{1,05; (1 + 0,3\alpha)\}M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ Pour une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ Pour une travée de rive} \end{array} \right.$$

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

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de $M_a = 0,3 M_0$.

4/ Calcul des armatures à l'ELU :**1^{er} cas :****Poutrelle continue sur 4 appuis :**



- Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,975}{0,975 + 3,536} = 0.216$$

- Calcul des moments statiques :

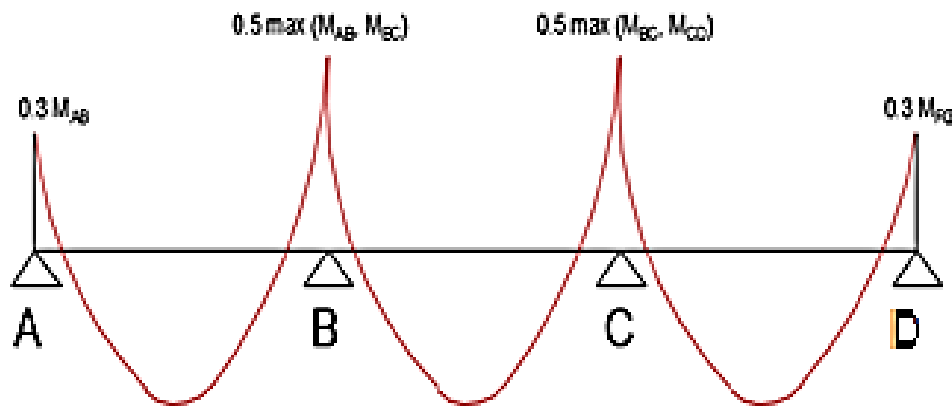


Figure (III.2.12) : L'évaluation des moments dans les différents appuis

Par la symétrie des travées on calcul :

$$M_{AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,236 \times (4.40)^2}{8} = 15,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,236 \times (3.40)^2}{8} = 9,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,236 \times (4.40)^2}{8} = 15,09 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant en appuis :

$$M_A = M_G = 0.3M_{AB} = 0.3 \times 15,09 = 4,527 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{AB}, M_{BC}) = 0.5 \times 15,09 = 7,545 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max(M_{BC}, M_{CD}) = 0.5 \times 15,09 = 7,545 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 (M_{CD}) = 0.3 \times 15,09 = 4,527 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant en travées :

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.216) = 1.065$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.216)}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.216)}{2} = 0.632$$

❖ **Etude de la travées AB : (rive)**

- $M_{tAB} \geq \text{Max}[1.05M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$

- $M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB}$

$$1 + 0.3\alpha = 1.094 > 1.05 \rightarrow \text{ok}$$

$$M_{tAB} \geq [(1 + 0.3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$= [(1 + 0.3 \times 0.216) \times 15,09] - \frac{4,527 + 7,545}{2}$$

$$= 10,031 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.216}{2} \times 15,09 = 11,58 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 10,031 \text{KN.m}$

❖ **Etude de la travées BC : (intermédiaire)**

- $M_{tBC} \geq \text{Max}[1.05M_{BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$

- $M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{BC}$

$$1 + 0.3\alpha = 1.094 > 1.05 \rightarrow \text{ok}$$

$$M_{tBC} \geq [(1 + 0.3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$= [(1 + 0.3 \times 0.216) \times 9,01] - \frac{7,545 + 7,545}{2} = 2,66 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{BC} = \frac{1 + 0.3 \times 0.216}{2} \times 9,01 = 4,80 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 4,80 \text{KN.m}$

❖ **Etude de la travées CD : (rive)**

- $M_{tCD} \geq \text{Max}[1.05M_{CD}; (1 + 0.3\alpha)M_{CD}] - \frac{M_C + M_D}{2}$
- $M_{tCD} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} CD$
 $1 + 0.3\alpha = 1.094 > 1.05 \rightarrow ok$
 $M_{tCD} \geq [(1 + 0.3\alpha)M_{CD}] - \frac{M_C + M_D}{2}$
 $= [(1 + 0.3 \times 0.216) \times 15,09] - \frac{7,545 + 4,527}{2}$
 $= 10,031 \text{ KN.m}$
- $M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,216}{2} \times 15,09 = 9,536 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{tAB} = 10,031 \text{ KN.m}$

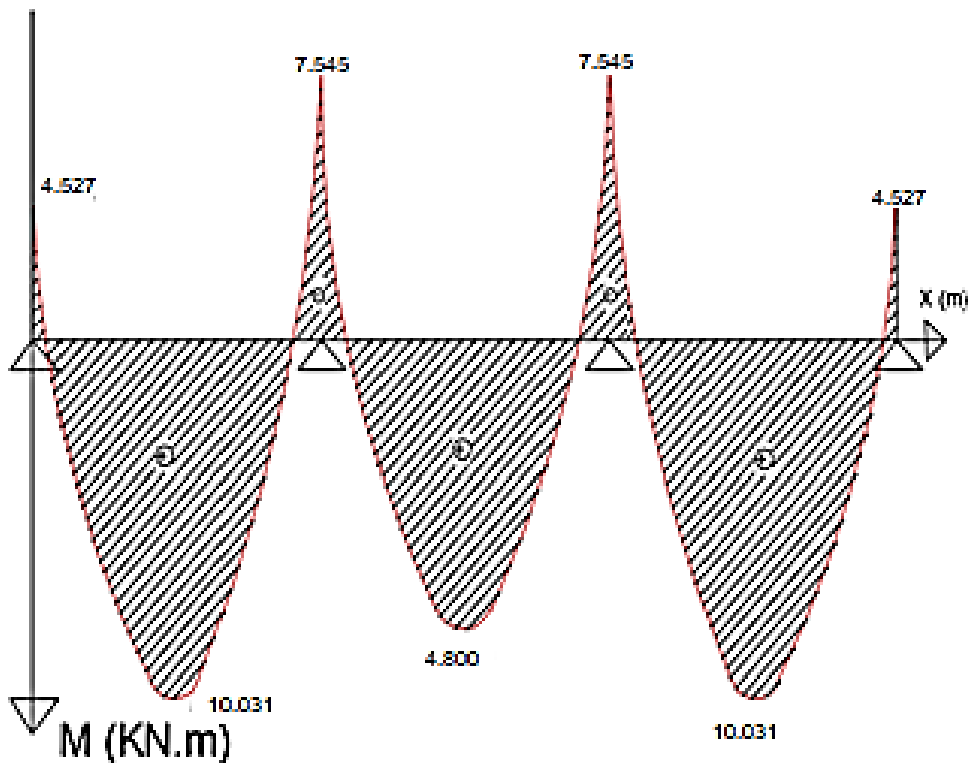


Figure (III.2.13) : Diagrammes des moments fléchissant ELU (KN)

- Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_w - M_e}{l_i} \quad \text{Avec} \quad \theta(x) = \frac{q_u l}{2}$$

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

➤ Travée AB : (rive)

$$T_A = \frac{q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6,236 \times 4.40}{2} + \frac{7,545 - 4,527}{4.40} = 14,404 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-6,236 \times 4.40}{2} + \frac{7,545 - 4,527}{4.40} = -13,03 \text{ KN}$$

➤ Travée BC : (intermédiaire)

$$T_B = \frac{q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6,236 \times 3.40}{2} + \frac{7,545 - 7,545}{3.40} = 10,60 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-6,32 \times 3.40}{2} + \frac{7,545 - 7,545}{3.40} = -10,60 \text{ KN}$$

➤ Travée CD : (rive)

$$T_C = \frac{q_u L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{6,236 \times 4.40}{2} + \frac{4,527 - 7,545}{4,4} = 13,034 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-q_u L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{-6,236 \times 4.40}{2} + \frac{4,527 - 7,545}{4,4} = -14,404 \text{ KN}$$

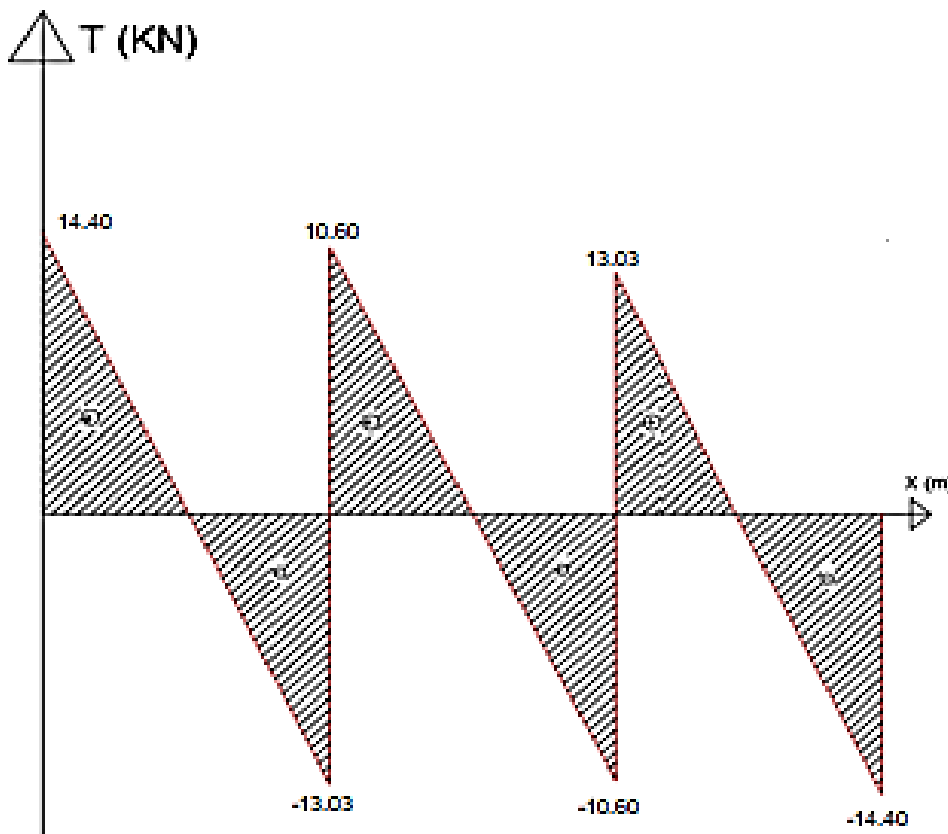


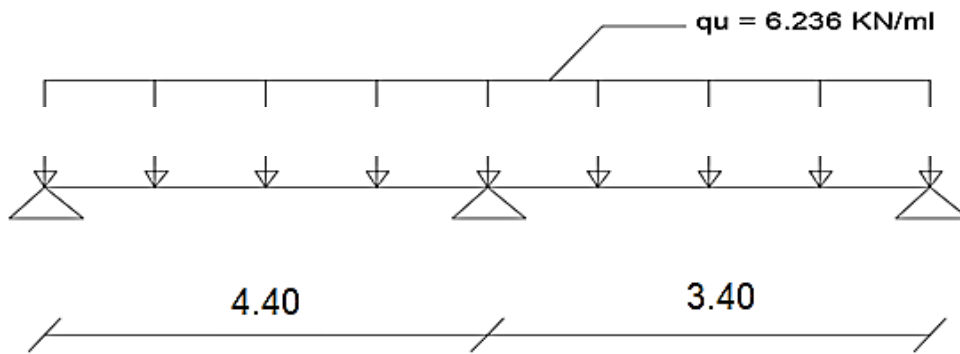
Figure (III.2.14) : Diagrammes des efforts tranchants ELU (KN)

2^{eme} cas :

Poutrelle continue sur 3 appuis :

- Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,975}{0,975 + 3.536} = 0.216$$



- **Calcul des moments statiques :**

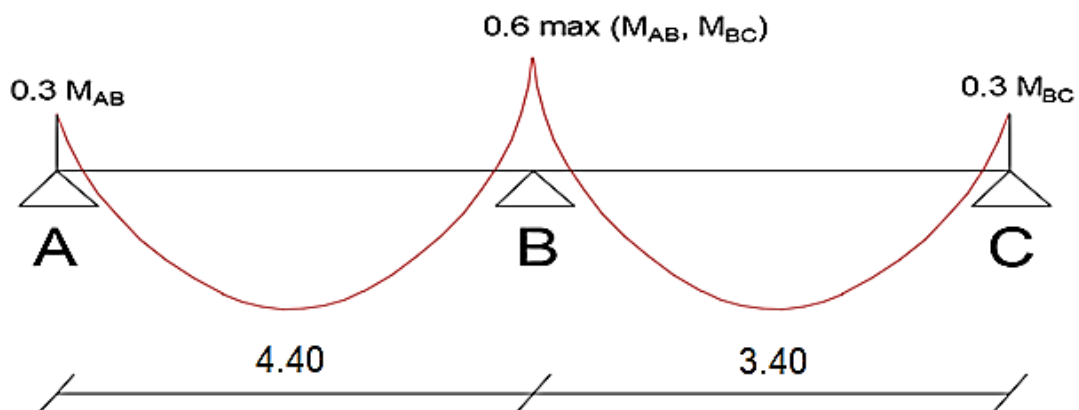


Figure (III.2.15) : L'évaluation des moments dans les différents appuis

$$M_{AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,236 \times (4.40)^2}{8} = 15,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bc} = \frac{ql}{8} = \frac{6,236 \times 3,40}{8} = 9,01 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments fléchissant en appuis :**

$$M_A = 0.3M_{AB} = 0.3 \times 15,09 = 4,527 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \max(M_{AB}, M_{BC}) = 0.6 \times 15,09 = 9,054 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3M_{BC} = 0.3 \times 9,01 = 2,703 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments fléchissant en travées :**

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.315) = 1.065$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.315)}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.315)}{2} = 0.632$$

- ❖ **Etude de la travées AB : (rive)**

- $M_{tAB} \geq \max[1.05M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$

- $M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB}$

$$1 + 0.3\alpha = 1.094 > 1.05 \rightarrow ok$$

$$M_{tAB} \geq [(1 + 0.3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$= [(1 + 0.3 \times 0.216) \times 15,09] - \frac{4,527 + 9,054}{2} = 8,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.216}{2} \times 15,09 = 9,54 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 9,53 \text{ KN.m}$

- ❖ **Etude de la travées BC : (rive)**

- $M_{tBC} \geq \max[1.05M_{BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$

- $M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{BC}$

$$1 + 0.3\alpha = 1.094 > 1.05 \rightarrow ok$$

$$M_{tBC} \geq [(1 + 0.3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$= [(1 + 0.3 \times 0.216) \times 10,41] - \frac{9,054 + 2,703}{2} = 3,701 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0BC} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0,216}{2} \times 9,01 = 5,69 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tBC} = 5.69 \text{ KN.m}$

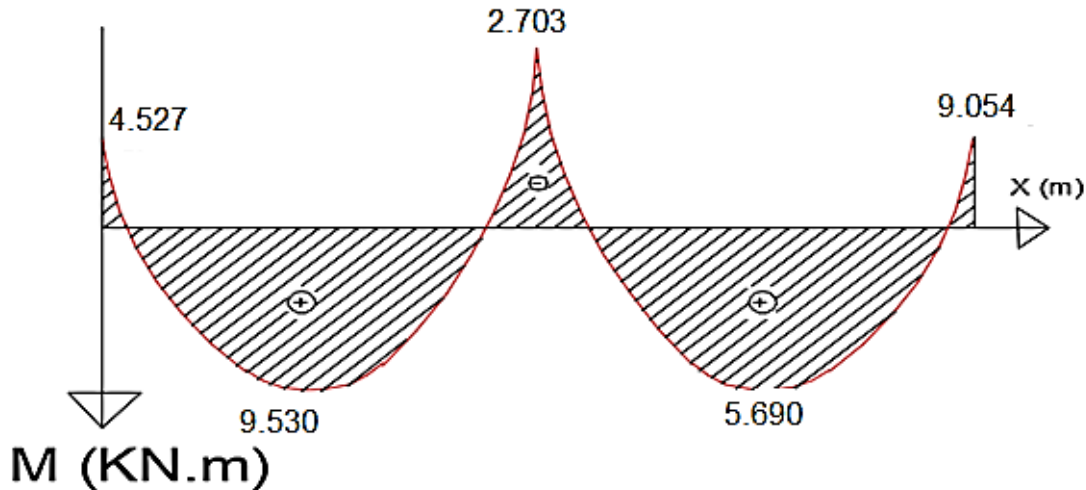


Figure (III.2.16) : Diagrammes des moments fléchissant ELU (KN)

- Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_w - M_e}{l_i} \quad \text{Avec} \quad \theta(x) = \frac{q_u l}{2}$$

T_w = Effort tranchant à gauche de l'appui

T_e = Effort tranchant à droite de l'appui

- Travée AB : (rive)

$$T_A = \frac{q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6,236 \times 4.40}{2} + \frac{9,054 - 4,527}{4.40} = 14,73 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-6,236 \times 4.40}{2} + \frac{10,47 - 5,235}{4.40} = -12,69 \text{ KN}$$

- Travée BC : (rive)

$$T_B = \frac{q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6,236 \times 3.40}{2} + \frac{2,703 - 9,054}{3.40} = 8,74 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-6,236 \times 3.40}{2} + \frac{2,703 - 9,054}{3.40} = -12,46 \text{ KN}$$

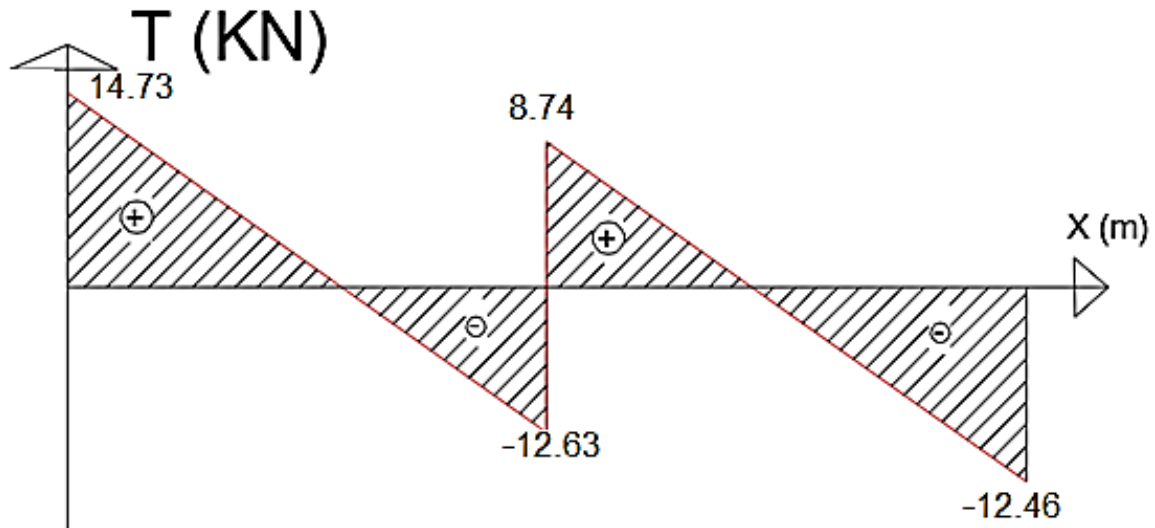


Figure (III.2.17): Diagrammes des efforts tranchants ELU (KN)

6) Calcul des armatures à l'ELU :

$$T^{max} = 14,73 \text{ KN}$$

$$M_a^{max} = 9,054 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 10,031 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures longitudinal:**

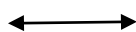
• **En travée:**

Le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T position de l'axe neutre :

Si : $> M_{tab} \rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure

Si : $M_t^{max} < M_{tab} \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression

: Le moment équilibré par la table de compression



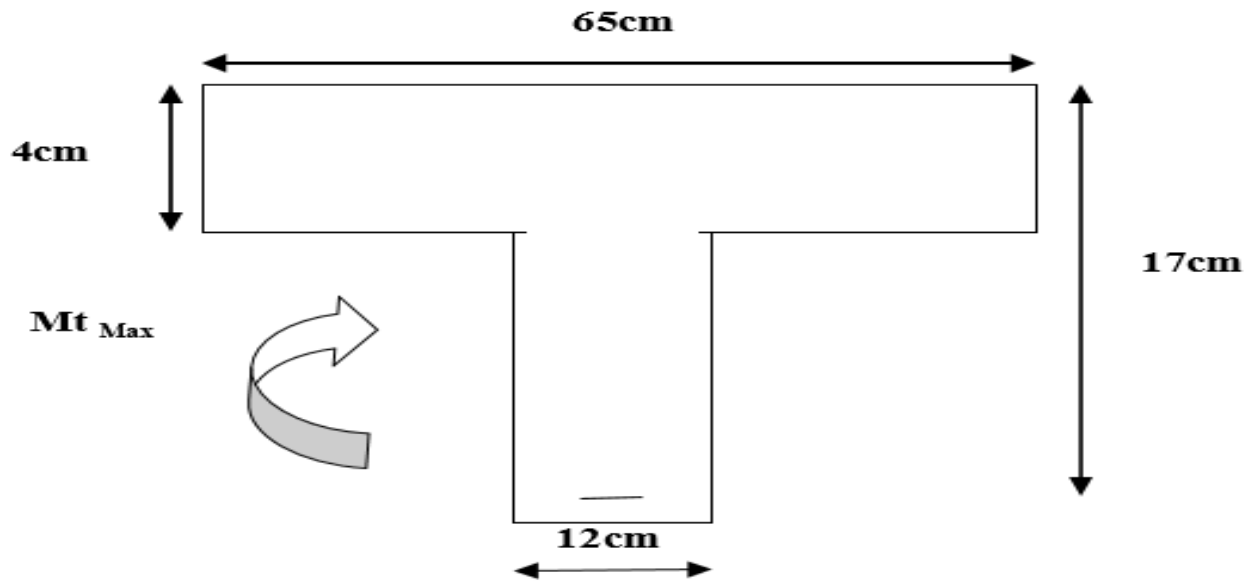


Figure (III.2.18) : disposition des armatures en section Té.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tAB} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 (d - 0,5h_0)$$

Avec : $f_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tAB} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,5 \times (0,04)) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = 59,072 \text{ KN.m} \gg \gg M^{max}_t = 10,031 \text{ KN.m}$$

$M^{max}_t < M_t \rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de $b \times h$ (65X20).

Avec :

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,031 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,034$$

$$\mu_t = 0.034 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.034 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.983$$

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

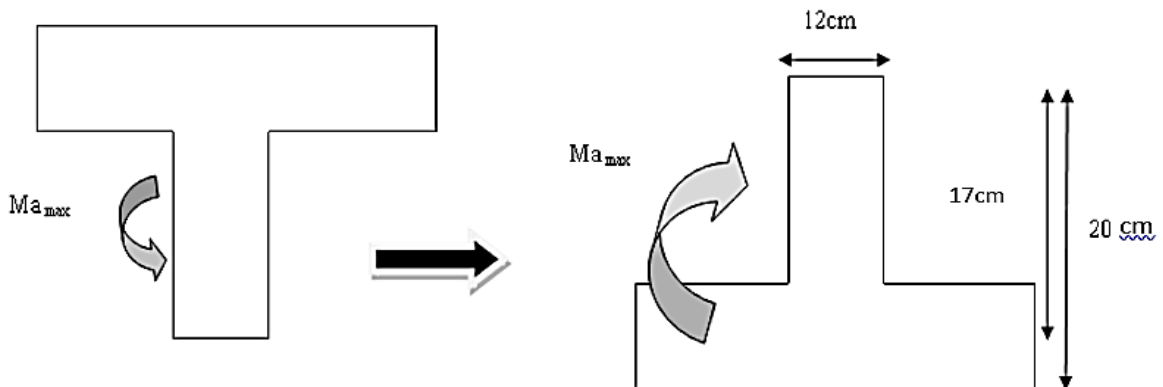
$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,031 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 1,63 \text{cm}^2$$

On opte pour $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4\text{HA}10=3,14\text{cm}^2$

• Aux appuis:

Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures

Pour nos calculs on renverse la section pour avoir des moments positifs



$$M^{max}_a = 9,054 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$f_e 400 \rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \theta = 0 \\ \gamma_s = 1.15 \end{cases} \quad \rightarrow$$

Situation durable

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,054 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.164$$

$$\mu_a = 0.164 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.164 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,910$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPA}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,054 \times 10^3}{0.910 \times 18 \times 348} = 1,57 \text{cm}^2$$

On opte pour $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{2HA10}=1,57\text{cm}^2$

➤ **Armatures transversale :**

❖ **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99)**

On a :
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi^{max}, \frac{b_0}{10}\right)$$

$\phi_{l \max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}, 1.2, \frac{12}{10}\right) = \min(0.571; 1.2; 1.2)$$

$$\phi_t = 0.571 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{2}\phi\text{6}=0.56\text{cm}^2$$

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

❖ **Espacement des armatures : (BAEL A.5.1. BAEL91/modifiée 99)**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2\text{cm}; 40\text{cm})$$

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

7) **Vérification à l'ELU :**

a/ **condition de non fragilité (BAEL91/Art A.4.2.1) :**

➤ **En travée :**

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + (0,06 \times 25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{adopté} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

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

$$A_{adopté} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

b/ condition de cisaillements :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_u^{max} = 14,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{14,73 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,681 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2}{1,5} \times 25 ; 5 \text{ MPa} \right\} \\ &= \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} \end{aligned}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,681 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

c/ vérification de l'adhérence d'entrainement des barres :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} \quad \text{avec } \Sigma U_i: \text{somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,73 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,965 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,965 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}; \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

d/ Ancrage des armatures :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

Les règles de BAEL 91 modifier 99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesure hors crochet est au moins égale $0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$l_a = 0,4l_s = 0,4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm} \quad \text{soit } l_a = 15 \text{ cm}$$

e / Influence de l'effort tranchant sur le béton (A.5.1. 313 BAEL 91/99) :

$$T_{u \max} \leq 0,4 b_0 a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } a = 0,9 d$$

$$T_{u \max} \leq 0,4 b_0 a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 122,4 \text{ KN}$$

$T_{u \max} = 12,63 \text{ KN} < 122,4 \text{ KN}$ condition vérifiée pour les appuis intermédiaires.

$T_{u \max} = 14,73 \text{ KN} < 122,4 \text{ KN}$ condition vérifiée pour les appuis de rives.

F / Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{u \max} + \frac{M^{max}}{0,9 d} \right)$$

Appuis de rives :

$$A = 2,26 \geq \frac{1.15}{40} \left(14,73 + \frac{4,527}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$A = 2,26 \geq 1,085$ condition vérifiée

Appuis intermédiaires :

$$A = 2.26 \geq \frac{1.15}{40} \left(8,74 + \frac{9,054}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$A = 2.26 \geq 0,185$ condition vérifiée

8. Vérification à l'ELS :**1. Combinaison de charge à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 3,536 + 0,975 = 4,511 \text{ KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir le résultat des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$.

On a :
$$\frac{4,511}{6,236} = 0,723$$

$$q_s = 4,511 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6,236 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ts}^{max} = M_{tu}^{max} \times \frac{q_s}{q_u} = 10,031 \times 0,723 = 7,25 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ap}^{max} = M_{ap}^{max} \times \frac{q_s}{q_u} = 9,054 \times 0,723 = 6,54 \text{ KN/ml}$$

d) Etat de résistance de résistance de béton en compression :➤ **En travée :**• **La contrainte dans l'acier :**

on doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$

La section d'armature adopte a L'ELU en travée est $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b_o \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{12 \times 18} = 1,45$$

On opte pour : $\rho = 1.45 \rightarrow \beta = 0,841 \quad k_1 = 16,45$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{7,25 \times 10^6}{0,841 \times 180 \times 314} = 152,52\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

Donc : $\bar{\sigma}_s = 384\text{MPa} > \sigma_s = 152,52\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{152,52}{16,45} = 9,27\text{MPa}$$

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

Donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} > \sigma_{bc} = 9,27\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

➤ **Aux appuis :**

• **La contrainte dans l'acier : on doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$:**

La section d'armature adopte à L'ELU en appuis est $A_t = 2\text{HA}10 = 1,57\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b_o \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

On opte pour : $\rho = 0,735 \rightarrow \beta = 0,876 \quad k_1 = 25,32$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{6,54 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} = 264,18\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

Donc $\bar{\sigma}_s = 384\text{MPa} > \sigma_s = 264,18\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{264,18}{25,32} = 10,43 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 10,43 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition}$
Vérifiée.

- e) **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

- f) **Etat limite de déformation :**

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

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$$

$$3- \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

h : hauteur total 20 cm

L : portée entre nus d'appuis (L=440 cm)

: Moment max en travée $M_t^{max} = 10,031 \text{ KN.m}$

M_0 : Moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Vérification :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} \quad \text{Avec} \quad q_s = G + Q = 4,511 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{4,511 \times 4,40^2}{8} = 10,91 \text{ KN.m}$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0,045 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0,059 \leq \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{7,25}{10 \times 10,91} = 0,066 \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{3,14}{12 \times 18} = 0,0145 \geq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée.}$$

Vu que la deuxième et la troisième condition ne sont pas vérifiées on doit procéder au calcul de la flèche :

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

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I}{1 + (\mu \times \lambda_v)}$$

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

c) Air de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 20 + 15 \times 3,14 = 499,1 \text{ cm}^2$$

d) Calcul de V1 et V2 :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 3,14 \times 18 = 3671,8 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3671,8}{499,1} = 7,35 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,35 = 12,65 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [(7,35^3 + 12,65^3)] + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,35 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,14 \times (19,13 - 2)^2 = 21392,289 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,14}{12 \times 18} = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{7,25 \times 10^6}{0,993 \times 180 \times 314} = 129,17 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,012} = 1,37$$

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

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 1,09 \times 129,17 + 2,1}; 0 \right\}$$

$$\mu = \max\{0,371; 0\}$$

D'où la flèche :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 21392,289}{1 + 0,371 \times 1,37} = 15601,661 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{7,25 \times 10^6 \times 4400^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 15601,661} = 8,31 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4400}{500} = 8,8 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Suit aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage des planchers en corps creux de l'étage courant celui adopté précédemment :

• Armatures longitudinales :

En travée : 4HA10

Aux appuis :2HA10

Armatures transversales : 2 Etrier en HA6.

III-3 Les Balcons:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine il travaille comme une console encastrée au niveau de la Poutre de rive.

L'épaisseur de dalle de balcon est donnée par la formule suivant : $e = \frac{L}{10}$ selon

BAEL 91.

L : longueur de balcon.

- premier type

III.3.1. Balcon sur deux appuis :

$$e = \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

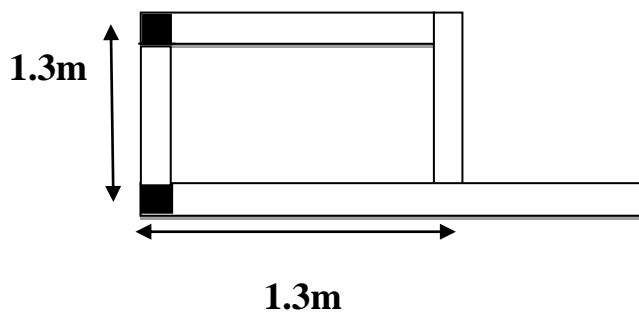


Figure III.3.1. Dalle sur 2 appuis

a-Evaluation des charges

On a: $G = 5.33 \text{ KN/m}^2$ $Q = 3.5 \text{ KN/m}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.49 + 1.5 \times 3.5 = 12.66 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q = 5.49 + 3.5 = 8.99 \text{ KN/m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.30}{1.30} = 1 > 0.4 \quad \Longrightarrow \quad \text{La travaille selon deux sens.}$$

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

b- Calcule des sollicitations à L'ELU :

$$\rho = 1 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 12.66 \times 1.30^2 = 0,787 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 1 \times 0,787 = 0,787 \text{ KN.m}$$

$$\text{-En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0,668 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.668 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{- En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.2 \times M_0^x = -0.16 \text{ KN.m}$$

c-Ferraillage :

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bande de longueur $b=1 \text{ ml}$ et d'épaisseur $e=15 \text{ cm}$

En travée

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0,787 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{MU}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{0,668 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.002 \quad \longrightarrow \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.003$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 12.98 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{Z \times \sigma_{st}} = 0.174 \text{ cm}$$

Vérification de La condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm est } \rho \geq 0.4 \text{ avec : } f_{eE400} \quad \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times (3 - \frac{\rho}{2}) \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$A_{\min}^x = 0.0008 \times (3 - \frac{1}{2}) \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2 \text{ donc on choisit } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^y = 0.008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

$$3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ²)	A min (cm ²)	A adp (cm ²)
Travée	x-x	0,668	0.002	0.003	12,98	0.174	3	4HA10 = 3.14
	y-y	0.668	0.002	0.003	12,86	0.174	1,2	3HA10 = 2.35
appuis	y-y	0.16	0.0029	0.026	12,98	0.036	3	4HA10 = 3.14
	x-x							

Tableau III.3.1. Les résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis.

d-Espacement des armatures :

Sens x-x: $St \leq \min (3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ on adopte $s_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $St \leq \min (4e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm}$ on adopte $s_t = 30 \text{ cm}$

e-Vérification à L'ELU :

•L'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{qu \times LX}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4+ly^4} = \frac{12.66 \times 1.3}{2} \times \frac{1,3^4}{1.3^4+1.3^4} = 4,114 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{vu^{\max}}{bd} = \frac{4,114 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.031 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times f_{c28} \gamma_b = 0.07 \times 25 \times 1.5 = 1.17 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.056 < \bar{\tau}_u = 1.117 \dots\dots\dots\text{condition vérifier}$$

f-Vérification à L'ELS :

On $q_s = 8,99 \text{ KN/m}$ et $\rho = 0.5 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times lx^2 = 0,0368 \times 8.99 \times (1.3)^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,559 \text{ KN. m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.559 \times 1 \Rightarrow M_{0y} = 0. 559\text{KN.m}$$

- En travée :

$$\begin{cases} M_t x = 0.85 \times M_{0x} = 0,475 \text{ KN. m} \\ M_t y = 0.85 \times M_{0y} = 0.475 \text{ KN. m} \end{cases}$$

- En appui :

$$M_a x = M_a y = -0.2 \times M_0 x = -0,119 \text{ KN.m}$$

f-1-Etat limite de compression du béton :**•Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{0,559 \times 3.095}{5608.73} \times 10^3 = 0.308$$

$$\text{Il faut que } \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens x-x : } A_x = 3.14 \text{ cm}^2 \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 612.3 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 353.098 \rightarrow y = 3.095 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \rightarrow I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.308 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

-Sens y-y :

$$A_y = 2.36 \text{ cm}^2 \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm} \quad Y = 2.70 \text{ cm} \quad I = 4411.68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.28 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

f-2-Etat limite d'ouverture des fissures :

La Fissuration peu nuisible \rightarrow aucune vérification à faire

f-3-Etat Limite de déformation :**Selon x -x**

$$\frac{ht}{l_x} > \text{Max} \left(\frac{3}{80}, \frac{M_{tx}}{20 M_0} \right)$$

$$\frac{0.15}{1.3} > \text{Max} (0.0375 ; 0.042) \rightarrow 0.111 > 0.042 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \longrightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc n'est pas nécessaire de vérifiée la flache selon les deux sens.

Selon y-y :

$$\frac{ht}{lx} > \text{Max} \left(\frac{3}{80}, \frac{Mtx}{20 M0} \right)$$

$$\frac{0.15}{2.3} > \text{Max} (0.065 ; 0.042) \rightarrow 0.065 > 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{2}{fe} \quad \frac{2.36}{100 \times 13} = 0.0018 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \rightarrow$$

Les conditions sont vérifiées donc n'est pas nécessaire de vérifiée la flache selon les deux sens.

Location	M _{ser} (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travée(X)	0,559	5608.73	3.095	0,308	15	C.Vérifier
Travée(Y)	0.559	5608.73	3.095	0.308	15	C.Vérifier
Appui(X) Appui(Y)	0.3	4411.67	2.7	0.18	15	C.Vérifier

Tableau III.3.2 Vérification de contrainte de compression dans le béton.

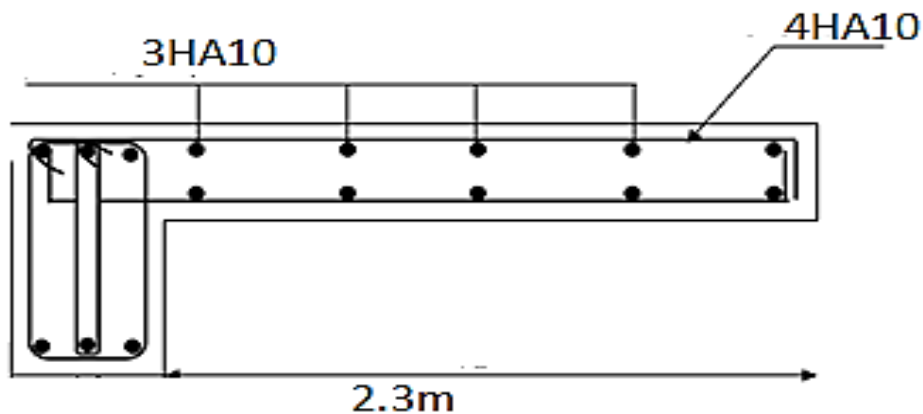


Figure III.3. 2 Schéma de ferrailage sur deux appuis (balcon).

- deuxième type

III.3.2 Balcon sur trios appuis □

1- Etude de la dalle pleine :

a) Dimensionnement :

$$L' \text{ épaisseur : } e \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

On opte : $e=15\text{cm}$

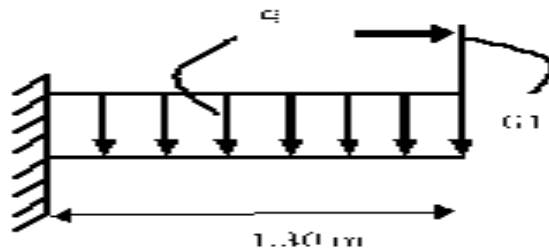


Figure III.3.3: Schéma statique du balcon

b) Détermination des charges et surcharges :

- Charge permanentes :

La charge permanentes du balcon est $G=5.49 \text{ KN/ml}$ (calculé déjà dans le chapitre 2).

Charge concentrée (poids propre du garde-corps) :

Elements	Epaisseur (m)	La charge (KN/m^2)
Brique creuses	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	0.02x2	0.72
La charge total G		1.62

Tableau III.3.3: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

- **Surcharge d'exploitation :**

Charge due à la main courante $Q_1=1\text{KN/m}^2$

Charge d'exploitation du balcon $Q=3.5\text{KN/m}^2$

(Donnée par le DTR B C 2.2)

c) Combinaison des charges :

A l'ELU

- **Dalle:** $q_u=1.35G+1.5Q=1.35\times 5.49+1.5\times 3.5=12.66\text{ KN/ml}$.
- **Garde-corps :** $q_{u1}=1.35G_1=1.35\times 1.62=2.19\text{ KN/ml}$.

A l'ELS

- **Dalle:** $q_s = G+Q = 5.49+3.5=8.99\text{ KN/ml}$.
- **Garde-corps :** $q_{s1} = G_1 = 1.62\text{ KN/ml}$.
-

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.30}{4.4} = 0,295 \leq 0.4 \quad \Longrightarrow \quad \text{Le panneau travail selon un seul sens}$$

d) Le ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, la distance dangereuse est située au niveau d'encastrement.

❖ **Calcul du moment sollicité :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + q_{u1} \times L = \frac{12.66 \times (1.30)^2}{2} + 2.19 \times 1.30 = 13,54\text{ KN.m}$$

$$M_u = 13,54\text{ KN.m} \quad ; \quad b = 100\text{cm} \quad ; \quad d = 13\text{ cm}$$

➤ **Armatures principales :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

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

$$\mu = \frac{13,54 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$\mu = 0.056 < \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{(SSA)}$$

$$\mu = 0.056 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,54 \times 10^6}{0.974 \times 130 \times 348} = 308,23 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2$$

Armatures principale : **4HA12=4.52cm²** \longrightarrow Avec un
 espacement : **S_t=25cm**

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA8=2.01 cm²** Avec un espacement : **S_t=25**
cm

e) **Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité (BAEL91/Art A.4.2.1) :**

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopte} > A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{ast} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \leq A_{ast}$$

$$A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$$



..... Condition vérifiée.

❖ **Contrainte tangentielle (BAEL 91 / Art.A.5.1) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{MPa}$$

Avec : $V_u = q_u \times L + q_{u1} = 12.66 \times 1.30 + 2.19 = 18,648 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{18,648 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.143 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.1 \times \frac{25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPA}; 4 \text{ MPA} \} = 2.5 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'adhérence (BAEL 91 / Art A.6.1.3) :**

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{18,648 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1,05 \text{ MPA}$$

Avec : $\sum U_i = n \pi \Phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$

➡ $\tau_{se} = 0.99 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

➡ Pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Espacement des barres (Art A.8.2.42/ BAEL 91) :**

➤ **Armature principale :**

$$S_r = 25 \text{ cm} < \min \{ 3h; 33 \} = 33 \text{ cm} \quad \text{➡} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$S_r = 25 \text{ cm} < \min \{ 4h; 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm} \quad \text{➡} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Longueur de scellement (Art A.6.1.22 / BAEL91) :**

On a:
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec:
$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

$$L_s = 42.32 \text{ cm} \quad \text{on opte :} \quad L_s = 45 \text{ cm}$$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre ; les armatures doivent comportées des crochets la longueur de scellement mesurée hors crochet « L_C » est : 0.4 $L_s = 18 \text{ cm}$

Donc :
$$L_C = 18 \text{ cm}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art 5.3.313/BAEL91) :**

$$V_u \leq \bar{V}_u = 0.4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : ($a=0.9b$: qui est la longueur de l'appui)

$$V_u = 18,648 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 0.4 \times 1000 \times (0.9 \times 120) \times \frac{25}{1.5} = 720 \text{ KN}$$

$$V_u = 18,648 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 720 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux appuis (armature principal) :**

$$A_s > \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \quad \text{Avec :} \quad V_u = 18,648 \text{ KN}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > \frac{V_u}{f_e/\gamma_s} = \frac{18,648 \times 10}{400/1.15} = 0.536 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifiée.

F) Vérification à L'ELS :

❖ Calcul du moment sollicité :

$$M_s = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = \frac{8.99 \times 1.30^2}{2} + 1.62 \times 1.30$$

$$M_s = 9,70 \text{ KN.m}$$

❖ Les contraintes dans le béton et l'acier :

• La contrainte dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.667 \text{ MPA} ; 201.63 \text{ MPA} \} = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.909 \quad \rightarrow \quad K_1 = 39,95$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{9,70 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 452} = 181,60 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 181,60 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$



Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas obligatoire.

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{9,70 \times 10^6}{0.905 \times 130 \times 452} = 181,60 \text{MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{181,60}{39,95} = 4,54 \text{MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4,54 \text{MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation (Art B.6.5.2) :**

- **Vérification de la flèche :**

➤ $h/l = 15/130 = 0.115 \geq 1/16 = 0,0625 \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.

➤ $h/l = 15/130 = 0,115 \geq M_{st}/10M_0 = 7.22/10 \times 10.07 = 0.072 \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.

➤ $A/b \cdot d = 4.52/100 \times 13 = 0.0034 \leq 4,2/f_e = 4,2/400 = 0,0105 \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.

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

III.4. La salle machine :

1. Introduction :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimension (1,95x1.90) (m²) appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 9 tonnes.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

2. Dimensionnement :

Epaisseur de la dalle :

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

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{30} = \frac{195}{30} = 6,5 \text{ cm}$$

Selon le règlement de RPA99 version 2003:

$$h_t \geq 15 \text{ cm}$$

On opte : **h_t=15cm**

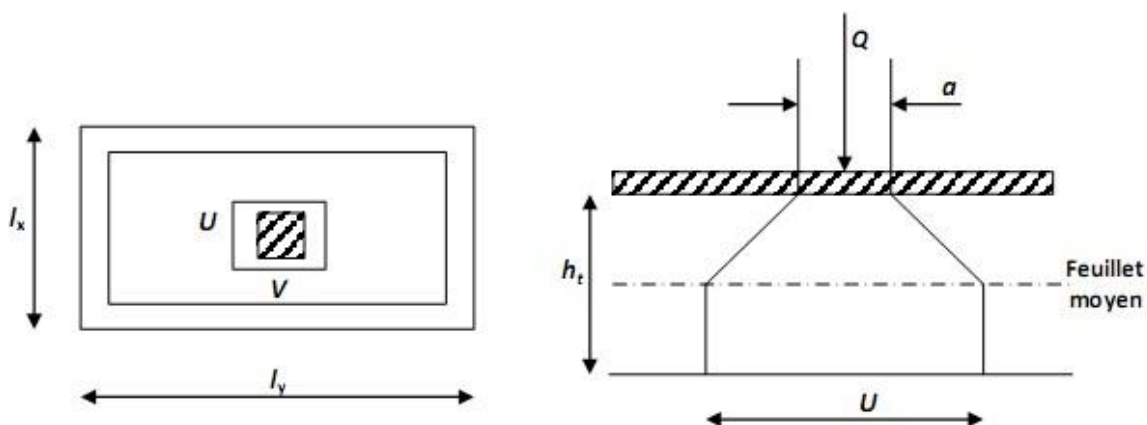


Figure III.4.1 : Schéma statique de la salle machine

3. Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,90}{1,95} = 0,97$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

❖ Moment dus au poids propre :

$M_x = \mu_x \cdot q l_x^2 \rightarrow$ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow$ Moment suivant la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν .

q : charge uniformément répartie sur toute la dalle.

Etat limite ultime : $\nu = 0$ (ELU)

$$\rho_x = 0,97 \quad \longrightarrow \quad \mu_x = 0,0393 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,934$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml}$

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

$$q_u = 1,35(3,75) + 1,5(1) = 6,562 \text{ KN/ml}$$

$$P_U = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux1} = 0,0393 \times (6,562) \times (1,90)^2 = 0,930 \text{ KN. m}$$

$$M_{uy1} = 0,930 \times 0,930 = 0,869 \text{ KN. m}$$

Etat limite de service : $\nu = 0,2$ (ELS)

$$\rho_x = 0,97 \quad \mu_x = 0,067 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,954$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml}$

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

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$P_S = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx1} = 0,0467 \times (4,75)(1,90)^2 = 0,800 \text{ KN. m}$$

$$M_{sy1} = 0,954 \times 0,800 = 0,763 \text{ KN. m}$$

❖ Calcul des moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = (\nu M_1 + M_2) \quad \text{Avec } \nu: \text{ coefficient de poisson}$$

M_1, M_2 Coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ , et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

U et V coté du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$V = V_0 + 2 \left(\xi e_0 + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2\xi e_0 + h_0$$

$$U = U_0 + 2 \left(\xi e_0 + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2\xi e_0 + h_0$$

Avec ξ : Le coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton $\rightarrow \xi=1$

e_0 : Épaisseur du revêtement $e_0 = 5 \text{ cm}$

h_0 : Épaisseur de la dalle $h_0 = 15 \text{ cm}$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$: Coté du rectangle sur lequel la charge P.

➤ Application numérique :

$$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} = 1.05 \text{ m}$$

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} = 1.05 \text{ m}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.90} = 0.552$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{1.95} = 0.538$$

A l'aide de tableau de **PIGEAUD** :

Pour $\rho = 0,92$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0.552 \\ \frac{V}{L_y} = 0.538 \end{array} \right. \quad \left[\begin{array}{l} M'_1 = 0.100 \\ M'_2 = 0.080 \end{array} \right.$$

✚ **Etat limite ultime (ELU) : $v=0$**

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,100 = 12.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,080 = 9.72 \text{ KN.m}$$

✚ **Etat limite ultime (ELS) : $v=0,2$**

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_s(M_1 + vM_2) = 90 (0,100 + 0,2 \times 0,08) = 10.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s(vM_1 + M_2) = 90 (0,2 \times 0,100 + 0,08) = 9 \text{ KN.m}$$

✚ **Superposition des moments :**

• **ELU :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,930 + 12.15 = 13.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.869 + 9.72 = 10.589 \text{ KN.m}$$

• **ELS :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.800 + 10.44 = 11.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.763 + 9 = 9,763 \text{ KN.m}$$

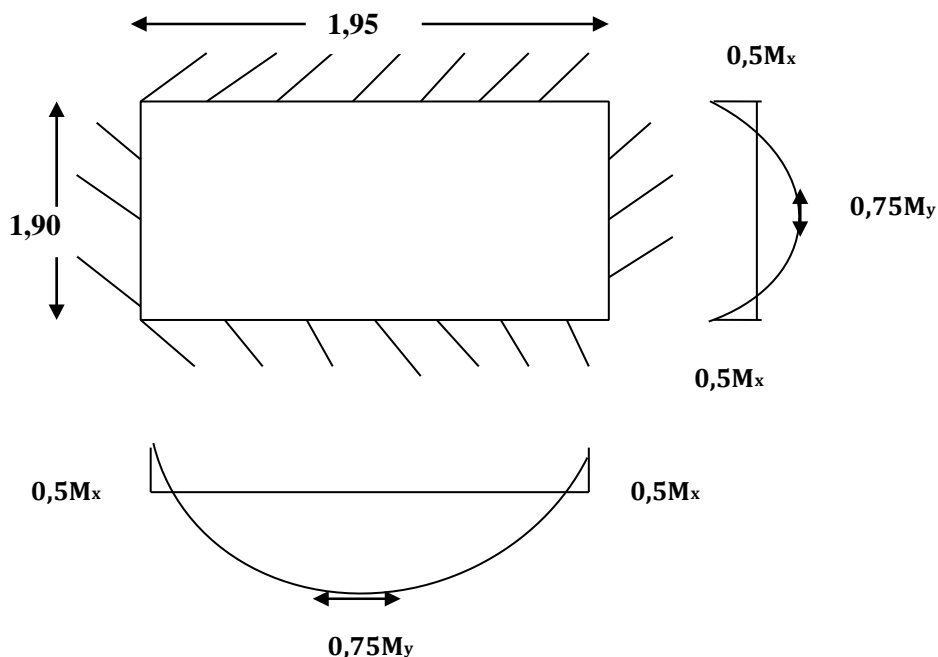


Figure III.4.2 : Distribution des moments sur le panneau.

➤ **Dans le sens x-x :**

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur :

-Aux appuis : $M_x^a = 0.5M_x = 0.5 \times 13.08 = 6.54 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_x^t = 0.75M_x = 0.75 \times 13.08 = 9.81 \text{ KN.m}$

-Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_a = \frac{6.54 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.032$$

$\mu_a = 0.032 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$

$\mu_a = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$

$$A_a = \frac{6.54 \times 10^3}{0.984 \times 12 \times 348} = 1.59 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA 8 = 2.51 cm²** ; **S_t = 20 cm**

-En travée :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_t = \frac{9.81 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.04$$

$\mu_a = 0.04 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$

$\mu_a = 0.04 \rightarrow \beta = 0.980$

$$A_a = \frac{9.81 \times 10^3}{0.974 \times 12 \times 348} = 2.39 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA 10 = 3.92 cm²** ; **S_t = 20 cm**

➤ Dans le sens y-y :

-Aux appuis : $M_y^a = 0.5M_y = 0.5 \times 10.589 = 5.9 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_y^t = 0.75M_y = 0.75 \times 10.589 = 7,94 \text{ KN.m}$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_a = \frac{5,29 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_a = 0.026 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{5.29 \times 10^3}{0.987 \times 12 \times 348} = 1.028 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA 8 = 2.51 cm²** ; **S_t = 20 cm**

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_t = \frac{7,94 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$\mu_a = 0.038 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{7,94 \times 10^3}{0.981 \times 12 \times 348} = 1,39 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA 10 = 3.92 cm²** ; **S_t = 20 cm**

Conclusion :**Tableau III.4.1 : Ferrailage de la salle machine**

Zone	Sens	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	Aadoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	X -X	6,54	0.032	0.984	1,59	5HA10 =3.92cm ²	20 cm
Aux appuis	X-X	9,81	0.041	0.980	2,39	5HA8= 2.51 cm ²	20 cm
En travée	Y-Y	7.94	0.038	0.981	1.94	5HA10= 3.92 cm ²	20 cm
Aux appuis	Y-Y	5.29	0.026	0.987	1.028	5HA8= 2.51 cm ²	20 cm

4. Vérifications:**1. Vérification à d'état limite ultime (ELU):****a. Espacement des armatures :**

La fissuration est non préjudiciable, l'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Direction la plus sollicitée :

$$S_t \leq \min\{2h ; 25 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \{30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Direction perpendiculaire :

$$S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$\emptyset_{max} = 12mm \leq 15mm$ condition vérifiée

c. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.CBA 93)

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

✚ Armatures parallèles au petit côté :(sens x-x)

$$A_{\min x} \geq \rho_0 b \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ; $\rho_0 = 0,8 \%$

$$A_{\min x} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{190}{195} \right) = 1,21 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min x} = 1.21 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min x} = 1,21 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

✚ Armatures parallèles au grand côté : (sens y-y)

$$A_{\min y} \geq \rho_0 b h_t$$

$$A_{\min y} \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min y} = 1,20 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min y} = 1,20 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{p}{3 \times v} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{p}{2u \times v} = \frac{121.5}{(2 \times 1.05 + 1.05)} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.321 \text{ MPA}$$

$$0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.321 \text{ MPA} \leq 1.16 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e. Condition de non poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'E L U.

h : Epaisseurs total de la dalle.

U_c : Le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN/ml}$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4200 \times 1500 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} < 472,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

• les moments :

Le sens x-x

$$\text{-Aux appuis : } M_x^a = 0.5M_x = 0.5 \times 11.24 = 5,62 \text{ KN. m}$$

$$\text{-En travée : } M_x^t = 0.75M_x = 0.75 \times 11.24 = 8,43 \text{ KN. m}$$

Le sens y-y

$$\text{-Aux appuis : } M_y^a = 0.5M_Y = 0.5 \times 9.763 = 4,88 \text{ KN. m}$$

$$\text{-En travée : } M_y^t = 0.75M_Y = 0.75 \times 9,763 = 7,322 \text{ KN. m}$$

a. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_x} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Avec} \quad \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

• Le sens x-x :

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2$$

Travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.326$$

$$\beta_1 = 0.910 \quad \rightarrow \quad K_1 = 40.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_{xt}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{8.43 \times 10^3}{0.910 \times 12 \times 3.92} = 196.93 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 196,93 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Appui :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 12} = 0.209$$

$$\beta_1 = 0.926 \quad \rightarrow \quad K_1 = 52.57$$

$$\sigma_s = \frac{M_{xa}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5,62 \times 10^3}{0.926 \times 12 \times 2.51} = 201,49 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 201,49 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Le sens y-y :**

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2$$

Travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.326$$

$$\beta_1 = 0.910 \quad \rightarrow \quad K_1 = 40.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_{yt}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7.322 \times 10^3}{0.910 \times 12 \times 3.92} = 171.70 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 171.70 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Appui :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 12} = 0.209$$

$$\beta_1 = 0.926 \quad \rightarrow \quad K_1 = 52.57$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ya}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.88 \times 10^3}{0.926 \times 12 \times 2.51} = 171,04 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 171,04 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- Le sens x-x :

Travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{196,93}{40,56} = 4,85 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition}$$

vérifiée

Appui:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{201,49}{52,57} = 3,83 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition}$$

vérifiée

- Le sens y-y :

Travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{171,70}{40,56} = 4,233 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition}$$

vérifiée

Appui:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{171,04}{52,57} = 3,25 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition}$$

vérifiée

c. Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côté, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \\ \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \frac{15}{190} = 0.078 >$
0.0625 *Condition vérifiée*
- $\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{15}{190} = 0.078 \geq \frac{11.24}{20 \times 12.83} =$
0.044 *Condition vérifiée*
- $\frac{A_x}{b.d} \geq \frac{3.92}{100 \times 12} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} =$
0.005 *Condition vérifiée*

Les conditions précédentes étant vérifiées le calcul de la flèche ne sont pas nécessaires.

Conclusion :

Le ferrailage de la salle machine se fera comme suite :

- **Sens x-x :**

Travée : 5 HA10 avec un espacement de **20 cm**

Appuis : 5 HA 8 avec un espacement de **20 cm**

- **Sens y-y :**

Travée : 5 HA10 avec un espacement de **20 cm**

Appuis : 5HA8 avec un espacement de **20**

III.5 Escalier :**III.5.1: Définition :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple. Les escaliers sont aussi munis d'un garde-corps.

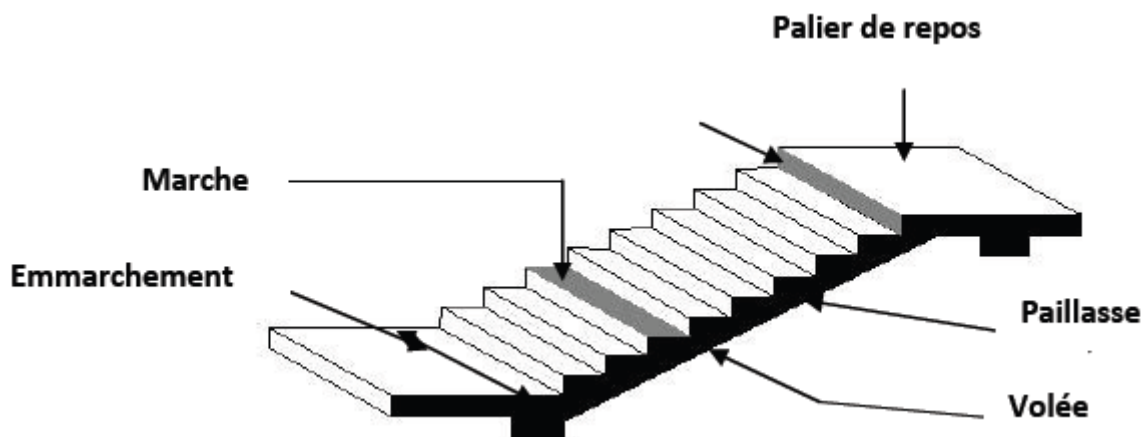


Figure :III.5.1:Schéma général d'une volée

- **Caractéristiques Dimensionnelles :**

-**Marche**: c'est la partie horizontale qui reçoit le pied (la charge verticale); sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

-**Contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches ; l'intersection l'in de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

-**Hauteur de la contre marche « h »**: c'est la différence de niveau entre deux marches successives. Le h plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

-**Giron « g »**: c'est la distance en plan mesurée sur la ligne d foulée, séparant deux contre marches ; $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$.

-**La volée**: est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

-**Le palier**: est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

-**L'embranchement**: représente la largeur de la marche. Dans un immeuble collectif, l'embranchement doit être : $L \geq 120 \text{ cm}$. Ou $L \geq 3g$

-**La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

-**La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contremarches.
est appelé raideur de l'escalier.

III.5.2: Dimensionnement :

La réalisation d'un escalier, nécessite de faire quelques calculs précis avant de se lancer dans la construction. Pour cela on utilise généralement la loi de **BLANDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

Etage courant :

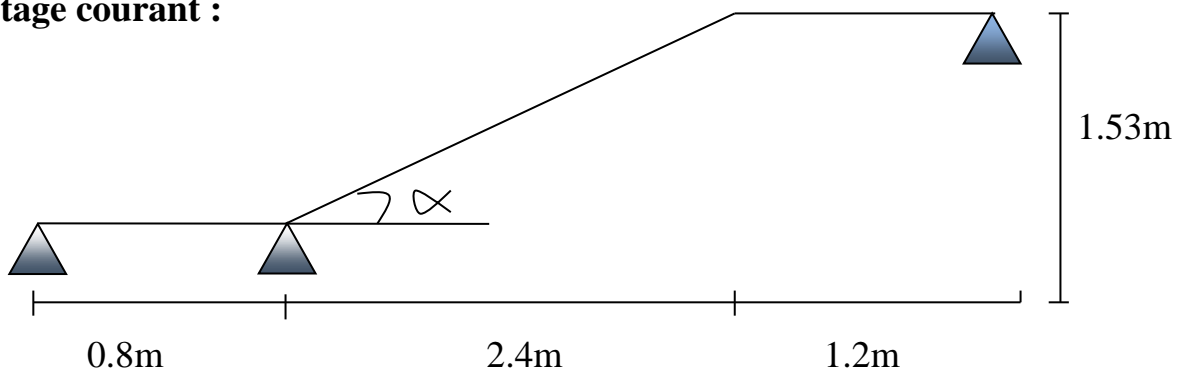


Figure III-5-2 : Schéma statique d'escalier

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : $h=17\text{cm}$.

A) Nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \Rightarrow \quad 9 \text{ contre marches}$$

B) Nombre de marche m :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

C) Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm.}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée donc l'escalier est Confortable.

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier. Sa Longueur est :

$$L = g (n-1) = 30 (9-1) = 240 \text{ cm.}$$

C) Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison:

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

Longueur réelle de la paillasse : $L' = L_1 + L_2 = 2.4 + 2 = 4.4 \text{ m}$

$$\text{D'où : } \frac{440}{30} \leq e_p \leq \frac{440}{20} \rightarrow 14.66 \leq e_p \leq 22 \rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.5.3 Détermination des charges et surcharges :

Les charges permanentes :

Le palier :

Désignation	Epaisseur(m)	P (KN/m)	G(KN/m)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton	0.15	25	3.75
			Gp total = 5.27 kN/m

Tableau III-5-1 : Charges permanentes du palier

$$Q_1=2.5 \text{ KN/m}^2$$

La paillasse :

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/ml)
Enduit Ciment	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	0.17/2=0.085	25	2.125
Garde corps	10	/	0.2
Paillasse	$E_p/\cos\alpha=0.172$	25	4.3
			Gvtotal=8.145KN/ml

Tableau III-5-2 : Charges permanentes de la volée**Les surcharges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.5.4 calcul à l'ELU :

- **Combinaison des charges :**

ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m}$

Palier: $q_u^p = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.8645 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_u^v = (1.35 \times 8.145 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 14.74575 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.

Palier : $q_s^p = (5.27 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 7.77 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_s^v = (8.145 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.645 \text{ KN/ml}$

- **Calcul des moments et effort tranchant a l'ELU :**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

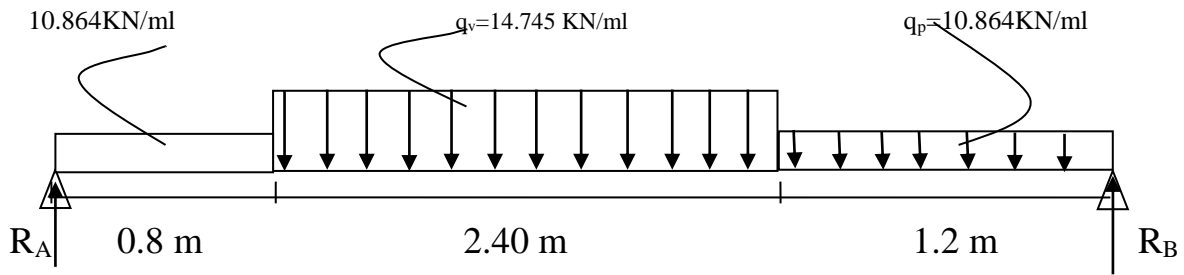


Figure III-5-3 : Schéma statique d'escalier

- Les réactions aux appuis :

$$\sum F=0 ; R_A + R_B - (14.745 \times 2.4) + (10.864 \times 1.2) + (10.864 \times 0.8) = 0$$

$$\implies R_A + R_B = 57.116 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \implies q_p \cdot l_1(l_1/2) + q_v \cdot l_2(l_2/2 + 0.8) + q_p \cdot l_3(l_3/2 + 2.4 + 0.8) - R_B \cdot 4.4 = 0$$

$$-R_B \cdot 4.4 + 3.476 + 70.77 + 49.53 = 0 \quad R_B = 28.13 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \implies R_A = 28.98 \text{ KN}$$

- Calcul les effort internes:

Tronçon : $0 \leq x \leq 0.8 \text{ m}$

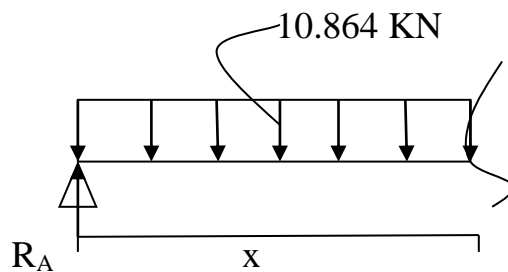


Figure III-5-4: Tronçon 1

- Effort tranchant :

$$T_Y = R_A - 10.864x = 28.98 - 10.864x$$

Pour $x=0$ \longrightarrow $T_Y = 28.98 \text{ KN}$

Pour $x=0.8\text{m}$ \longrightarrow $T_Y = 20.28 \text{ KN}$

$$M_Z = R_A \cdot X - 10.864 \frac{X^2}{2}$$

Pour $x=0$ \longrightarrow $M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x=0.8\text{m}$ \longrightarrow $M_z = 25.50 \text{ KN.m}$

Tronçon 2: $0.8 \leq x \leq 3.2 \text{ m}$

- **Effort tranchant :**

$$T_y = R_A - 10.864x + 0.8 - 14.744(x - 0.8) = 28.98 - 8.69 - 14.744x + 11.79 = -14.744x + 32.08$$

Pour $x=0.8$ \longrightarrow $T_y = 20.28 \text{ KN}$

Pour $x=3.2\text{m}$ \longrightarrow $T_y = -15.10 \text{ KN}$

$$\begin{aligned} \bullet M_z &= R_A \cdot X - 10.864 \cdot 0.8 \left(X - \frac{0.8}{2}\right) - 14.744(x - 0.8)(x - 0.8)/2 \\ &= 28.98x - 8.691(x - 0.4) - 14.745(x - 0.8)^2/2 \end{aligned}$$

Pour $x=0.8\text{m}$ \longrightarrow $M_z = 19.70 \text{ KN.m}$

Pour $x=3.2\text{m}$ \longrightarrow $M_z = 68.40 \text{ KN.m}$

Tronçon 3: $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

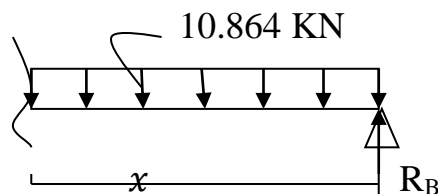


Figure III-5-5 : Tronçon III

- **Effort tranchant :**

$$T_y + 28.13 - 10.864 \cdot x$$

$X=0 \longrightarrow T_y = -28.13 \text{ KN}$ $X=1.2 \text{ m} \longrightarrow T_y = -15.09 \text{ KN}$

- **Moment :**

$$M_z + 10.864 \frac{x^2}{2} - R_B \cdot x = 0$$

$X=0 \longrightarrow M_z = 0$ $X=1.2\text{m} \longrightarrow M_z = -25.93 \text{ KN.m}$

- **Calcul du moment M_z^{\max} :**

$$R_A - 14.745 \cdot x = 0$$

$$X = \frac{28.98}{14.745} = 1.96 \text{ m}$$

On remplace x dans l'équation du moment :

$$-14.745 \frac{1.96^2}{2} + 28.98 \times 1.96 = 28.47 \text{ KN.m}$$

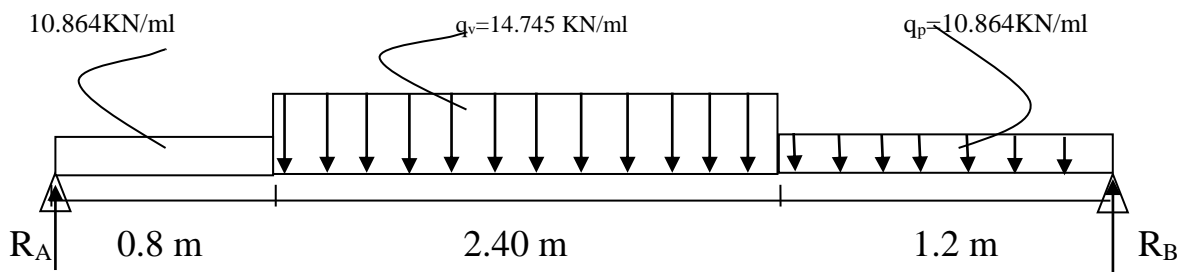
Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on multiplie les valeurs de M_z^{\max} par des coefficients de correction On obtient ainsi :

$$M_a = -0.3 \times 28.47 = -8.541 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 28.98 = 24.63 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU :



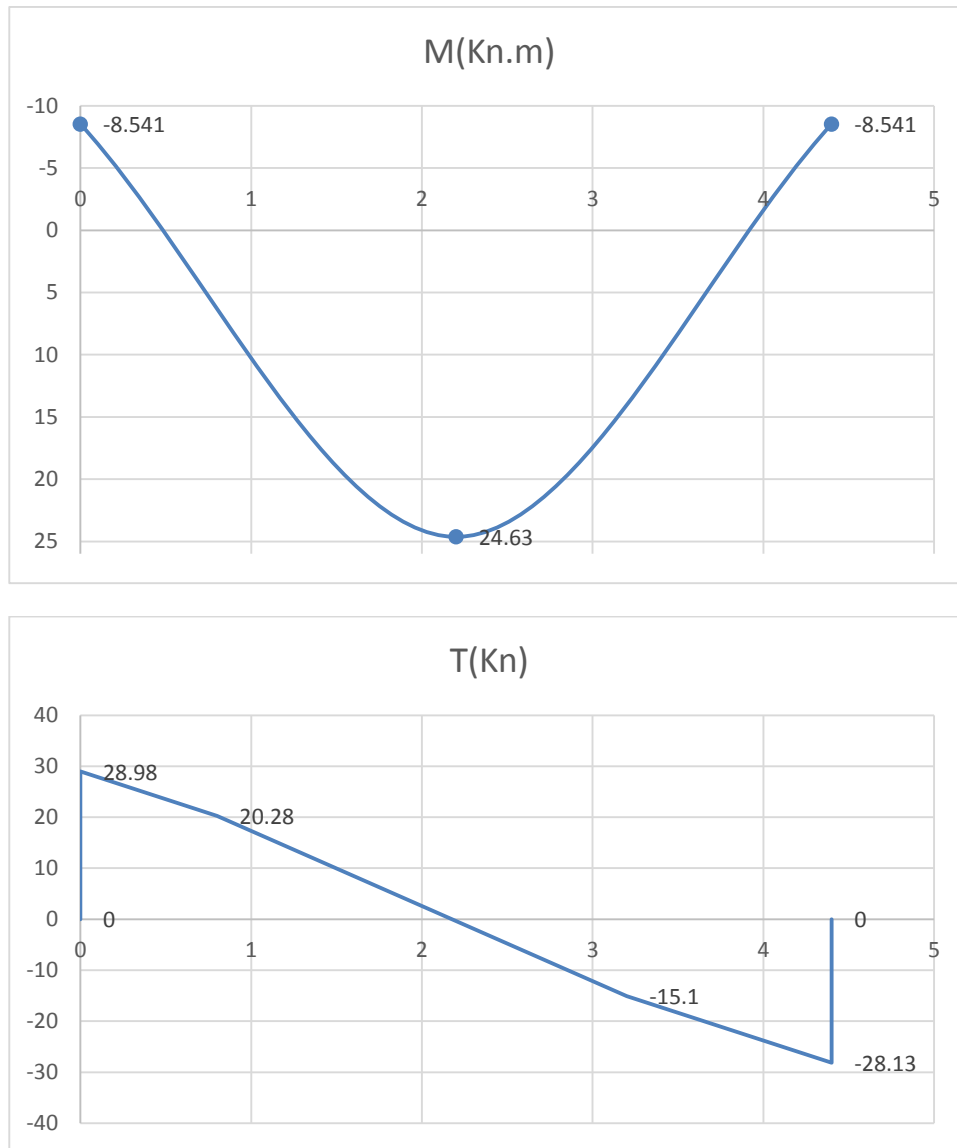


Figure III-5-6: Diagrammes des efforts internes à l'ELU

- **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

a) Aux appuis :

- Appui A et B : $M_A = M_B = 8.541 \text{ KN.m}$.

- **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.541 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.035$$

$$\mu_a=0.035 < \mu_l=0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a=0.035 \quad \Longrightarrow \quad \beta_l=0.774$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.541 \times 10^3}{0.774 \times 13 \times 348} = 2.43 \text{ cm}^2$$

$$A_A = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : **St=20 cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : **St=20 cm**

b) en travées :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24.63 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.102 \text{ cm}^2$$

$$\mu_t=0.102 < \mu_l=0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t=0.102 \quad \beta_l=0.946 \quad \Longrightarrow$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24.63 \times 10^3}{0.946 \times 13 \times 348} = 5.75 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_t = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

avec un espacement : **St=20 cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 \text{ soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : **St=20 cm.**

III.5.5 Vérification a l'ELU :

Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} \geq 0.23 b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travées : $A_t = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification au cisaillement (Art. 5.1, 1 BAEL 91/révisé 99) [2] :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{28.98 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.22 \text{ mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement or les armatures transversale ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1, 21 BAEL 91/révisé 99) [2].**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

- Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

- $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.3d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset \emptyset = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.98 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.97 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.97 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

• **Influence de l'effort tranchant :**

-**Au niveau des appuis (Art. 5.1, 312 BAEL 91/révisé 99) [2] :**

$$A_{st} \text{ adoptée} > A_{st} \text{ ancrée} = \frac{\gamma_s V_{u \max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 28.98 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.83 \text{ cm}^2$$

Ast adoptée = $3.14 \text{ cm}^2 > \text{Ast ancrée} = 0.88 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

-Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL91/révisé 99) [2] :

$$L_s = \varnothing \frac{f_e}{4\tau_{se}} \longrightarrow L_s = \varnothing 35$$

Pour **HA10** : $L_s = 35 \times 10 = 350 \text{ mm} = 35 \text{ cm}$ (aux appuis).

Pour **HA12** : $L_s = 35 \times 12 = 420 \text{ mm} = 42 \text{ cm}$ (en travée).

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 40L_s$.

Pour **HA12** $L_c = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$.

Pour **HA10** $L_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

On opte pour un $L_c = 20 \text{ cm}$.

- **Espacements des barres (A.8.2, 42 du BAEL 91/révisé 99) [2] :**

-Armatures principales en travée : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
condition vérifiée.

-Armatures principales aux appuis : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

-Armatures de répartition : $St = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. CV

III.5.6 calcul à l'ELS :

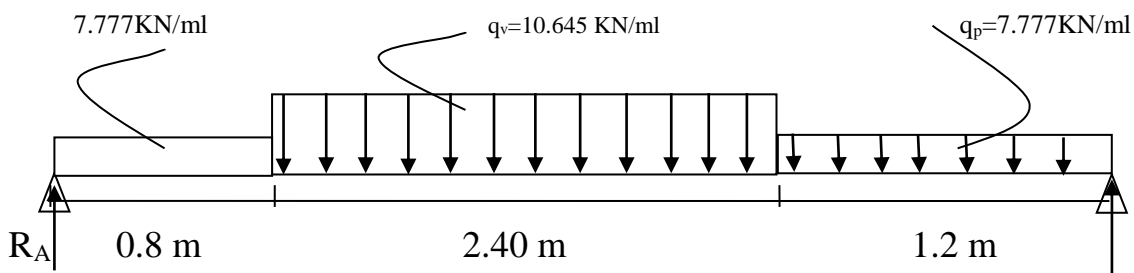


Figure III.5.7: schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS.

- **Détermination des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/x = 0$$

$$\Sigma F/y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 10.645(2.4) + 7.777(1.2) + 7.777(0.8)$$

$$R_A + R_B = 41.102 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A=0 \rightarrow 7.777(0.8)(0.4) + 10.645(2.4)(2) + 7.777(1.2)(3.8) - R_B(4.4) = 0$$

$$R_B = 20.23 \text{ KN}$$

$$R_A = 20.87 \text{ KN}$$

- **Effort internes:**

Tronçon 1: $0 \leq x \leq 0.8\text{m}$

- $T_y = R_A - 7.777x = 20.87 - 7.777x$

Pour $x=0$ $T_y = 20.87 \text{ KN}$

Pour $x=0.8\text{m}$ $T_y = 14.64 \text{ KN}$

- $M_z = R_{Ax} - 10.645 \frac{x^2}{2} = 20.87x - 5.32x^2$

Pour $x=0 \text{ m}$ $M_z = 0$

Pour $x=0.8\text{m}$ $M_z = 13.29 \text{ KN.m}$

Tronçon 2: $0.8 \leq x \leq 3.2\text{m}$

- $T_y = R_a + 7.77(0.8) - 10.645(x-0.8) = 20.87 - 6.22 - 10.645x + 8.516$
 $= -10.645x + 23.16$

Pour $x=0.8$ $T_y = 14.64 \text{ KN}$

Pour $x=3.2\text{m}$ $T_y = -10.90 \text{ KN}$

- $M_z = R_{Ax} - 7.77 \times 0.8 \left(x - \frac{0.8}{2} \right) - 10.645(x-0.8) \left(\frac{x-0.8}{2} \right) = 20.87x - 6.22(x-0.4)$

Pour $x=0.8 \text{ m}$ $M_z = 2.48$

Pour $x=3.2\text{m}$ $M_z = 49.36 \text{ KN.m}$

Tronçon 3:

$$T_y + 20.23 - 7.777 \cdot x$$

$X=0 \rightarrow T_y = -20.23 \text{ KN}$ $X=1.2 \text{ m} \rightarrow T_y = -10.89 \text{ KN}$

- **Moment :**

$$M_z + 7.777 \frac{x^2}{2} - R_B \cdot x = 0$$

$X=0 \rightarrow M_z = 0$ $X=1.2\text{m} \rightarrow M_z = -18.68 \text{ KN.m}$

- Calcul du moment M_z^{\max} :

$$R_A - 7.777 \cdot x = 0$$

$$X = \frac{20.87}{7.777} = 2.68 \text{ m}$$

On remplace x dans l'équation du moment :

$$-7.777 \frac{2.68^2}{2} + 20.23 \times 2.68 = 26.28 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis:

En travée: $M_t = 0.85 M_{z_{\max}} = 22.33 \text{ KN.m}$

Aux appuis: $M_a = -0,3 M_{z_{\max}} = -7.88 \text{ KN.m}$

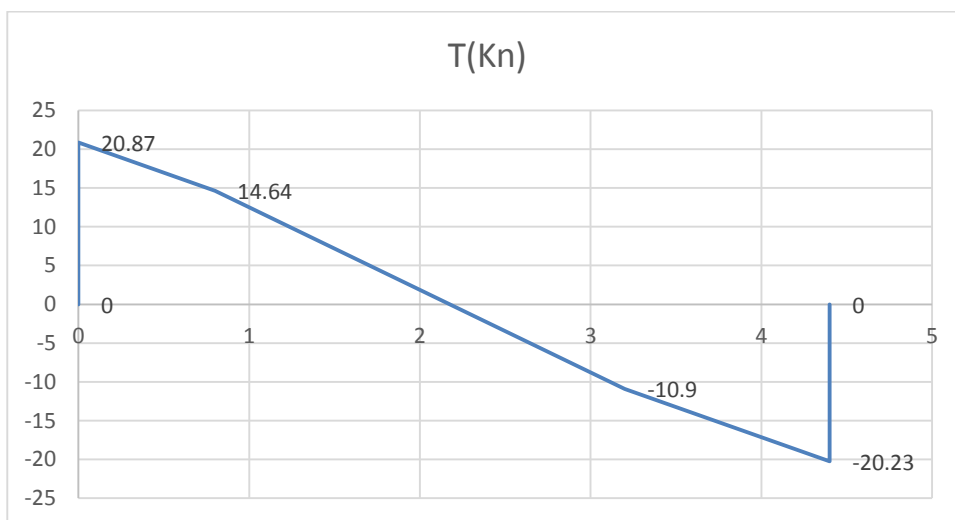
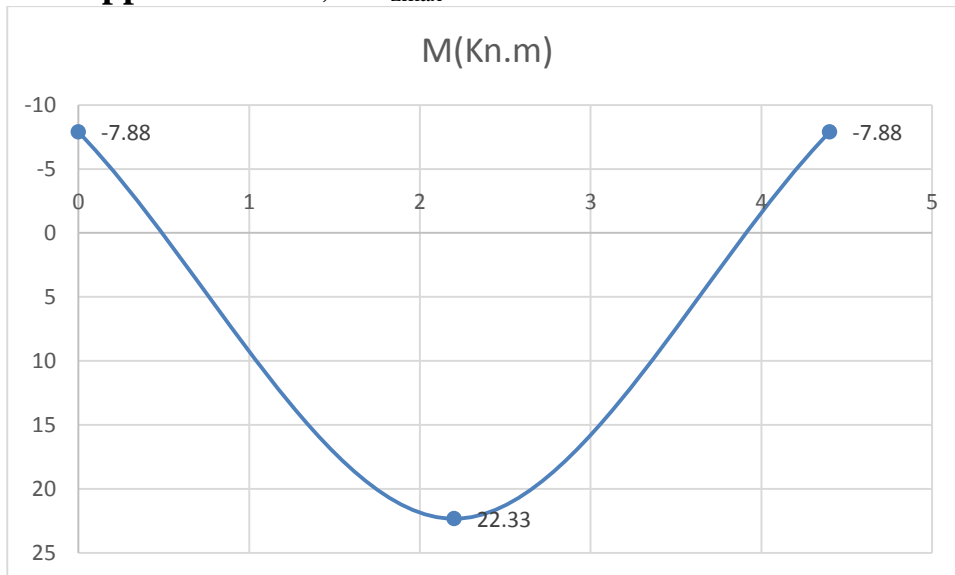


Figure III-5-8 :Diagramme des efforts interne à l'ELS**III.5.7 Vérifications à L'ELS:****1. Etat limite de compression du béton:****- En travée:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \times 6.16}{100 \times 13} = 0.473$$

$$\rho = 0.472 \quad k_1 = 33.08 \quad \beta_1 = 0.896$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A} = \frac{22.33 \times 10^6}{0.896 \times 130 \times 6.16 \times 10^2} = 311.21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{311.21}{33.08} = 9.4 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99)[2].

3. Etat limite de déformation :

Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, d'après (B.6.5, 1 BAEL91/révisé 99) [2].

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{440} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.034 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{22.33}{10 \times 26.28} = 0.08 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{6.16}{100 \times 13} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.105 \quad \text{condition non vérifiée}$$

4. Calcul de la flèche :

Le calcul se fera sur une bande de 1m.

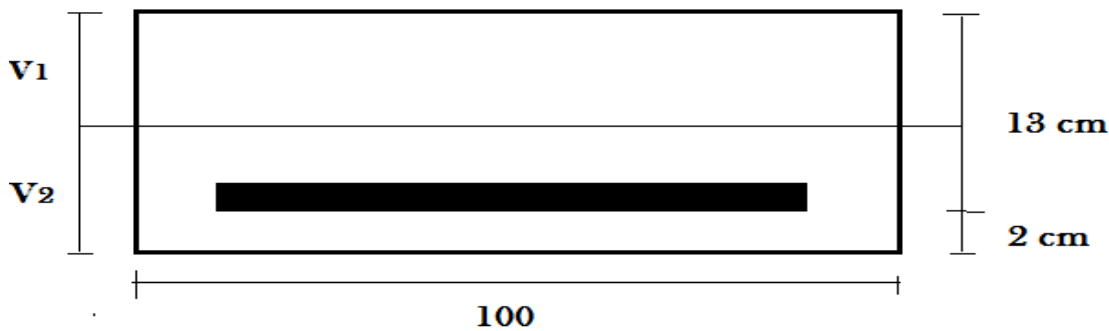


Figure III.5.9: Schéma statique de calcul

➤ On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax}^4}{EVI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

Avec $q_{max} = \max (q \text{ pailleasse ; } q \text{ palier}) = \max (10.645; 7.77) = 10.645 \text{ kN/ml}$

$$Q_{max} = 10.645 \text{ KN/ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f} c_{28} = 18018.86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie totale de la section par apport au centre de gravité

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

$$\text{Ou : } V_1 = \frac{Six'x}{b_0} \quad V_2 = h - V_1$$

Avec :

$Six'x$: moment statique par apport a l'axe xx'

$$Six'x = \frac{bh^2}{2} + 15Ad = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6.16 \times 130 = 23262 \text{ cm}^3$$

$$Six'x = 23262 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n.A = 100 \times 15 + 15 \times 6.16$$

$$B_0 = 1592.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{23262}{1592.4} = 14.6 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 14.6 = 0.4 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [(14.6)^3 + (0.4)^3 + 15 \times 6.16 (0.4 - 2)^2]$$

$$I_0 = 111624.8 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.645 \times 440^4}{18018.86 \times 10^3 \times 111624.8}$$

$$f = 0.002 < 0.88 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant

➤ **En travée :**

Armatures principales : 4HA14/ml (St= 20 cm).

Armatures de répartition : 4HA 10/ml (St= 20 cm).

➤ **Aux appuis**

Armatures principales : 4HA 10/ml (St= 20 cm).

Armatures de répartition : 4HA 8/ml (St= 20 cm).

IV.1 Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

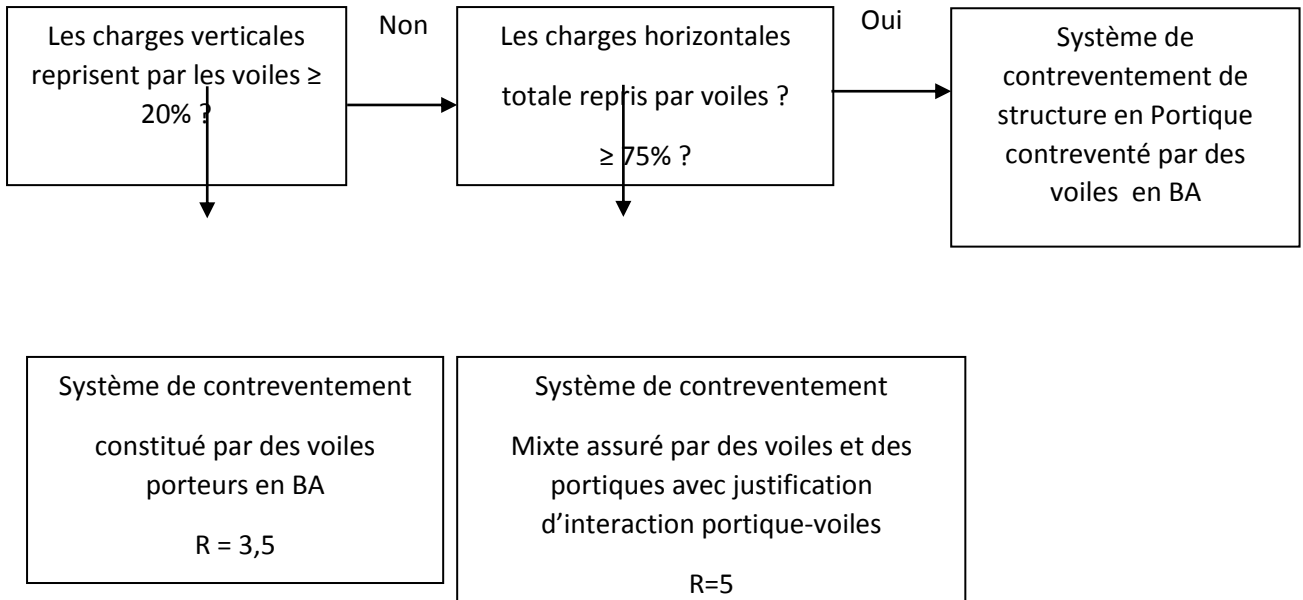
Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- 1) Vérification de la période et les modes de vibrations .
- 2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- 3) Vérification de la participation de la masse modale
- 4) Vérification des déplacements relatifs
- 6) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- 7) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P- Δ)
- 8) Vérification de l'effort normal réduit

➤ **Justifications du système de contreventement :**

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

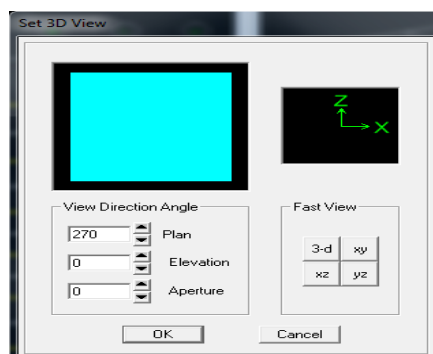
Nous avons :



Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

View → **Set 3D view**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image



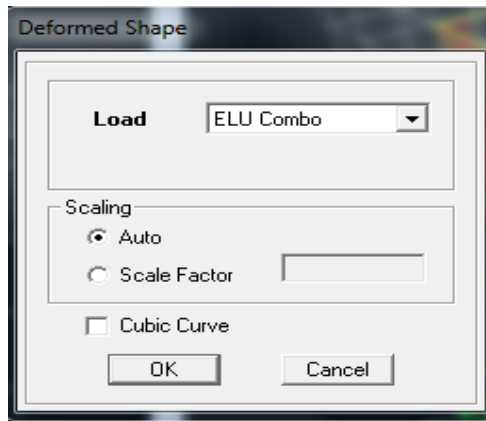
suivante:

On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:

Display → **show Deformed shape** → **Load: ELU**

En suite:

DrawDraw →



Section Cut,

En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :

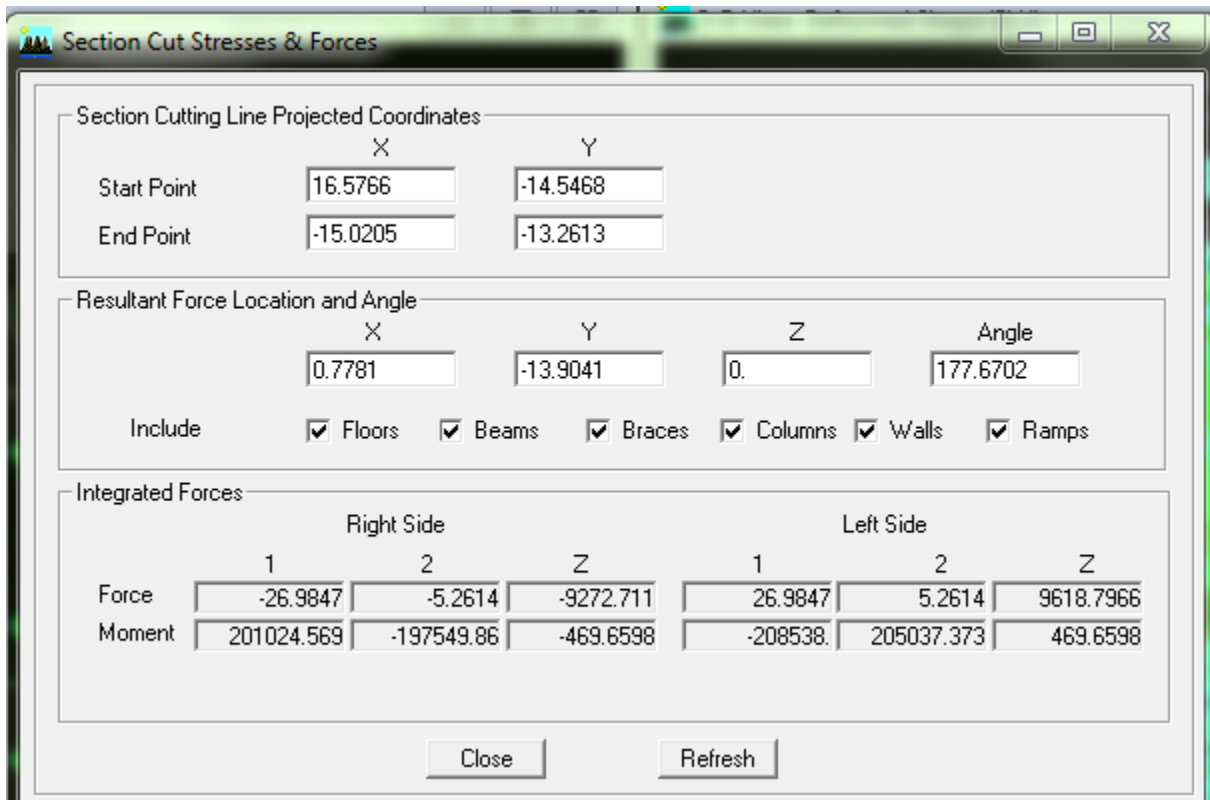


Figure IV-1 : Détermination des charges verticales et horizontales

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-Z**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramp** set on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Au finale, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par Ex et Ey et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2)

• **Récapitulatif des résultats :**

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles		Forces reprises par les portiques	
	KN	%	KN	%	KN	%
charge verticale	9618.79	100	2072.48	21.54	7546.31	78.46
Sens EX.	655.16	100	437.54	66.78	151.32	33.22
sens EY	945,64	100	513,03	54,25	452,21	45,75

Tableau IV.1 : pourcentages charges verticales et horizontales reprise par les voiles et portique

D'après ses résultats, on voit que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et d'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5 (Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en BA)**

IV.2 Vérification de la période empirique :

➤ **Calcul de la période empirique**

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$$T_1 = 0,05 \times (22.78)^{3/4} = \mathbf{0,54 \text{ s}}$$

➤ **Calcul de la période empirique majorée**

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = \mathbf{0,67 \text{ s}}$$

➤ **Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information** → **Building Modal** → **Information**

ModalParticipating Mass Rati Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.858954	0.0475	77.0609	0.0000	0.0475	77.0609	0.0000	98.9569
2	0.553171	81.2986	0.0798	0.0000	81.3461	77.1407	0.0000	0.1084
3	0.523513	6.5374	0.0964	0.0000	87.8835	77.2370	0.0000	0.0976
4	0.226577	0.0009	13.8251	0.0000	87.8844	91.0621	0.0000	0.4992
5	0.151446	5.0597	0.0186	0.0000	92.9441	91.0807	0.0000	0.0001

Figure IV-2 :La période de la structure pour les différents modes

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode	Period
1	0.858954

❖ **Comparaison des résultats**

On a :

- La période calculée $T = 0,54$ s
- La période majorée $T_{maj} = 0,67$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0.85$ s

On remarque que : $T < T_{maj} < T_{etabs}$

La période a prendre pour le calcul de facteur d'amplification dynamique est **T etabs** .

• **Les modes de vibration :**

-1^{er} mode : c'est une translation suivant Y $T = 0.85$ s

-2eme mode : c'est une translation X $T = 0.55$ s

-3eme mode : c'est une rotation autour de Z $T = 0.52$ s

IV.3 Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité) :

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 5\%L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tel que : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➤ Excentricité calculé :

✓ Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 23.80 = 1,19 \text{ m}$$

✓ Sens transversal (y-y) :

$$e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 12.60 = 0.63 \text{ m}$$

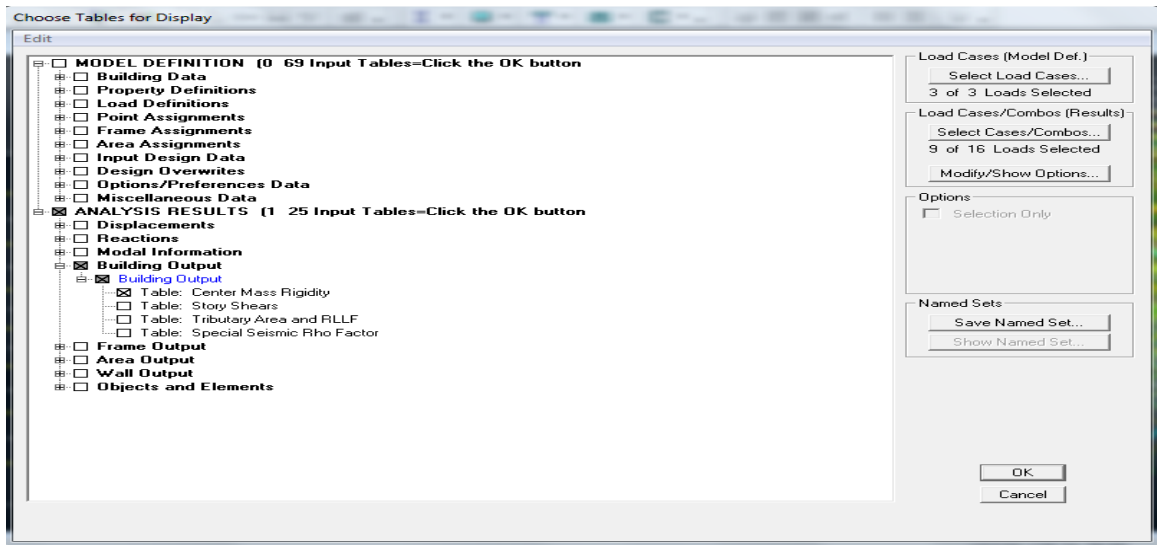
➤ Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **building output** → **Table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**s



Les résultats s'afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity

	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
	359,6275	12,371	5,934	359,6275	359,6275	12,371	5,934	12,392	5,786
	339,7318	12,400	5,878	339,7318	339,7318	12,400	5,878	12,391	5,775
	346,1136	12,400	5,912	346,1136	346,1136	12,400	5,912	12,390	5,748
▶	351,7080	12,400	5,913	351,7080	351,7080	12,400	5,913	12,389	5,713
	357,1259	12,400	5,916	357,1259	357,1259	12,400	5,916	12,388	5,670
	363,4914	12,400	5,918	363,4914	363,4914	12,400	5,918	12,388	5,617
	325,5697	12,400	6,044	325,5697	325,5697	12,400	6,044	12,392	5,537

Figure IV-3 : L'excentricité

Après on copiera ses résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit → **copycoller dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

$$\text{Avec: } \begin{cases} e_x = |X_{CCM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CCM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Ex	$e_x \leq 5\% L_x$	Ey	$e_y \leq 5\% L_y$
TERR	13.16	7.503	12.807	7.239	0,35	C V	0,264	C V
ET5	13.179	7.495	12.937	7.217	0,24	C V	0,278	C V
ET4	12.865	7.26	12.786	7.123	0,07	C V	0,135	C V
ET3	12.863	7.255	12.523	6.987	0,34	C V	0,268	C V
ET2	12.862	7.25	12.298	6.912	0,564	C V	0,338	C V
ET1	12.86	7.246	12.119	6.864	0,74	C V	0,382	C V
RDC	12.894	7.216	11.943	6.82	0,95	C V	0,396	C V

Tableau IV.2: Vérification de l'excentricité

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens

—————→ **L'excentricité est vérifiée**

IV.4 Vérification de la participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ **Détermination de la participation de la masse modale**

On l'a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

Display —————→ **show tables**

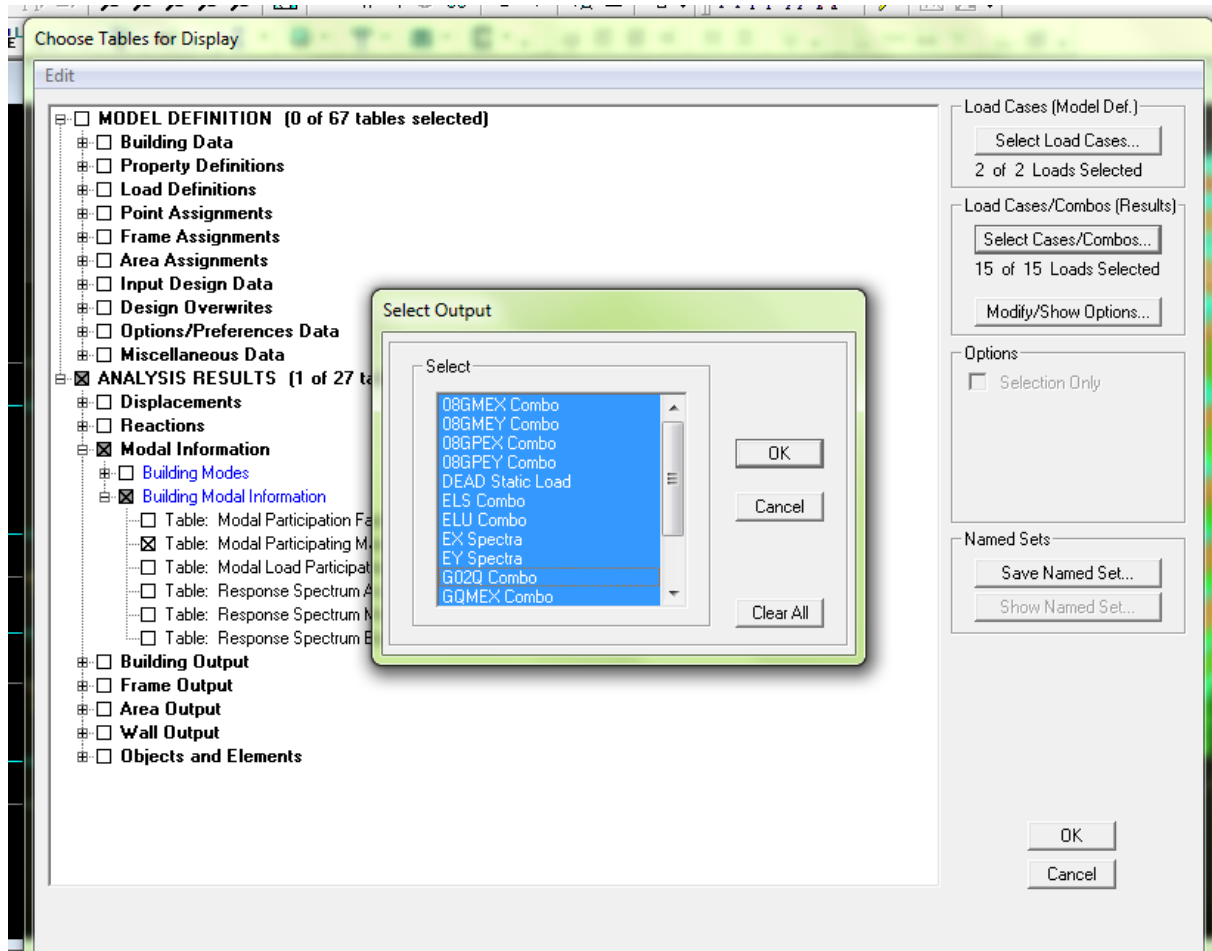
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results —————→ **modal information** —————→ **Building Modal Information**

→ **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :**Select cases/combos**

Les résultats s’afficheront comme suit :



Modal Participating Mass Ratios

	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX
▶	77.0609	0.0000	0.0475	77.0609	0.0000	98.9569	0.0562	0.0831	98.9569
	0.0798	0.0000	81.3481	77.1407	0.0000	0.1084	91.7145	5.9368	99.0853
	0.0964	0.0000	87.8835	77.2370	0.0000	0.0976	7.2619	78.8326	99.1629
	13.8251	0.0000	87.8844	91.0621	0.0000	0.4992	0.0061	0.0648	99.6621
	0.0186	0.0000	92.9441	91.0807	0.0000	0.0001	0.5815	2.3350	99.6622

Figure IV-4 : Pourcentage de participation de la masse nodale

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions a partir du 5eme mode donc le nombre max de mode a retenir est 5 mode .

IV.5 Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement **R = 3.5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

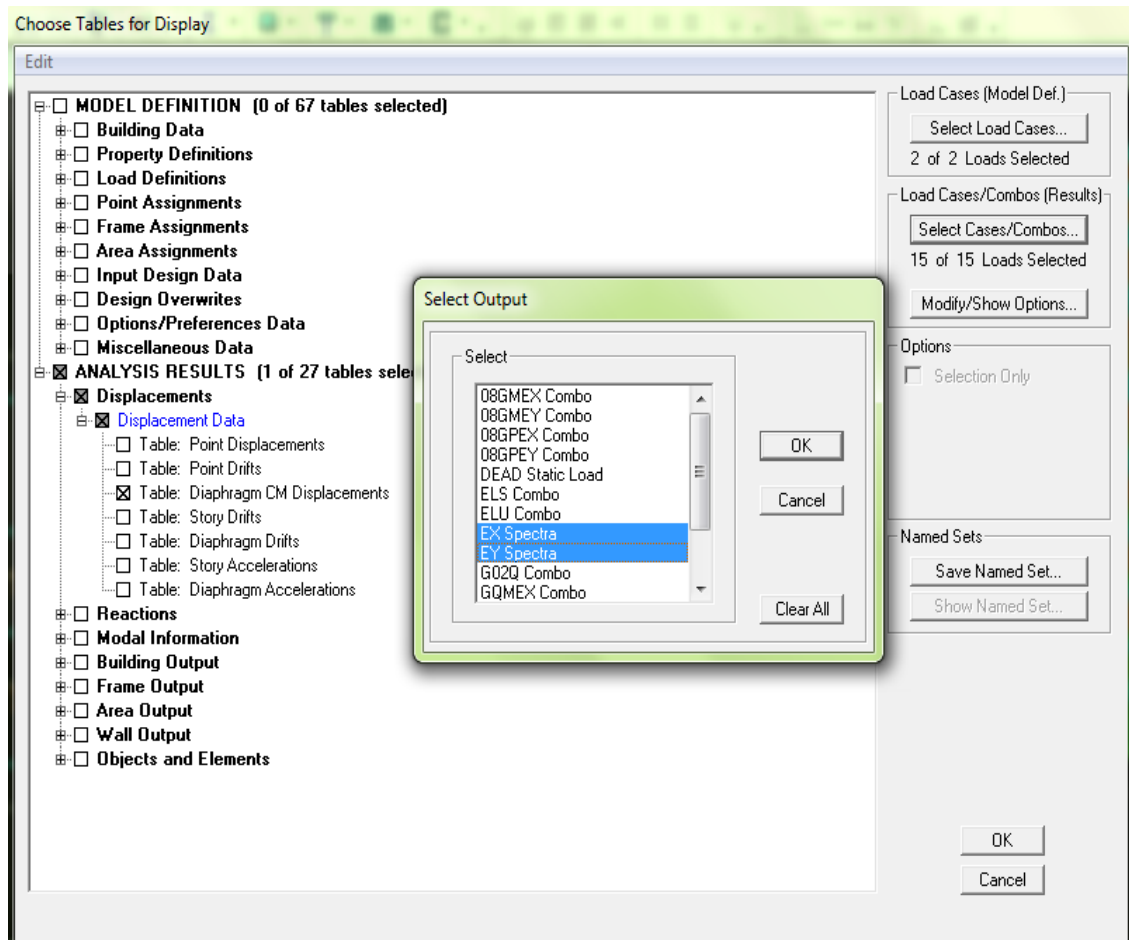
- **Dans le sens longitudinal**

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

AnalyisresultsDisplacement Data → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** en cliquant sur : **Select cases/combo**s



• Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra

Story	Sens longitudinal(X)					Sens transversal (Y)				
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	1H	CON	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	1H	CON
TERR	0.0124	0.0434	0.00315	0,0306	C V	0.0242	0.0847	0.0119	0,0306	C V
ET5	0.0006	0.04025	0.00385	0,0306	C V	0.0208	0.0728	0.01295	0,0306	C V
ET4	0.0115	0.0364	0.0042	0,0306	C V	0.0171	0.05985	0.01365	0,0306	C V
ET3	0.0006	0.0322	0.00525	0,0306	C V	0.0132	0.0462	0.014	0,0306	C V
ET2	0.0104	0.02695	0.00805	0,0306	C V	0.0092	0.0322	0.0133	0,0306	C V
ET1	0.0005	0.0189	0.0105	0,0306	C V	0.0054	0.0189	0.0112	0,0306	C V
RDC	0.0092	0.0084	0.0084	0,0442	C V	0.0022	0.0077	0.0077	0,0442	C V

par Ey spectra

Tableau IV.3 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

D'après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de 1 RPA vis-à-vis des déformations est vérifier \longrightarrow **La condition est vérifiée.**

IV.6 Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

➤ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ Art 4 .2.3})$$

✓ Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : IIa} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A = 0,15}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement constitué par Mixte portiques voiles **R = 3.5**

Q : Facteur de qualité : **Q = 1,15**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003).

$T_2 (S3) = 0,50 \text{ sec.}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \quad (\text{Art 4 .2.3 RPA99v2003}).$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : $\varepsilon = 10\%$

D'où :

$$\eta = 0,76 \geq 0,76 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

T : La période fondamentale donnée par ETABS : $T = 0,85$

Donc :

$$T_2 = 0,5\text{sec} \leq T = 0,85 \leq 3,0\text{sec}$$

D'où :

$$D_X = D_Y = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,85}\right)^{2/3} = 1,91$$

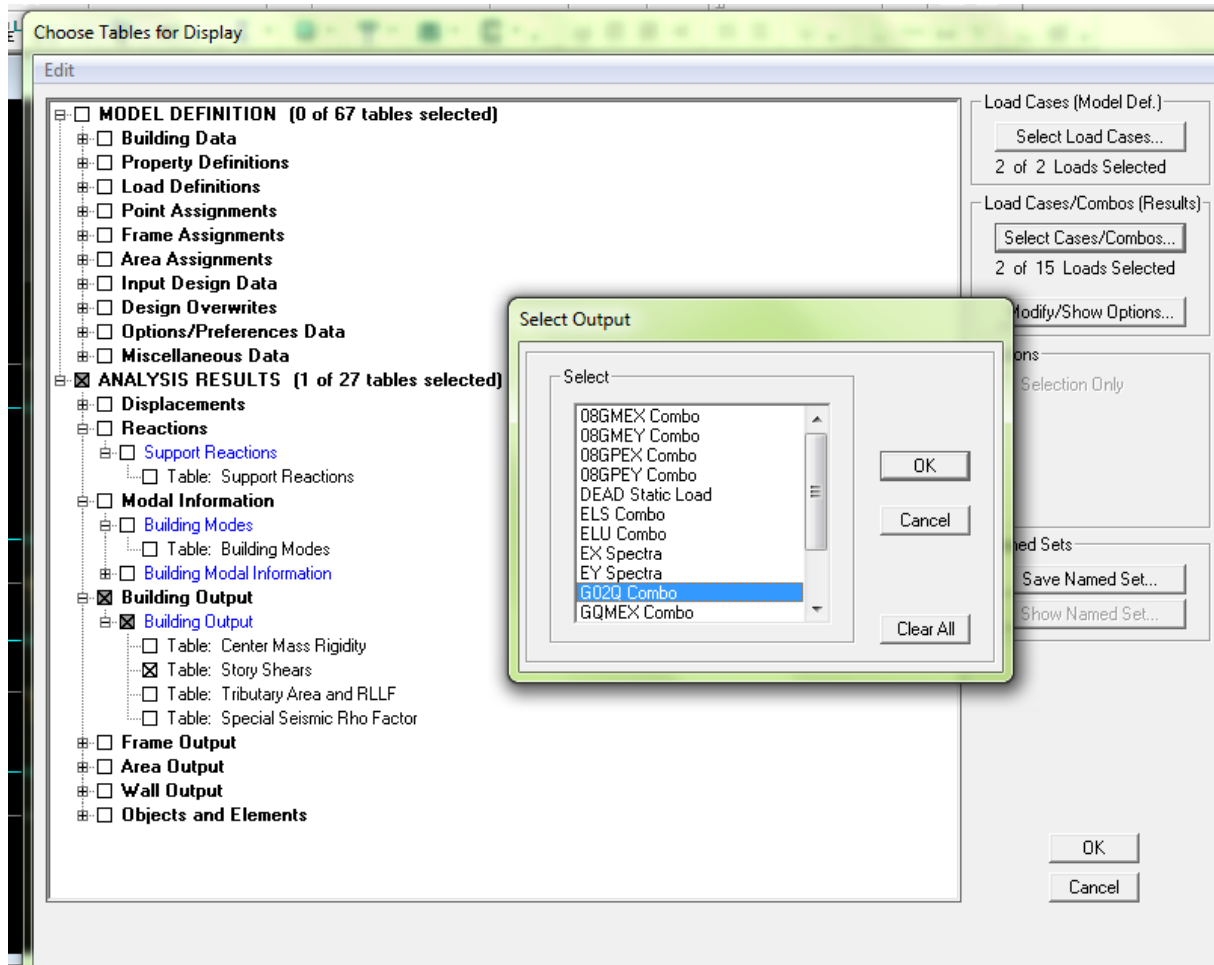
W_t : Poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display \longrightarrow **Show Table** \longrightarrow **Building Output** \longrightarrow
Building Output

Table:Story Shears

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Les résultats s'afficheront comme suit :

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY7	G02Q	Top	2506.35	0.00	0.00	0.000	18017.707	-32335.317
	STORY7	G02Q	Bottom	2852.13	0.00	0.00	0.000	20645.635	-36766.503
	STORY6	G02Q	Top	5297.61	0.00	0.00	0.000	38225.812	-68233.734
	STORY6	G02Q	Bottom	5713.00	0.00	0.00	0.000	41382.814	-73568.921
	STORY5	G02Q	Top	8158.48	0.00	0.00	0.000	58962.991	-105036.152
	STORY5	G02Q	Bottom	8573.88	0.00	0.00	0.000	62119.993	-110371.338
	STORY4	G02Q	Top	11019.35	0.00	0.00	0.000	79700.169	-141838.568
	STORY4	G02Q	Bottom	11515.07	0.00	0.00	0.000	83467.641	-148216.833
	STORY3	G02Q	Top	13960.55	0.00	0.00	0.000	101047.818	-179684.068
	STORY3	G02Q	Bottom	14456.27	0.00	0.00	0.000	104815.290	-186062.328
	STORY2	G02Q	Top	16199.72	0.00	0.00	0.000	117818.961	-209203.522
	STORY2	G02Q	Bottom	16786.47	0.00	0.00	0.000	122278.299	-216763.941
	STORY1	G02Q	Top	18529.92	0.00	0.00	0.000	135281.971	-239905.135
	STORY1	G02Q	Bottom	19377.45	0.00	0.00	0.000	141723.237	-250825.738

Figure IV-6: Poids de la structure

Alors le poids total de la structure : $W_t = 19377.45 \text{ KN}$

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,91
Facteur de qualité Q	1,15
Coefficient de comportement R	3.5
Le poids total de la structure W_t [kN]	19377.45

Tableau IV.4 : récapitulatif des paramètres

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.15 \times 19377.45}{3.5} = 1823.54 \text{ KN}$$

$$V_{RPA} = 1823.54 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

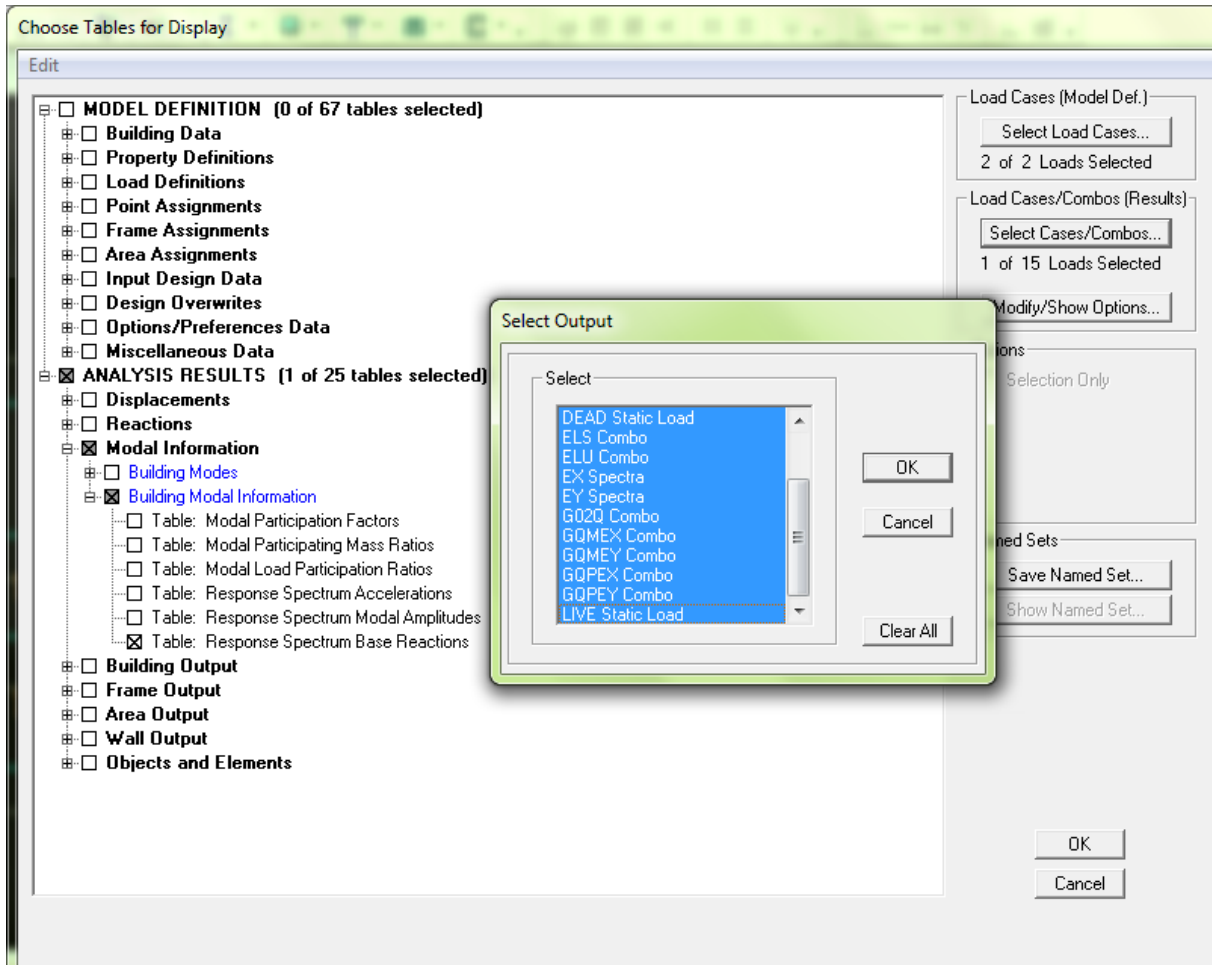
Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **modal Information**
building modal information

Puis on définit les combinaisons E_x specter et E_y specter en cliquant sur :

Select cases/combo



Les résultats s’afficheront comme suit :

Puis on relève les valeurs de l’effort tranchant tel que :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	10	U1	0.21	-4.02	0.00	9.476	0.316	-55.64
EX	11	U1	49.00	4.72	0.00	-10.891	98.842	-316.8
EX	12	U1	1.60	-0.23	0.00	0.590	3.379	-15.52
EX	All	All	2155.64	54.23	0.00	964.277	34376.264	15163.8
EY	1	U2	-34.35	1383.22	0.00	-23680.023	-564.460	18081.5
EY	2	U2	62.57	1.96	0.00	-34.519	1003.961	-429.7
EY	3	U2	-19.49	2.37	0.00	-35.984	-310.403	172.29
EY	4	U2	-2.92	365.71	0.00	-1049.816	115.964	4777.2
EY	5	U2	8.11	0.49	0.00	0.449	-41.528	-54.52
EY	6	U2	-1.78	0.08	0.00	0.600	10.763	14.39
EY	7	U2	-2.80	144.50	0.00	-491.272	-10.606	1944.7
EY	8	U2	4.27	0.24	0.00	-0.743	10.726	-29.63
EY	9	U2	-0.68	0.03	0.00	-0.069	-1.537	5.563
EY	10	U2	-4.02	76.95	0.00	-181.314	-6.055	1064.7
EY	11	U2	4.72	0.46	0.00	-1.050	9.530	-30.54
EY	12	U2	-0.23	0.03	0.00	-0.085	-0.489	2.246
EY	All	All	54.23	1446.69	0.00	23731.219	876.855	18874.2

Figure IV-6 : Efforts tranchant

$$V_{x\text{dyn}} = \text{Max } F_1 = 2155.64 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = \text{Max } F_2 = 1446.69 \text{ KN}$$

- Vérification :

- ✓ Sens longitudinal :

$V_{x\text{dyn}} = 2155.64 \text{ KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 1823.54 = 1458.83 \text{ KN}$. Condition vérifiée.

- ✓ Sens transversal :

$V_{y\text{dyn}} = 1446.69 \text{ KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 1241.22 = 992.97 \text{ KN}$. Condition vérifié

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

—————> L'effort tranchant à la base est vérifié.

IV.7 Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \text{ (Art 5.9 RPA99V2003).}$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- Δ_k : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 »
- h_K : hauteur de l'étage «K».

	EX					EY		
	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_k (m)	V_x (KN)	θ_x	Δ_k (m)	V_y (KN)	θ_Y
TER	2852.13	3,06	0.00315	467.5	0,003	0.0119	420.39	0,004
5	5297.61	3,06	0.00385	890.31	0,002	0.01295	719.67	0,002
4	5713	3,06	0.0042	1272.49	0,005	0.01365	957.58	0,005
3	8158.48	3,06	0.00525	1613.23	0,003	0.014	1150.09	0,006
2	8573.88	3,06	0.00805	1907.41	0,006	0.0133	1306.88	0,003
1	11019.35	3,06	0.0105	2070.08	0,003	0.0112	1394.13	0,004
RDC	11515.07	4.42	0.0084	2155.64	0,003	0.0077	1446.69	0,003

Tableau IV.5 : Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l'effet (P-Δ) peut être négligé pour le cas de notre structure.

————— **Condition vérifiée.**

IV.8 Vérification de l'effort normal réduit

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \text{ RPA99 Art 7.1.3.3}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_d : \text{Effort normal dans les poteaux} \\ B_c : \text{Section du poteau} \end{array} \right.$$

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- **Exemple pour les étapes :**

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

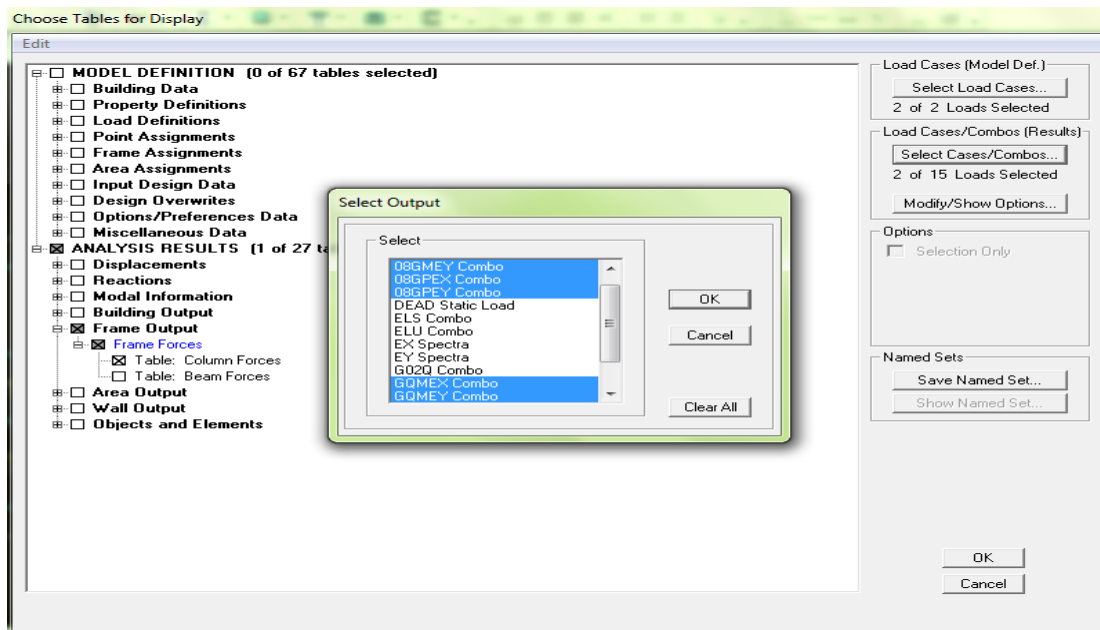
✓ poteau 45× 45(RDC,étage de service)

Display → **Show Table** →

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → **Frame Force** → **Table: Colum force**

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY7	C1	GQPEX MAX	0.000	-43.63	0.23	0.67	0.040	0.745
STORY7	C1	GQPEX MAX	1.355	-40.58	0.23	0.67	0.040	-0.011
STORY7	C1	GQPEX MAX	2.710	-37.53	0.23	0.67	0.040	-0.341
STORY7	C1	GQPEX MIN	0.000	-65.15	-0.67	0.24	-0.253	0.298
STORY7	C1	GQPEX MIN	1.355	-62.10	-0.67	0.24	-0.253	-0.161
STORY7	C1	GQPEX MIN	2.710	-59.05	-0.67	0.24	-0.253	-1.071
STORY7	C1	GQMEX MAX	0.000	-43.63	0.23	0.67	0.040	0.745
STORY7	C1	GQMEX MAX	1.355	-40.58	0.23	0.67	0.040	-0.011
STORY7	C1	GQMEX MAX	2.710	-37.53	0.23	0.67	0.040	-0.341
STORY7	C1	GQMEX MIN	0.000	-65.15	-0.67	0.24	-0.253	0.298
STORY7	C1	GQMEX MIN	1.355	-62.10	-0.67	0.24	-0.253	-0.161
STORY7	C1	GQMEX MIN	2.710	-59.05	-0.67	0.24	-0.253	-1.071
STORY7	C1	GQPEY MAX	0.000	-23.41	0.04	0.67	0.070	1.248
STORY7	C1	GQPEY MAX	1.355	-20.36	0.04	0.67	0.070	0.404
STORY7	C1	GQPEY MAX	2.710	-17.31	0.04	0.67	0.070	-0.231
STORY7	C1	GQPEY MIN	0.000	-85.37	-0.48	0.23	-0.283	-0.201
STORY7	C1	GQPEY MIN	1.355	-82.32	-0.48	0.23	-0.283	-0.591
STORY7	C1	GQPEY MIN	2.710	-79.27	-0.48	0.23	-0.283	-1.181

Figure IV-7 :Les efforts normaux de la structure

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 1120.44 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{1120.44}{45 \times 45 \times 2.5} = 0,22 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition}$$

vérifiée

Et on procède de la même manier pour les autres sections :

✓ **Poteaux 40×40:**

$$N_d = 761.23 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{761.23}{40 \times 40 \times 2,5} = 0,19 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition}$$

vérifiée

✓ **Poteaux 35×35:**

$$N_d = 439.82 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{439.82}{35 \times 35 \times 2,5} = 0,14 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 30×30:**

$$N_d = 157.16 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{157.16}{30 \times 30 \times 2.5} = 0,06 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'effort réduit dans les poteaux est vérifié

- **Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE V
Ferraillage des éléments
structuraux

Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants s’effectuera selon le règlement BAEL91, et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99v2003).

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

1. Les combinaisons d’actions:

Les combinaisons d’actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

A. Les sollicitations :

- Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d’actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.
- Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

✦ **Selon BAEL 91 : Situation durable :**

➤ **E.L.U:** $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$

➤ **E.L.S:** $G + Q \dots\dots\dots (2)$

✦ **Selon le R.P.A : Situation accidentelle :**

$G + Q \pm E \dots\dots\dots (3)$

$0.8G \pm E \dots\dots\dots (4).$

Les poteaux sont calculés sous l’effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les Situations suivantes.

❖ **Situation durable et accidentelle :**

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	Θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14.2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	18.48	1	400	400

Tableau (V.1.1): Situation durable et accidentelle

V.1. Ferrailage des poteaux :

1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

2. Recommandation du RPA 2003 :

a. Armatures longitudinales :

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet.

-Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0.8% (b×h)** en zone IIa.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de **4%(b×h)** en zone courante.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de **6% (b×h)** en zone de recouvrement.

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{\min}=0.8\% \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{\max}=6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{\max}=4\% \times b \times h$
(45X45)	16.2	121.5	81
(40X40)	12.8	96	64
(35X35)	9.8	73.5	49
(30X30)	7.2	54	36

Tableau V.1.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2h'$$

b_1, h_1 : les dimensions du Poteau.

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

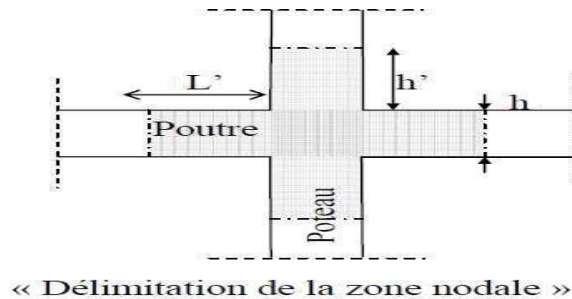


Figure (V.1.1) : La zone nodale des poteaux.

b. Les armatures transversales : (Art 7.4.2.2. RPA 99/ version 2003)

- Les armatures transversales sont calculées par la formule suivant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

S_t : Espacement des armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur (rupture prise en compte).

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

: L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad L_f = 0.7h_e$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min(\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) \rightarrow \text{En zone nodal.}$$

$$S' \rightarrow (15\phi_1^{\min}) \rightarrow \text{En zone courante.}$$

Avec :

ϕ_1^{\min} : Est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en% est donnée par :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\% b \times S_t$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\% b \times S_t$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limite du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\phi > 12\text{mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $(10\phi_{\min})$.

3. Calcul du ferraillage :

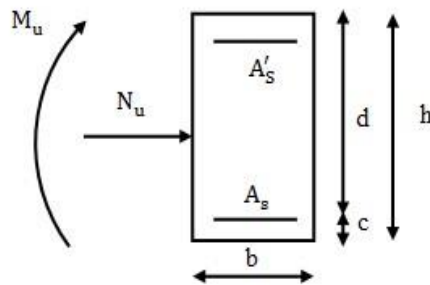
a. L'armature longitudinale :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

-Section partiellement comprimée (SPC).

-Section entièrement comprimée (SEC).

Calculs centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$



- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c) h f_{bc}$$

Avec:

$$M_f: \text{Moment fictif.} \quad M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

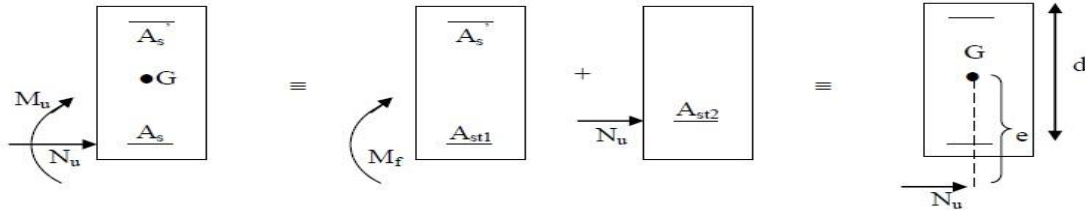


Figure (V.1.2) : Schéma de calcul en flexion composée.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

Si $\mu \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

$\mu \rightarrow$ tableau $\rightarrow \beta$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A' = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

Si $\mu \geq \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

On calcule : $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$$\Delta M_f = M_f \times M_l$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M_f}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M_f}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

D'où la section réelle est : $A'_{st} = A'$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée, si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f \geq (0.337 \times h - 0.81 \times c) \cdot b h f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\square \text{1}^{\text{er}} \text{ cas : } \quad z \leq y \quad N_u \cdot (d - c') - M_f \geq (0.5 h - c') \cdot b h f_{bc}$$

$$A_{sc1} = \frac{M_f - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A_{sc1}$$

$$\text{2}^{\text{eme}} \text{ cas : } \quad x \leq y \leq z$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \leq N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0.5 h - c') \cdot b h f_{bc}$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N \cdot (d - c') - M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\text{Avec : } \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$A_{sc2} = 0 \text{ cm}^2$$

4. ferrailage :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **SOCOTEC** » les résultats de calcul à l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant :

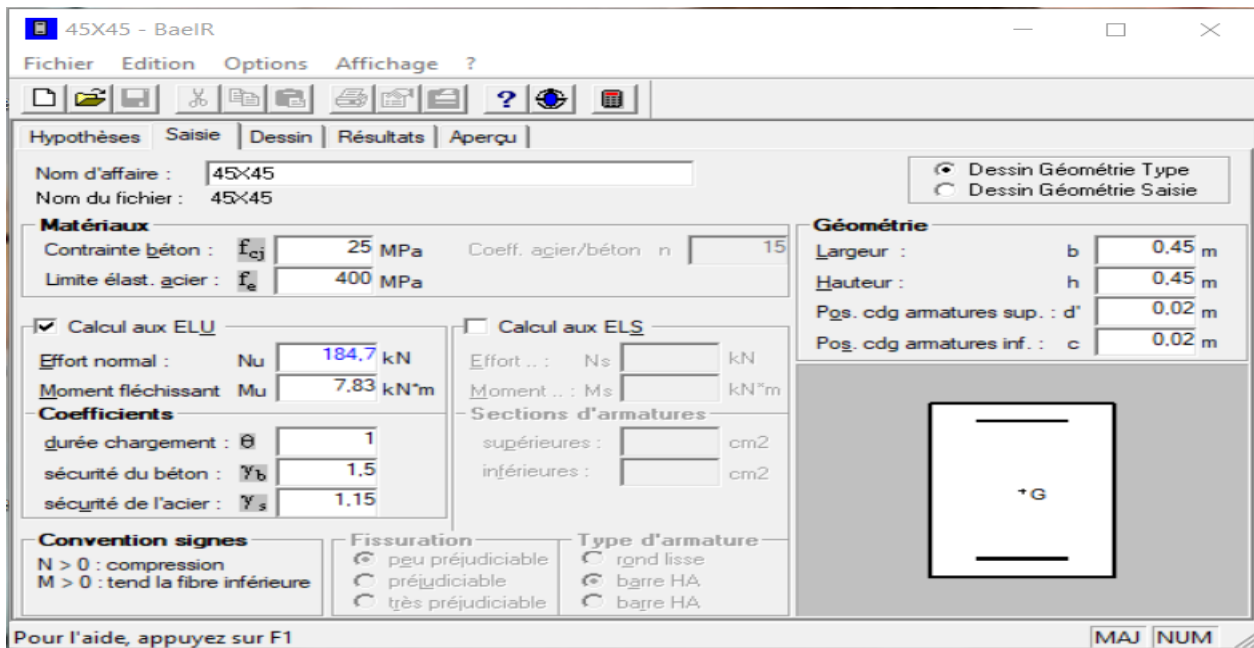


Figure (V.1.3): Caractéristique et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultat pour extraire nos résultats.

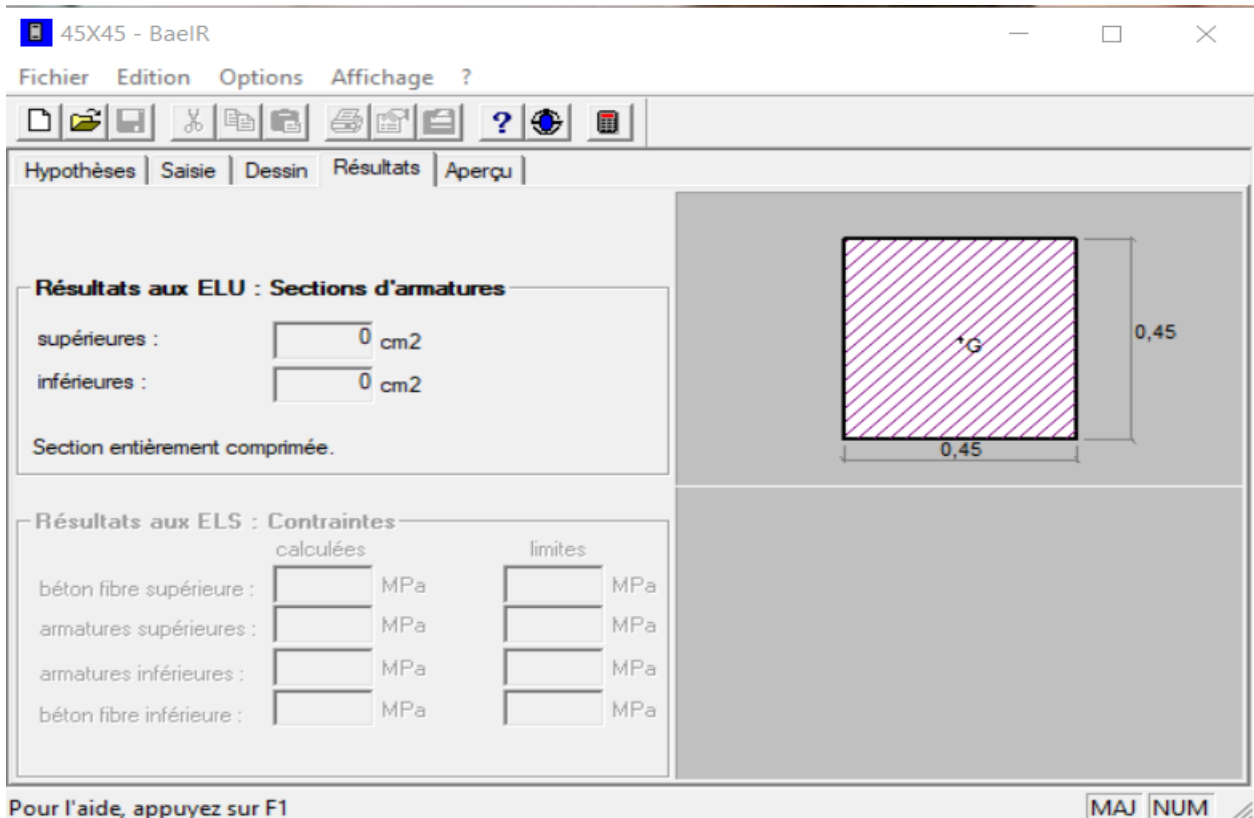


Figure (V.1.4): Affichage des résultats

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau (V.1.3): Ferraillage des poteaux à l'ELU suivant le sens longitudinal.

Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{2}$	Nature	A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)	A_{min} (RPA)	A_s Adoptée	Choix
45x45	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	184.67	7.83	0.0423	0.205	SEC	0	0	16.2	18.72	4HA20 + 4HA14
	$N_{min} - M_{cor}$	0.8G + E_x	-1.21	2.18	1.801	0.205	SPC	0	0.15			
	$N_{cor} - M_{max}$	G + Q + E_x	49.35	19.62	0.397	0.205	SPC	0	0.6			
40x40	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	540.21	-6.15	0.0113	0.18	SEC	0	0	12.8	14.19	4HA16 + 4HA14
	$N_{min} - M_{cor}$	0.8G + E_x	3.85	5.374	1.3958	0.18	SPC	0	0.35			
	$N_{cor} - M_{max}$	G + Q + E_x	131.37	42.106	0.320	0.18	SPC	0	1.42			
35x35	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	910.51	-8.08	0.0088	0.155	SEC	0	0	9.8	10.67	4HA14 + 4HA12
	$N_{min} - M_{cor}$	0.8G + E_x	-201.76	22.30	0.1105	0.155	SEC	0.83	4.97			
	$N_{cor} - M_{max}$	G + Q + E_x	169.28	77.071	0.4552	0.155	SPC	0	5.25			
30x30	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	1312.17	-3.77	0.0028 7	0.13	SEC	0.95	0.12	7.2	9.04	4HA12 + 4HA12
	$N_{min} - M_{cor}$	0.8G + E_x	-278.05	15.726	0.0565	0.13	SEC	2.26	5.74			

$N_{cor} - M_{max}$	$G + Q + E_x$	643.51	-111.553	0.1733	0.13	SPC	7.2	7.2			
---------------------	---------------	--------	----------	--------	------	-----	-----	-----	--	--	--

Tableau (V.1.4): Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal.

Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{2}$	Nature	A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)	$A_{min(RPA)}$	A_s Adoptée	Choix
45x45	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	184.67	7.83	0.0423	0.205	SEC	0	0	16.2	18.72	4HA20 + 4HA14
	$N_{min} - M_{cor}$	$0.8G + E_y$	-25.84	0.19	0.0073	0.205	SEC	0.36	0.38			
	$N_{cor} - M_{max}$	$G + Q + E_y$	49.35	19.62	0.3975	0.205	SPC	0	0.6			
40x40	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	540.21	-6.15	0.01138	0.18	SEC	0	0	12.8	14.19	4HA16 + 4HA14
	$N_{min} - M_{cor}$	$0.8G + E_y$	-41.15	0.41	0.00996	0.18	SEC	0.56	0.62			
	$N_{cor} - M_{max}$	$G + Q + E_y$	248.45	-19.43	0.0782	0.18	SEC	0	0			
35x35	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	910.51	-8.08	0.00887	0.155	SEC	0	0	9.8	10.67	4HA14 + 4HA12
	$N_{min} - M_{cor}$	$0.8G + E_y$	-101.94	1.34	0.01314	0.155	SEC	1.34	1.59			
	$N_{cor} - M_{max}$	$G + Q + E_y$	284.75	22.20	0.07796	0.155	SEC	0	0			
30x30	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	1312.17	-3.77	0.00287	0.13	SEC	0.95	0.12	7.2	9.04	4HA12 + 4HA12
	$N_{min} - M_{cor}$	$0.8G + E_y$	-566.48	1.35	0.002383	0.13	SEC	6.99	7.12			

	N_{cor} – M_{max}	G + Q + E_Y	1026.67	40.35	0.03930	0.13	SEC	1.82	0			
--	--	------------------------------	---------	-------	---------	------	-----	------	---	--	--	--

• Vérifications à l'ELU :

➤ **Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :**

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales.

a. Le Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_1^{\max} = \frac{20}{3} = 6,66\text{mm} \quad \text{soit } \phi_1 = 8\text{mm}$$

ϕ_1 : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour 4HA8=2.01cm²

b. Espacement des armatures : (Art .4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

L'espacement des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

En zone nodal : (pour zone IIa)

$$S_t \leq \min(10\phi_{\min 1}; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10\text{ cm}$

En zone courante :

$$S'_t \leq (15\phi_1^{\min})$$

$$S'_t \leq (15 \times 1.2) = 18\text{cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 15\text{cm}$

Avec :

$\phi^{\min 1}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

c. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 \quad A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs présidentes

Avec :

b_1 : diamètre de la section du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7h_e$

Tableau V.1.5 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteaux	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{\min} (\text{cm}^2)$		A_{adopt}	Observation
				Zone courant $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodal $S_t = 10\text{cm}$		
45x45	$h_e = 442$	309.4	6.875	2.025	1.35	3.14	C.V
	$h_e = 306$	214.2	4.76	2.97	1.98	3.14	C.V
40x40	$h_e = 306$	214.2	5.355	1.8	1.2	3.14	C.V
35x35	$h_e = 306$	214.2	6.12	1.575	1.05	3.14	C.V
30x30	$h_e = 300$	210	7	1.35	0.9	3.14	C.V

d. Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

b_1, h_1 : dimensions du Poteau.

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

Tableau V.1.6 : délimitation de la zone nodale

x	H	h'
RDC (45x45)	4.42	$h' = \max \left\{ \frac{442 - 35}{6}; 45; 45; 60\text{cm} \right\}$ $= 67.83 \text{ cm}$
Etage de service (45x 45)	3.06	$h' = \max \left\{ \frac{306 - 35}{6}; 45; 45; 60\text{cm} \right\}$ $= 60 \text{ cm}$
Etage 1, 2 (40x40)	3.06	$h' = \max \left\{ \frac{306 - 35}{6}; 40; 40; 60\text{cm} \right\}$ $= 60 \text{ cm}$
Etage 3, 4 (35x35)	3.06	$h' = \max \left\{ \frac{306 - 35}{6}; 35; 35; 60\text{cm} \right\}$ $= 60 \text{ cm}$
Etage 5, Toiture (30x30)	3.00	$h' = \max \left\{ \frac{300 - 35}{6}; 35; 35; 60\text{cm} \right\}$ $= 60 \text{ cm}$

e. Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_u sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau V.1.7 : vérification de la contrainte de cisaillement :

Zone	Section	Vu (KN)	B (cm)	d=h.c (cm)	ρ_b	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
I	45x45	19.24	45	42	0.075	0.009	1.875	C.V
	45x45	19.24	45	42	0.04	0.009	1	C.V
II	40x40	9.00	40	37	0.075	0.006	1.875	C.V
III	35x35	8.81	35	32	0.075	0.008	1.875	C.V
IV	30x30	-4.32	30	28	0.075	-0.004	1.875	C.V

f. longueur d'ancrage (longueur de scellement) Art 6.1.22BAEL 91 :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\Psi_s : 1,5 \text{ pour les aciers à haute adhérence}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

- pour les HA12 : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 42,32 \text{ cm}$
- pour les HA14 : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 49,38 \text{ cm}$
- pour les HA16 : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 56,44 \text{ cm}$
- pour les HA20 : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 70,54 \text{ cm}$

g. longueur de recouvrement :

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est : $L=40\phi$

- pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$
- pour les HA14 : $L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$
- pour les HA16 : $L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$
- pour les HA20 : $L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Vérification à L'ELS :**1 – condition de non fragilité :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{\text{adopte}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right).$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Section	Sollicitations	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	Nature	A _{min}	A _s Adoptée	OBS
45x45	N _{max} – M _{cor}	954.46	2.96	0.0028	0.075	SEC	5.70	18.72	Condition vérifiée
	N _{min} – M _{cor}	187.77	-1.35	- 0.00718	0.075	SEC	5.73		
	N _{cor} – M _{max}	747.07	-29.26	-0.0391	0.075	SEC	5.75		
40x40	N _{max} – M _{cor}	662.09	5.85	0.00883	0.066	SEC	4.37	14.19	Condition vérifiée
	N _{min} – M _{cor}	95.57	-0.559	- 0.00584	0.066	SEC	4.75		
	N _{cor} – M _{max}	660.58	-14.14	-0.0214	0.066	SEC	4.76		
35x35	N _{max} – M _{cor}	392.72	4.45	0.0113	0.058	SEC	3.641	10.67	Condition vérifiée
	N _{min} – M _{cor}	34.5	-0.197	-0.0057	0.058	SEC	3.63		
	N _{cor} – M _{max}	180.37	14.04	0.0778	0.058	SPC	3.66		
30x30	N _{max} – M _{cor}	133.77	-5.66	-0.0423	0.050	SEC	2.90	9.04	Condition vérifiée
	N _{min} – M _{cor}	11.67	-0.091	- 0.00779	0.050	SEC	2.676		
	N _{cor} – M _{max}	92.38	-7.42	-0.080	0.050	SEC	2.68		

Tableau (V.1.8): Vérification de la condition de non fragilité.

Vérification des contraintes à L'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\overline{\sigma}_b$ et $\overline{\sigma}_s$.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau (V.1.9): Vérification des contraintes à L'ELS

Section	N_s (KN)	M_s (KN.m)	Nature	σ_b sup	σ_b inf	σ_{bc} adm	σ_{st} sup	σ_{st} inf	$\bar{\sigma}_s$	OBS
45x45	954.46	2.69	SEC	3.91	3.69	15	58.5	55.5	348	CV
	187.77	-1.35	SEC	0.69	0.8	15	10.5	12	348	CV
	747.07	-29.26	SEC	1.77	4.18	15	28.1	61.1	348	CV
40x40	662.09	5.85	SEC	3.68	2.99	15	54.7	45.4	348	CV
	95.57	-0.559	SEC	0.45	0.51	15	6.78	7.67	348	CV
	660.58	-14.14	SEC	2.49	4.17	15	38.6	61.2	348	CV
35x35	392.72	4.45	SEC	2.98	2.19	15	44.1	33.5	348	CV
	34.5	-0.197	SEC	0.21	0.24	15	3.17	3.64	348	CV
	180.37	14.04	SPC	2.44	0	15	34.5	1.09	348	CV
30x30	133.77	-5.66	SEC	0.38	2.01	15	7.37	28.6	348	CV
	11.67	-0.091	SEC	0.09	0.12	15	1.4	1.74	348	CV
	92.38	-7.42	SPC	0	1.92	15	-2.18	26.5	348	CV

Conclusion :

Le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

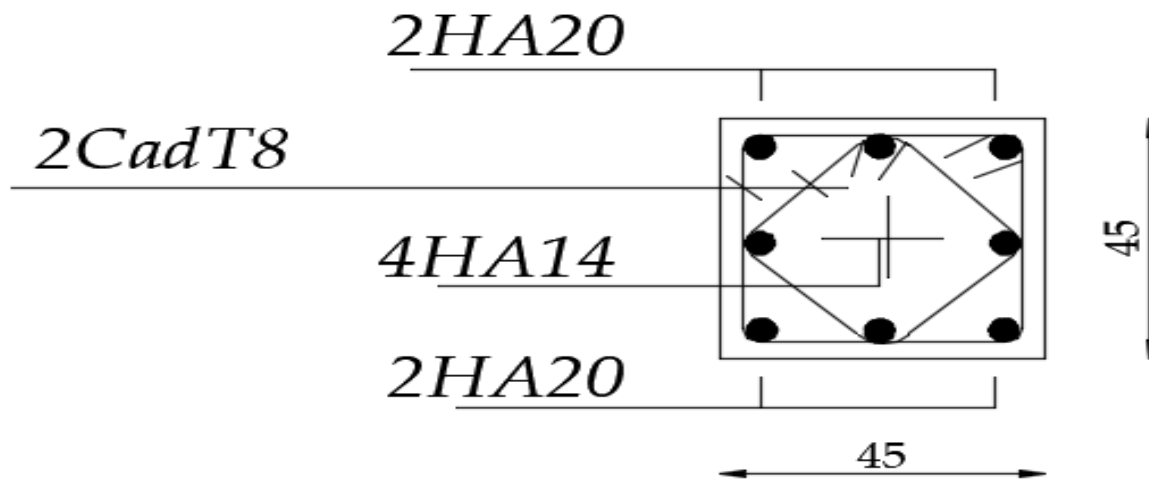
Tableau (V.1.10): Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal.

Niveaux	Section	A adopté (cm ²)	Ferrailage
RDC / Etage de service	45x45	18.72	4HA20+4HA14
Etage ½	40x40	14.20	4HA16+4HA14
Etage ¾	35x35	10.68	4HA14+4HA12
Etage 5	30x30	9.04	4HA12+4HA12

Schéma de ferrailage des poteaux :❖ **Poteaux 45 × 45 :**

Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA14 = 18.72 \text{ cm}^2$.

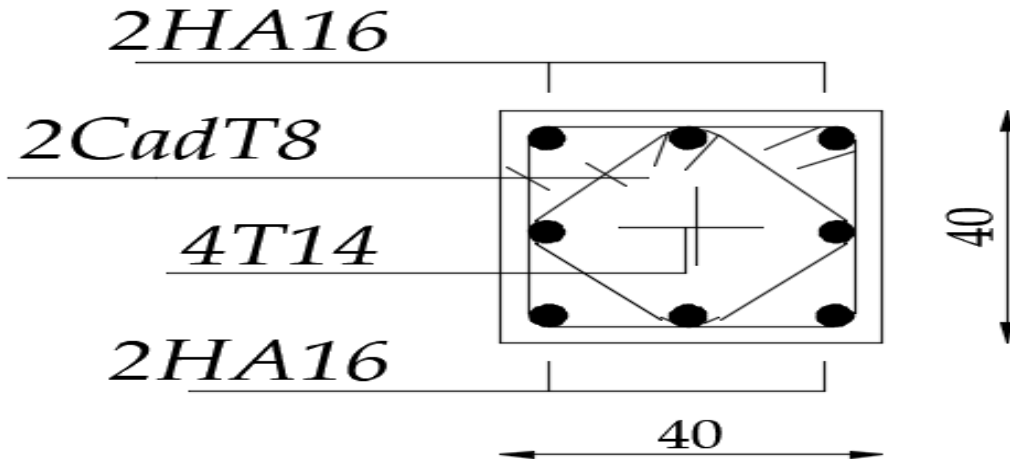
Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.



❖ Poteaux 40 × 40 :

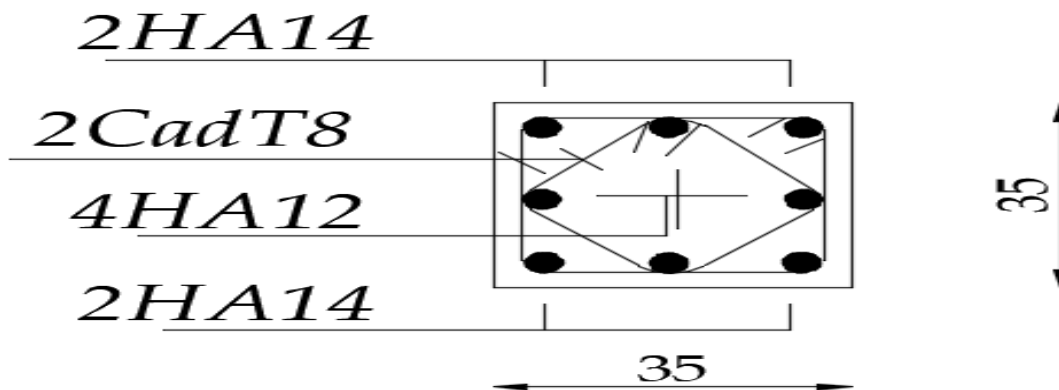
Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14.20 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

❖ Poteaux 35 × 35 :

Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 10.68 \text{ cm}^2$.

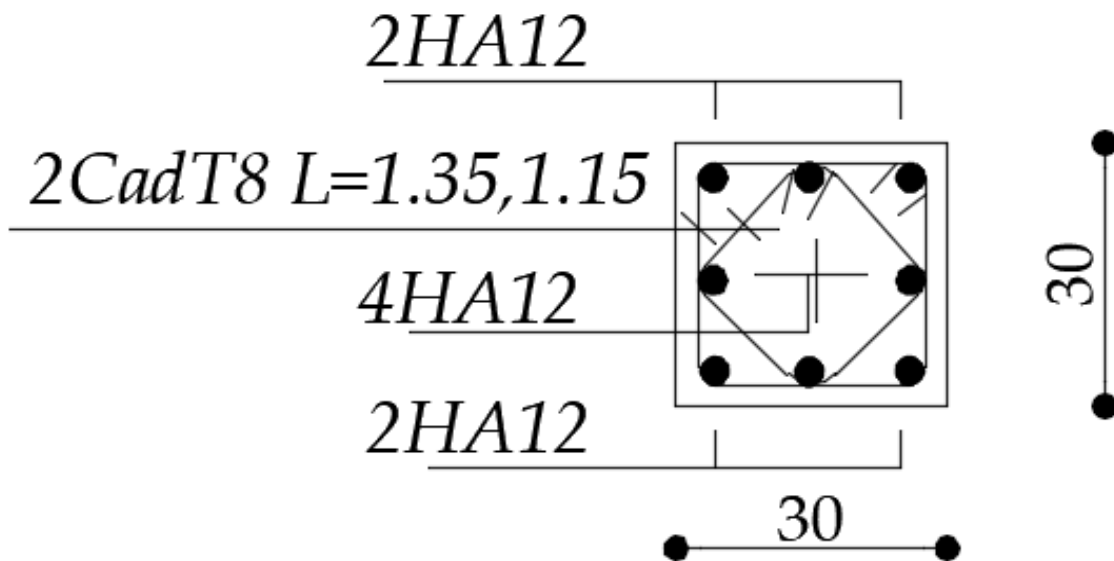
Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.



❖ Poteaux 30 × 30 :

Les armatures longitudinales : $4HA12 + 4HA12 = 9.04 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.



V-2 - Ferrailage des poutres :**V-2-1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- ELU : $1.35G+1.5Q$
- Accidentelles ($G+Q+E$ et $0.8G+E$) en suivant les règles du RPA2003

Ensuite, nous effectuerons les vérifications à l'ELS.

- ELS : $G + Q$

V.2.2 : Recommandations du RPA99 version 2003 :**a) Armatures longitudinales: (Art7.5.2.1):**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$.

Poutres de chaînages : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$.

Poutres palières : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante ; et de 6% en zone de recouvrement.

En zone courante :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$.

Poutres de chaînages : $A_{\min} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$.

Poutres palières : $A_{\min} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$.

Poutres de chaînages : $A_{\min} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$.

Poutres palières : $A_{\min} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$.

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (Zone II).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :(Art7.5.2.2)

-La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

-L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit : $S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c)Disposition constructive :

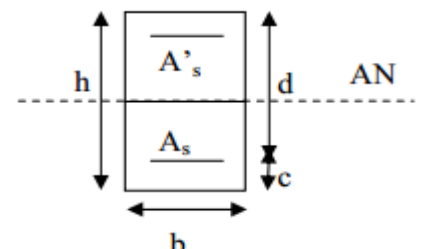
Conformément au CBA 93 annexe E3 , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

$\frac{1}{5}A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4}A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.



V.2.3 : Ferrailage des poutres a l'ELU :**a) Armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

A_s : La section d'armatures tendues

A_s' : La section d'armatures comprimées

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

b) Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

Le moment réduit limite μ_l est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

1er cas : si $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

- La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

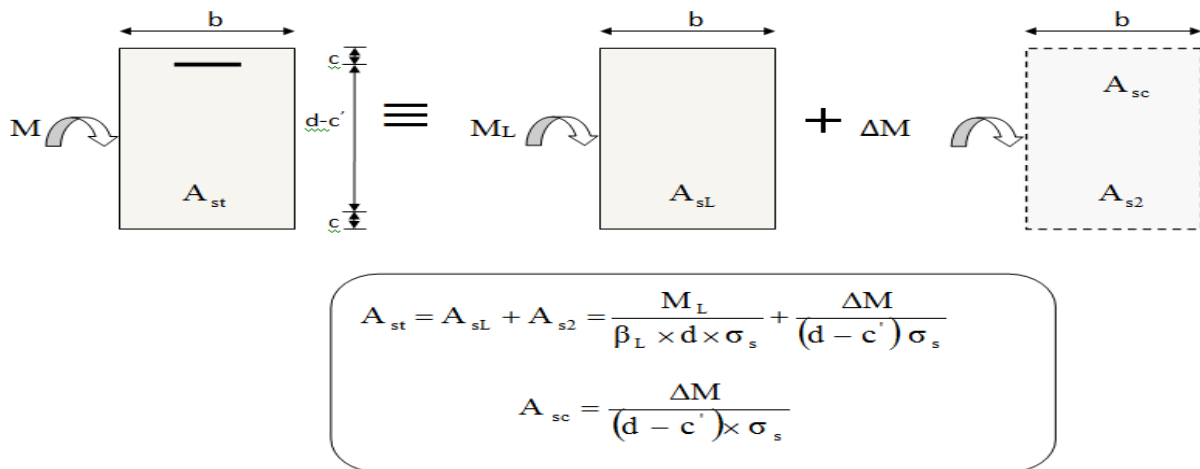


Figure V-2-1 : Disposition des armatures SDA

c) Calcul des armatures longitudinales et les appuis :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenues par les calculs et le chemin ci-dessus illustre les démarches.

Poutres principales:

	M (kN.m)	M	Nature	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Travée	61.093	0.099	S.S.A	4.873	6	5,65	3HA12(fil)+2HA12(chap)
Appuis	-94.40	0.153	S.S.A	7.793	6	8	3HA12(fil)+3HA14(CHAP)

Tableau V-2-1 : Ferrailage des poutres principales (30X40) loin des voiles.

	M (kN.m)	μ	Nature	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Travée	107.974	0.175	S.S.A	9.05	6	10,78	3HA14(fil)+4HA14(chap)
Appuis	-118.107	0.191	S.S.A	10.01	6	10.78	3HA14(fil)+4HA14(CHAP)

-Tableau V-2-2 : Ferrailage des poutres principales (30X40) adhérentes aux voiles

Poutres secondaires:

	M (kN.m)	M	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	-54.294	0.140	S.S.A	5.11	4.375	6.78	3HA12(fil)+3HA12(CHAP)
Travée	50.879	0.131	S.S.A	4.79	4.375	5.03	3HA12(fil)+2HA12(CHAP)

- Tableau V-2-3 : Ferraillage des poutres secondaires (25X 35) loin des voiles.

	M(kN.m)	M	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	103.176	0.266	S.S.A	10.67	4.375	10.78	3HA14(fil)+4HA14(CHAP)
APPUIS	-120.539	0.311	S.S.A	12.46	4.375	10.78	3HA14+4HA14(CHAP)

-Tableau V-2-4 : Ferraillage des poutres secondaires (25X 35) adhérentes

aux voiles.

Poutres de chaînage :

	M(kN.m)	M	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	5.033	0.013	SSA	0.441	3	3.39	3HA12(fil)
APPUIS	-9.838	0.025	SSA	0.867	3	3.39	3HA12(fil)

-Tableau V-2-5 : Ferraillage des poutres de chaînage (25X 35)

Poutre palière :

	M(kN.m)	M	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	6.17	0.015	SSA	0.541	4.375	5.75	3HA14(chap)+1HA12 (fil)
APPUIS	-9.82	0.025	SSA	0.866	4.375	5.75	3HA14(chap)+1HA12 (fil)

-Tableau V-2-6: Ferrailage des poutres palières (25X 35)**V-2-3 Vérification à l'ELU :**

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

a)Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

Pour les poutres secondaires, et la poutre palière et la poutre de chaînage (25 × 35) : $A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$.

Pour les poutres principales (30× 40) : $A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$.

$A_{\text{adop}} > A_{\min} \implies$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états

Ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u » ;

prise conventionnellement égale à : $\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.333 \text{ MPa}$

Avec : T_{\max} : effort tranchant max à l'ELU.

✓ Poutres principales (30x40):

$$\tau_u = \frac{96.7}{30 \times 38} = 0.0848 \text{ MPa} \leq 3.333 \dots \text{CV}$$

✓ Poutres secondaire (25×35):

$$\tau_u = \frac{115.72}{25 \times 33} = 0.140 \text{ MPa} \leq 3.333 \dots \text{CV}$$

✓ Poutres de chaînage(25x35):

$$\tau_u = \frac{5.79}{25 \times 33} = 0.007 \text{ MPa} \leq 3.333 \dots \text{CV}$$

✓ Poutre palière(25x35):

$$\tau_u = \frac{15.99}{25 \times 33} = 0.019 \text{ MPa} \leq 3.333 \dots \text{CV}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91 Art A.5.1.32):

- **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales :**

$$T_u = 92,25 \text{ KN} < \bar{T}_u = 480 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$T_u = 48,73 \text{ KN} < \bar{T}_u = 480 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- **Poutres de chaînage :**

$$T_u = 5,79 \text{ KN} < \bar{T}_u = 324 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- **Poutres palières:**

$$T_u = 15,99 \text{ KN} < \bar{T}_u = 480 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{Mu}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à :

$$T_u - \frac{Mu}{0,9d}$$

$$D'où : A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u - \frac{Mu}{0,9d} \right)$$

$$\text{❖ Poutres principales : } T_u - \frac{Mu}{0,9d} = 96,7 - \frac{107,974}{0,9 \times 0,38} = -219,01 < 0$$

$$\text{❖ Poutres secondaires : } T_u - \frac{Mu}{0,9d} = 115,72 - \frac{103,176}{0,9 \times 0,33} = -231,67 < 0$$

$$\text{❖ Poutres de chaînage : } T_u - \frac{Mu}{0,9d} = 5,79 - \frac{5,033}{0,9 \times 0,33} = -11,15 < 0$$

$$\text{❖ Poutres palières : } T_u - \frac{Mu}{0,9d} = 15,99 - \frac{6,17}{0,9 \times 0,33} = -4,78 < 0$$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

U_i : est le périmètre des aciers.

- **Poutres principales:** $\tau_{se}=2,14 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée
- **Poutres secondaires:** $\tau_{se}=2,95 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée.
- **Poutres de chaînage :** $\tau_{se}=0,14 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée
- **Poutres palière :** $\tau_{se}=0.40 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée

a) Ancrage des aciers :

• **Condition d'équilibre :**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

• **Calcul de la longueur de scellement des barres:**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

- Pour $\emptyset 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 12$: $l_s = 42,32 \text{ cm.}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à 0.4 pour les aciers H.A.

- Pour $\emptyset 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 12$: $l_a = 16,92 \text{ cm.}$

b) Calcul des armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 1.2\text{mm}, 30\text{mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA } 8 = 2.01\text{cm}^2$.

• **Calcul des espacements :**

– **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\right\} = \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30\right\}$$

$$St = \min(8,75 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}; 30) = 11,25\text{cm}.$$

Pour les poutres principales : $St = 10\text{cm}$

Pour les poutres secondaires : $St = 8\text{cm}$

Pour les poutres de chaînage : $St = 8 \text{ cm}$

Pour les poutres palières: $St = 8\text{cm}$

– **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}.$$

Pour les poutres principales $St = 18\text{cm}$

Pour les poutres secondaires $St = 15\text{cm}$

Pour les poutres de chaînage $St = 15 \text{ cm}$

Pour les poutres paliers $St = 15\text{cm}$

• **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right\} \text{ cm}$$

h: Hauteur des poutres.

b1 et h1 : dimensions du poteau.

he : hauteur entre nus des poutres.

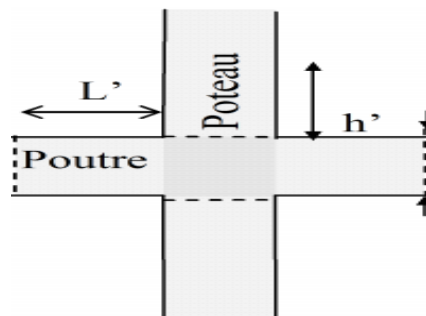


Figure V-2-2 : Zone nodale

➤ **Les poutres :**

-Poutres principales : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$.

-Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

-Poutres de chaînage : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

-Poutres palières : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

• **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.62\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{\min} = 1.225\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres secondaires}$$

$$A_{\min} = 1.225\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres de chaînage}$$

$$A_{\min} = 1.225\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres palières}$$

• **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V-2-4 Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

a)Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

✓ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 15MPa$ Avec $\rho_1 = \frac{100A}{b_0d}$
 ✓ $\sigma_{st}^- = 348 MPa$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K_1 .

La contrainte dans l'acier est :

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

- Avec : **A** : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

	Comb	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observ
Travée	08GPEX MAX	11.847	5.03	0.439	0.899	34.50	68.94	1.99	Obser
Appuis	GQPEX MIN	-31.91	8	0,704	0.878	25.98	119.55	4.60	Obser

Tableau V-2-7 : Vérification du ferraillage des poutres principales adhérees aux voiles .

	COMB	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	08GPEX MAX	28.142	10.68	0.937	0.864	21.76	80.25	3,68	Observée
Appuis	GQPEX MIN	-52.574	10.68	0,937	0.864	21.76	149.93	6.89	Observée

Tableau V-2-8 : Vérification du ferraillage des poutres principales non adhérees aux voiles .

	M_{max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	24.223	10.78	1.298	0.847	17,68	80.39	4.54	Observée
Appuis	-32.035	12.56	1,532	0.838	15.86	92.23	5.81	Observée

Tableau V-2-9 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires adhérees aux voiles .

	COMB	M_{max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	GQPEY MAX	8.47	5.03	0.606	0.885	28.48	57.65	2.02	Observée
Appuis	GQPEY MIN	-15.852	6.98	0.848	0.869	23.17	79.19	3.41	Observée

Tableau V-2-10 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires non adhérees aux voiles .

	Comb	M_{max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	GQMEY MAX	1.676	3.39	0.408	0.902	36.02	16.60	0.46	Observée
Appuis	GQPEY MIN	-4.632	3.39	0.408	0.902	36.02	45.90	1.27	Observée

Tableau V-2.11 : Vérification du ferraillage des poutres de chaînage .

	M_{max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Appuis	-1.841	5.75	0.729	0.876	25.32	10.58	0.41	Observée
Travée	1.003	5.75	0.729	0.876	25.32	10.58	0.41	Observée

Tableau V-2.12: Vérification du ferraillage des poutres palières.

➤ **Etat limite de déformation :**

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

construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

➤ **Vérification de la flèche : (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99).**

• **Sens de la poutre principale :**

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

La flèche retirée par ETABS V9.7.4 est $f = 0.000647 \text{ cm}$

$f = 0.000647 \text{ cm} < \bar{f} = 0,82 \text{ cm} \implies$ Condition vérifiée.

V.3 Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

V.3.1 Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre

Sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \dots\dots L'ELU \\ \\ G+Q \dots\dots\dots L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA99/ Version 2003}$$

V.3.2 Ferrailage des voiles

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montage.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

-Zone I :RDC+ Etage de service

-Zone II :1^{er} ;2^{eme} ;3^{eme} étage.

-Zone III :4^{eme} ;5^{eme} étage.

V.3.3 Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

V.3.4 Exposé de la méthode

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**).

a-Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Avec : B=L.e

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

$$L_t = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{min} - \sigma_{max}} \times L_{voile}$$

L_t : Longueur de la zone tendue.

b-Calcul des efforts normaux :

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{max} \times e_{voile}}{2}$$

C-Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

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.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile . Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

d-Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

➤ La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA9} \\ \text{/Version2003.}$$

e-Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

f- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

g- Les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

h-Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e, 30cm\}$$

Avec : $e=20cm$: épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 30cm$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{30; 30cm\} \Rightarrow S_t \leq 30cm$$

i-Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ❖ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

j-Diamètre maximal :

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

k-Pourcentage minimal des armatures :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courant

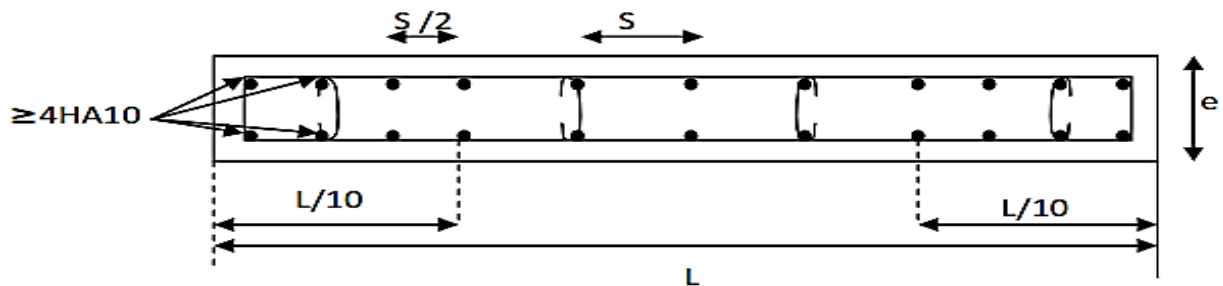


Figure V.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.3.5 Vérification à L'ELS**1- Contrainte du béton à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15A_{\text{vadopt}}}$$

Avec :

$N_{t \max}$: effort normal max appliqué

B : section de béton

A_{vadopt} : section d'armatures adoptée

2- Contrainte de cisaillement :

✓ D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V_u}{L \times e \times 0,9}$$

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile

✓ D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0,9}$$

Avec

τ_u : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul de voile:

1- Caractéristiques géométriques :

Zone III:

$$L = 1,00 \text{ m} , \quad e = 0,2 \text{ m} , \quad B = 0,20 \text{ m}^2 , \quad I = 0,016 \text{ m}^4$$

$$V = \dot{V} = \frac{L}{2} = 0,5 \text{ m.}$$

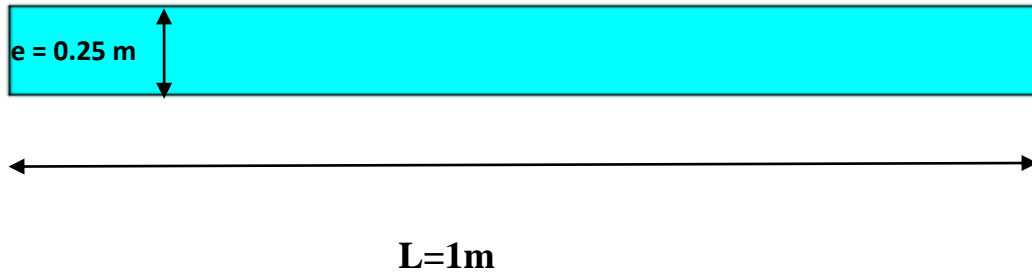


Figure V.3.2 : Coupe du voile longitudinale

2- Sollicitation de calcul :

$$N_{\max} = 375.22 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 584.11 \text{ KN.m} \quad T_{\text{corr}} = 315.42 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{375.22}{0.20} + \frac{584.11 \times 0.5}{0.016} = 20129.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{375.22}{0.20} - \frac{584.11 \times 0.5}{0.016} = -16377.33 \text{ KN/m}^2$$

3- Calcul de L_t :

$$L_t = \frac{L \times \sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} = \frac{1 \times -16377.33}{-16377.33 - 20129.53} = 0.45 \text{ m}$$

4- Détermination des efforts normaux :

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2} = \frac{0.45 \times 20129.53 \times 0.25}{2} = 1128.79 \text{ KN}$$

5- Calcul des armatures verticales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{\sigma_s}; 0.2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{2.1 \times 100 \times 20}{348}; 0.002 \times 100 \times 20\right)$$

$$A_{\min/ml} \geq \max(12.06, 4)/2 = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{1128.79}{34.8} = 32.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times V_u}{\sigma_s} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 315.42}{34.8} = 12.68 \text{ cm}^2$$

Section partiellement comprimée donc :

$$A_v = A_s + A_{vj} = 32.44 + 12.68 = 45.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{v/ml} = \max\left(\frac{A_v}{2}; \frac{A_{\min}}{2}\right) = 22.56 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

	Ferrailage adoptée	Section total	Espacement

$A_{v \text{ adp}}$	6HA14	9.23	$S_t = 16\text{cm}$
---------------------	-------	------	---------------------

Tableau V.3.1 : Ferraillage adopté pour le voile V_{x2} en zone III

6-Calcul des armatures horizontales :

Selon le **BAEL** :

$$A_h \geq \frac{A_v}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 2.30 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12= 5.65 cm²/ml avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

7- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d’armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d’empêcher le flambement des aciers verticaux sous l’action de la compression d’après **l’article [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003]**.

Les deux nappes d’armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles de **HA8/m²**.

8-Vérification à l’ELS :

a- Espacement des barres :

L’espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq \mathbf{30\text{cm}}$$

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \mathbf{Condition \text{ vérifiée.}}$$

$$S_h = 20\text{cm} \dots \dots \dots \mathbf{Condition \text{ vérifiée.}}$$

b- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \text{ max}}}{B + 15 \times A_{v \text{ adp}}} = \frac{742.9}{0,20 + 15 \times 9.23} = \mathbf{5.29 \text{ MPA}}$$

$\sigma_{bc} = 5.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

c- Vérification au cisaillement :

➤ **D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{1.4 \times 315.42}{1 \times 0.25 \times 0.9 \times 10^3} = 1.96 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{315.42}{1 \times 0,25 \times 0,9 \times 10^3} = 1.40 \text{ MPa}$$

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 1.40 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.967 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

VI.1 Introduction :

Une fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

VI.2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

VI.4 Choix de fondation :

Semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Avec : σ_{sol} : capacité portante du sol.

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

G, Q : charge et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

VOILE	Nser(KN)	L(m)	B(m)	S(m ²)
VX1	-537,19	1	2,685	2,685
VX2	-463,16	1	2,315	2,315
VX3	-352,21	1	1,761	1,761
VX4	-452,87	1	2,264	2,264
				9.025

VOILE	Nser(KN)	L(m)	B(m)	S(m ²)
VY1	-605,59	1.5	2,018	3,027
VY2	-354,79	1.5	1,182	1,773
VY3	-290,05	1.5	0,966	1,449
VY4	-383,66	1.5	1,278	1,917
				8.166

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles selon les sens.

2) Semelles filantes sous poteaux :

1. Hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2. Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure R: $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right).$$

$$e \geq \frac{L}{6} \implies \text{Répartition triangulaire.}$$

Le calcul se fera pour le portique longitudinal (sens porteur) :

Poteaux	N(KN)	Mi(KNm)	ei(m)	Ni*ei(KNm)
C2	-788.69	-5.87	-11.8	-9306.542
C6	-919.47	0.654	-7.4	-6804.078
C10	-858.18	0.089	-3.8	-3261.084
C14	-648.78	2.83	0.6	389.268
C19	-747.09	-2.26	4	2988.36
C23	-953.82	-2.77	7.6	7249.032
C26	-796.19	6.44	11.8	9395.042
Somme	-5712.22	-0.887		649.998

Tableau VI.2: résultat des charges verticales de chaque poteau.

3. Détermination de la distribution par mètre linéaire des sollicitations des semelles :

$$R = \sum N_i = 5712.22 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{649.998 + 0.887}{5712.22} = 0,113 \text{ m}$$

$$e = 0.113 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 2.03 \text{ m} \implies \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{5712.22}{12.2} \left(1 + \frac{6(0,113)}{12.2}\right) = 494.23 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{5712.22}{12.2} \left(1 - \frac{6(0,113)}{12.2}\right) = 442.194 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{5712.22}{12.2} \left(1 + \frac{3(0,113)}{12.2}\right) = 481.224 \text{ KN/ml.}$$

4. Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{481.224}{200} = 2.406 \text{ m.}$$

- On prend : B=2.5 m

Nous aurons la surface totale des semelles filantes :

$$S_t = n \times S_p + S_v = 7(12.2 \times 2.5) + 9.025 + 8.166 = 230.69 \text{ m}^2.$$

Avec : n : nombre de portique dans le sens considéré

La surface totale de bâtiment : $S_{\text{bat}} = L \times l = 12.2 \times 23.6 = 287.92 \text{m}^2$.

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{230.69}{287.92} = 0.80$$

La surface totale des semelles représente 80 % de la surface de bâtiment.

Conclusion : Nous allons opter pour un **radier général**.

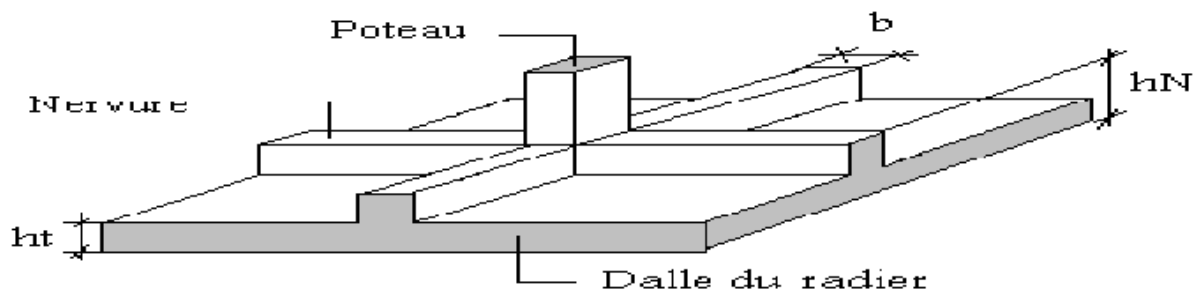
VI- 4 Calcul du radier général

Introduction :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.



VI-1: représentation du radier.

A. Pré-dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$)

Selon la condition forfaitaire

➤ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : Portée maximale

$$L_{\max} = 440\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad 55 \leq h \leq 88\text{cm}$$

On prend : **h = 70 cm.**

➤ **Sous poteaux**

✓ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm.

$$h_d \geq \frac{440}{20} = 22 \text{ cm.}$$

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

✓ **La nervure :**

• **La hauteur de la nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{440}{10} = 44 \text{ cm}$$

On prend **$h_n = 100\text{cm.}$**

• **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{440}{50} \leq h_t \leq \frac{440}{40} = 8.8 \leq h_t \leq 11$$

On opte **$h_t = 10 \text{ cm.}$**

- **Condition de la longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : Portée maximale ($L = 4.4$)

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

I : Inertie de la section du radier ($b = 1 \text{ m}$)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.4}{3.14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0.93 \text{ m} \longrightarrow \mathbf{h = 100 \text{ cm.}}$$

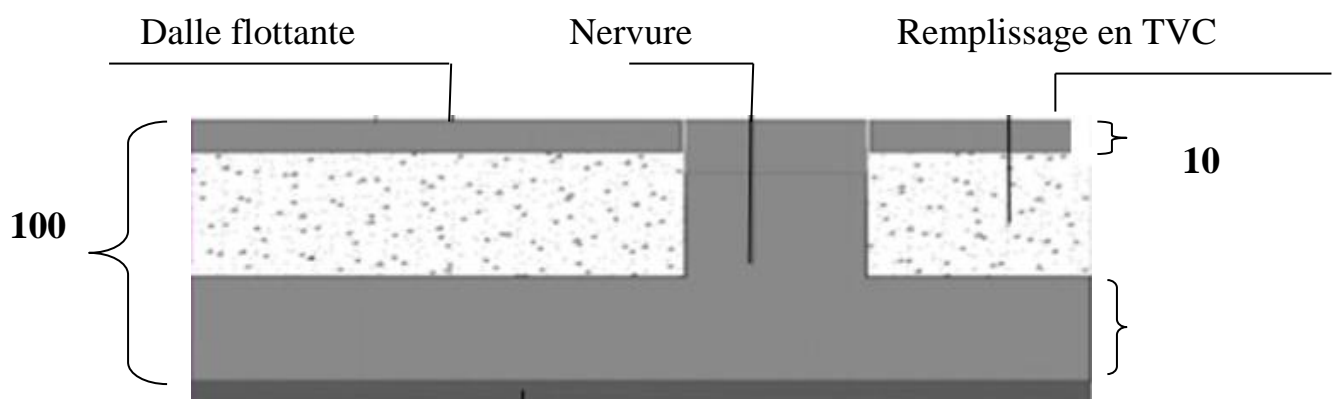
• **Largeur de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \longrightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ On prend: } \longrightarrow \mathbf{b_n = 50 \text{ cm.}}$$

❖ **Conclusion :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- ✓ La hauteur de la dalle du radier : $\mathbf{h_d = 35 \text{ cm.}}$
- ✓ La hauteur de la dalle flottante : $\mathbf{h_t = 10 \text{ cm.}}$
- ✓ La hauteur de la nervure suivant les deux sens : $\mathbf{h = 100 \text{ cm.}}$
- ✓ La largeur de la nervure : $\mathbf{b_n = 50 \text{ cm.}}$



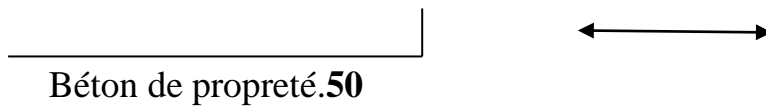


Figure VI.2 : coupe verticale du radier.

B. Détermination des efforts à la base :

Charge permanente : $G = 18652.51$ KN.

Charge d'exploitation : $Q = 3624.72$ KN.

a) Combinaisons d'actions :

✓ **ELU:**

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 1.35 \times 18652.51 + 1.5 \times 3624.72 = 30617.96 \text{ KN.}$$

✓ **ELS:**

$$N_{s1} = G + Q = 18652.51 + 3624.72 = 22277.23 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :

✓ **ELU:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{30617.96}{1,33 \times 200} = 115.105 \text{ m}^2$$

✓ **ELS:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{22277.23}{1,33 \times 200} = 83.74 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 287.92 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1 \text{"ELU"}; S_2 \text{"ELS"}) = 115.105 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier.

Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Nous prenons : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm.}$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 287.92 + 0,5 \times 2 \times (12 \cdot 20 + 23.6) = 323.72 \text{ m}^2.$$

c) Détermination des efforts à la base du radier :

➤ **Poids du radier :**

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b = (323.72 \times 0,35) \times 25 = 2832.55 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{P_{dalle} = 2832.55 \text{ KN.}}$$

Poids de la nervure :

$$P_{\text{ner}} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$= [(0,5 \times (1 - 0,35)) \times ((12,2 \times 7) + (4 \times 23,6))] \times 25 = 1460.87 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{P_n = 1460.87 \text{ KN.}}$$

Poids de T.V.O:

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}})] \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\mathbf{Avec: S_{\text{ner}} = [(12,2 \times 7) + (23,6 \times 4)] \times 0,5 = 89,9 \text{ m}^2}$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(323,72 - 89,9) \times (1 - 0,35)] \times 17 = 2583,711 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{PT.V.O = 2583.711 \text{ KN.}}$$

Poids de la dalle flottante

$$P_{\text{df}} = S_{\text{radier}} \times h_n \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 323,72 \times 1 \times 25 = \mathbf{8093 \text{ KN.}}$$

Poids totale de radier:

P radier = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de la dalle flottante + poids de TVO

$$G_{\text{radier}} = 2832,55 + 1560,87 + 2583,711 + 8093 = 15070,131 \text{ KN}$$

Donc le poids totale du radier **G radier = 15070.131 KN.**

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 15070,131 + 18652,51 = 33722,641 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 3624.72 + (2,5 \times 323.72) = 4434.02 \text{ KN.}$$

➤ **Combinaison d'action :**

Elu :

$$N_u = 1,35 \times 33722.641 + 1,5 \times 4434.02 = \mathbf{52176.595 \text{ KN.}}$$

Els :

$$N_s = 33722.641 + 4434.02 = \mathbf{38156.661 \text{ KN.}}$$

C) Vérifications

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut que } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{ou} \quad \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$;

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm,}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{52176.595}{323.72} \times \frac{4.4}{2} = 354.59 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{354.59}{1 \times 0,315} \times 10^{-3} = 1.125 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 1.066 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a. Vérification de la stabilité du radier :

✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{L_X}{2} = \frac{23.6}{2} = \mathbf{11.8 \text{ m}} \quad Y_G = \frac{12.2}{2} = \mathbf{6.1 \text{ m}}$$

✓ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = \frac{12.2 \times 23.6^3}{12} = \mathbf{13363.32 \text{ m}^4}.$$

$$I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{23.6 \times 12.2^3}{12} = \mathbf{3571.16 \text{ m}^4}.$$

La stabilité du radier consiste, à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0.h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V$$

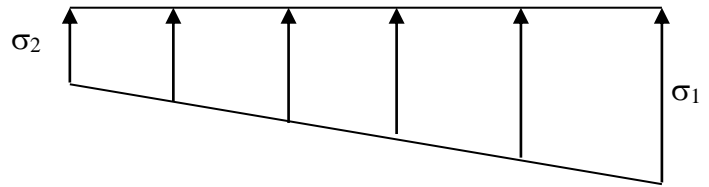


Figure VI. 3 Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

A P'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

A P'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 200\text{KN/m}^2; \quad 1,33\sigma_{sol} = 266\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I} \quad V : \text{La distance entre le cdg du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.}$$

Effort normales :

$$N_u = 52176.595 \text{ KN.}$$

$$N_s = 38156.661 \text{ KN.}$$

Calcul les moments de renversement :

$$M_j = M_j (K=0) + T_j (K=0).$$

$$M_{X-X} = 34376.264 + (2155.64 \times 0.8) = \mathbf{36100.776 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{Y-Y} = 23731.219 + (1446.69 \times 0.8) = \mathbf{24888.571 \text{ KN.m.}}$$

➤ Sens longitudinal :**✓ ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{52176.595}{323.72} \pm \frac{36100.776}{13363.32} \times 11.8$$

$$\sigma_1 = 193.055 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 129.30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 177.116 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ ELS :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{38156.661}{323.72} \pm \frac{36100.776}{13363.32} \times 11.8$$

$$\sigma_1 = 149.746 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 85.991 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 133.80 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal :**✓ ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{52176.595}{323.72} \pm \frac{24888.571}{3571.16} \times 6.1$$

$$\sigma_1 = 203.691 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 118.665 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 182.434 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ ELS :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{38156.661}{323.72} \pm \frac{24888.571}{3571.16} \times 6.1$$

$$\sigma_1 = 160.382 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 75.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 139.124 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VI- 5) Etude de la dalle

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91., le calcul s'effectue par la méthode suivante :

▪ Panneaux encastres sur 4 appuis

On distingue deux cas : selon $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_x < L_y$) L_x et L_y dimensions

du panneau de dalle

1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\checkmark \text{ Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\checkmark \text{ Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

❖ **Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en

pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

▪ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{4.4}{4.4} = 1$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 182.434 - \frac{15070.131}{323.72} = 135.881 \text{KN/m}^2$$

✓ **A l'ELS :**

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 139.124 - \frac{15070.131}{323.72} = 92.571 \text{KN/m}^2$$

Calcul a l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

Moment isostatique

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

On aura donc :

$$\begin{aligned} M_{0x} &= 0,0368 \times 135.881 \times 4.4^2 = 96.808 \text{ KN.m} \\ M_{0Y} &= 1.000 \times 96.808 = 96.808 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85: pour les moments en travées de rives.

0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

0,30: pour les moments sur appuis de rives.

- **Moments aux appuis intermédiaires:**

$$M_{ax} = (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 96.808 \Rightarrow M_{ax} = 48.404 \text{KNm}$$

$$M_{ay} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 96.808 \Rightarrow M_{ay} = 48.404 \text{KNm}$$

- **Moments aux appuis de rives:**

$$M_{ax} = (0,3) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,3) \times 96.808 \Rightarrow M_{ax} = 29.808 \text{KNm}$$

$$M_{ay} = (0,3) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,3) \times 96.808 \Rightarrow M_{ay} = 29.808 \text{KNm}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,75) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,75) \times 96.808 \Rightarrow M_{tx} = 72.606 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 96.808 \Rightarrow M_{ty} = 82.286 \text{KN.m}$$

Ferraillage suivant x-x :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48.404 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{48.404 \times 10^3}{0,983 \times 31.5 \times 348} = 4.49 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA12=6.79 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{72.606 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14,2} = 0.052 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{72.606 \times 10^3}{0,973 \times 31.5 \times 348} = 6.807 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA12=6.79 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Ferraillage suivant y-y :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48.404 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{48.404 \times 10^3}{0,983 \times 31.5 \times 348} = 4.49 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6.79 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{82.286 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{82.286 \times 10^3}{0,970 \times 31.5 \times 348} = 7.738 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9.24 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Sens	Zone	M (KNm)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	Ferraill age	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
Longitudin ale x-x	Aux appuis	48.404	0,034	0,983	4.49	6HA12	6.79	15
	En travée	72.606	0,052	0,973	6.80	6HA12	6.79	15
transversale y-y	Aux appuis	48.404	0,034	0,983	4.49	6HA12	6.79	15
	En travée	82.286	0,058	0,970	7.73	6HA14	9.24	15

Tableau VI.3 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels ($h = 35 \text{ cm}$) désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Sens X-X :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

- **Sens Y-Y:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

2.1. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 3,803 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,803 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2.2. Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{Sx} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{Sy} = \mu_y \times M_{Sx}$$

On aura donc:

$$M_{Sx} = 0,0442 \times 92,571 \times 4,4^2 = 79,214 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sy} = 1 \times 79,214 = 79,214 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{sa} = (0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (0,5) \times 79,214$$

$$M_{sa} = 39,607 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis de rives :**

$$M_{sa} = (0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (0,3) \times 79,214$$

$$M_{sa} = 23,764 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{st} = (0,75) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,75) \times 79,214$$

$$M_{st} = 59,410 \text{ KN.m}$$

a) Aux appuis intermédiaires:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{48.404}{48.404} = 1$$

$$\mu = 0,034 \rightarrow \alpha = 0,043$$

$$\alpha = 0,0290 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Aux appuis de rives:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29.808}{29.808} = 1$$

$$\mu = 0,021 \rightarrow \alpha = 0,026$$

$$\alpha = 0,026 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c) En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{72.60}{82.286} = 0.882$$

$$\mu = 0,051 \rightarrow \alpha = 0,065$$

$$\alpha = 0,065 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.882-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,191 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

VI-6) Etude de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenants à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste

à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

❖ **Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

Charge trapézoïdale :

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

$$\text{Moment fléchissant } I_M = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant } I_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

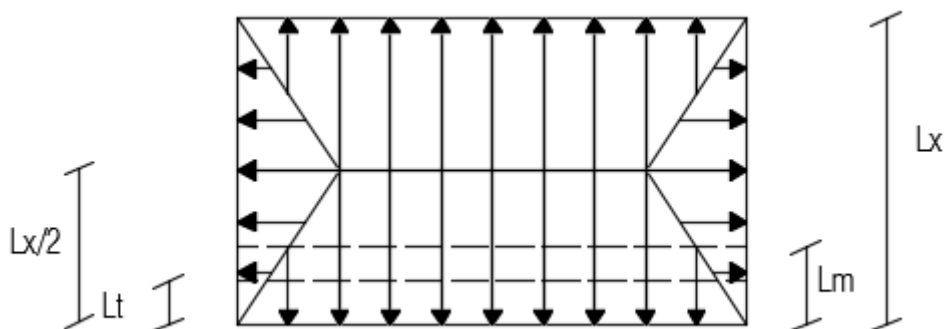


Figure.VI.4 : Représentation des charges trapézoïdales.

Le Chargement simplifié

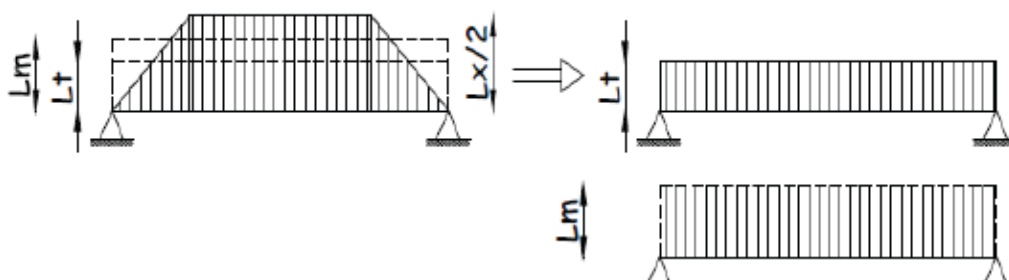


Figure VI.5: Présentation du chargement simplifié

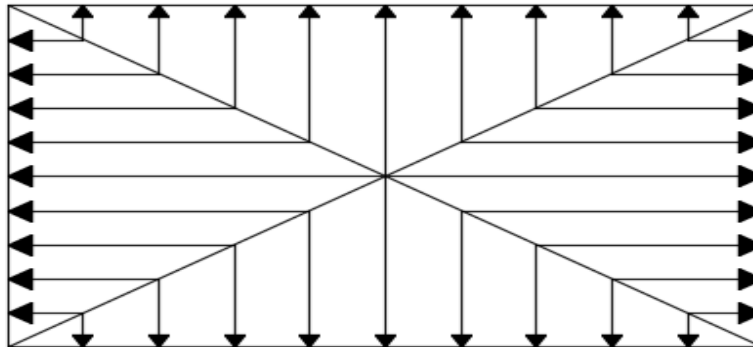
Charge triangulaire :

Figure VI.6: Répartition triangulaire.

Moment fléchissant : $I_m = 0,333 \times I_x$

Effort tranchant : $I_t = 0,25 \times I_x$

b) Charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = q_u \times I_m \\ Q_s = q_s \times I_m \end{array} \right.$$

- Pour les efforts tranchant

$$Q_u = q_u \times I_t \quad \left\{ \begin{array}{l} \\ Q_s = q_s \times I_t \end{array} \right.$$

c) Détermination des charges :

✓ **ELU:**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(182.434 - \frac{15070.131}{323.72} - \frac{1460.87}{89.9} \right)$$

$$q_u = 127.551 \text{ KN/m}^2$$

✓ **ELS:**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(139.124 - \frac{12505.762}{323.72} - \frac{1460.87}{89.9} \right)$$

$$q_s = 84.244 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Ferraillage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS », Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées
 $h = 100 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

❖ **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins, et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section

D'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

• **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 4.4 \text{ m} ; L_y = 4.4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.4}{4.4} = 1$$

$$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

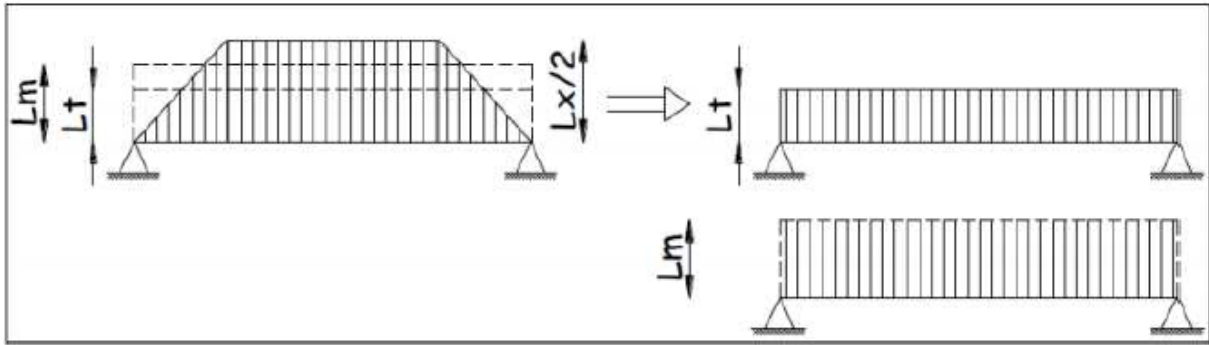


Figure VI.7. Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$$

$$L_m = 4.4 \left(0.5 - \frac{1}{6}\right) = 1.46 \text{ m.}$$

$$L_t = 4.4 \left(0.5 - \frac{1}{4}\right) = 1.1 \text{ m.}$$

Cas de chargement triangulaire :

$$L_m = 0.333 L_x = 1.46 \text{ m}$$

$$L_t = 0.250 L_x = 1.1 \text{ m}$$

Charges à considérés :

- $q_{Mu} = q_u \times L_m = 127.551 \times 1.46 = 186.233 \text{ KN/m.}$
- $q_{Ms} = q_s \times L_m = 84.244 \times 1.46 = 122.996 \text{ KN/m.}$
- $q_{Tu} = q_u \times L_t = 127.551 \times 1.00 = 127.551 \text{ KN/m.}$
- $q_{Ts} = q_s \times L_t = 84.244 \times 1.00 = 84.244 \text{ KN/m.}$

1) Détermination des efforts:

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel « **ETABS V9.7.4** »

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	P	Charge	Lm	Lt	Qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A-B	1	4.4	4.4	1	Trapezoidale	1.465	1.1	127.551	84.244	186.862	373.724	123.417	246.834	140.306	376.612	92.66	185.32
	2	4.4	3.4	1.29	Trapezoidale	1.465	1.1	127.551	84.244	186.862		123.417		140.306		92.66	
B-C	1	3.6	4.4	0.81	Trapezoidale	1.198	0.9	127.551	84.244	152.806	305.612	100.924	201.848	114.795	229.59	75.81	151.62
	2	3.6	3.4	1.05	Trapezoidale	1.198	0.9	127.551	84.244	152.806		100.924		114.795		75.81	
C-D	1	4.4	4.4	1	Trapezoidale	1.465	1.1	127.551	84.244	186.862	373.724	123.417	246.834	140.306	376.612	92.66	185.32
	2	4.4	3.4	1.29	Trapezoidale	1.465	1.1	127.551	84.244	186.862		123.417		140.306		92.66	
D-E	1	3.4	4.4	0.77	Trapezoidale	1.132	0.85	127.551	84.244	144.387	288.774	95.364	190.728	108.418	188.119	71.60	143.2
	2	3.4	3.4	1	Trapezoidale	1.132	0.85	127.551	84.244	144.387		95.364		108.418		71.60	
E-F	1	3.6	4.4	0.81	Trapezoidale	1.198	0.9	127.551	84.244	152.806	305.612	100.924	201.848	114.795	229.59	75.81	151.62
	2	3.6	3.4	1.05	Trapezoidale	1.198	0.9	127.551	84.244	152.806		100.924		114.795		75.81	
F-G	1	4.2	4.4	0.95	Trapezoidale	1.398	1.05	127.551	84.244	178.316	356.632	117.773	235.546	133.928	267.856	88.45	176.9
	2	4.2	3.4	1.23	Trapezoidale	1.398	1.05	127.551	84.244	178.316		117.773		133.928		88.45	

Tableau VI.4 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens longitudinal

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	Lt	Qu	Qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A-B	1	4.4	4.4	1	trapezoidale	1.465	1.1	127.551	84.244	186.862	373.724	123.41	246.94	140.312	280.624	92.668	185.336
	2	4.4	3.6	1.22	trapezoidale	1.465	1.1	127.551	84.244	186.862		123.41		140.312		92.668	
B-C	1	3.4	4.4	0.77	trapezoidale	1.132	0.85	127.551	84.244	144.387	288.774	95.364	190.728	108.423	216.846	71.607	143.214
	2	3.4	3.6	0.94	trapezoidale	1.132	0.85	127.551	84.244	144.387		95.364		108.423		71.607	
C-D	1	4.4	4.4	1	trapezoidale	1.465	1.1	127.551	84.244	186.862	373.724	123.41	246.94	140.312	280.624	92.668	185.336
	2	4.4	3.6	1.22	trapezoidale	1.465	1.1	127.551	84.244	186.862		123.41		140.312		92.668	

Tableau VI.5 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens transversale

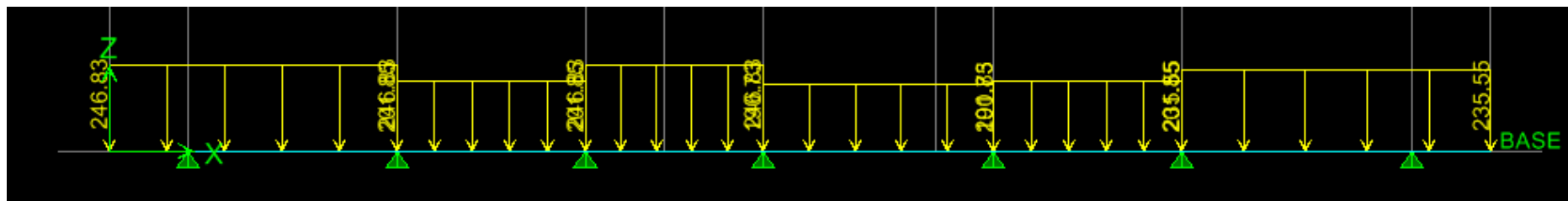


Figure VI.8 : Chargement de la nervure a l'ELS sens X-X

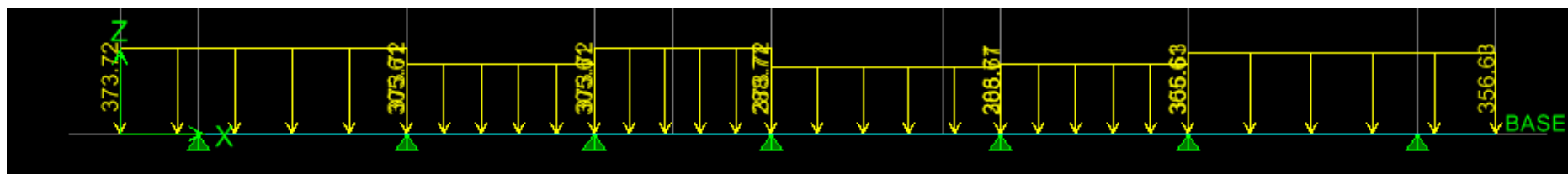


Figure VI.9 : Chargement de la nervure a l'ELU sens X-X

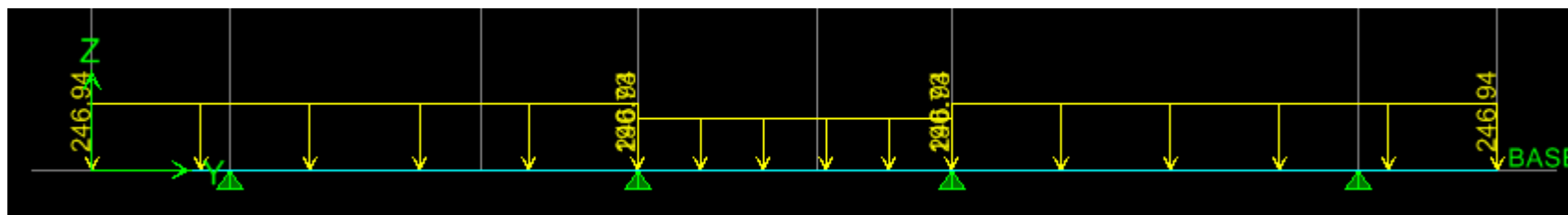


Figure VI.10 : Chargement de la nervure a L'ELS sens Y-Y

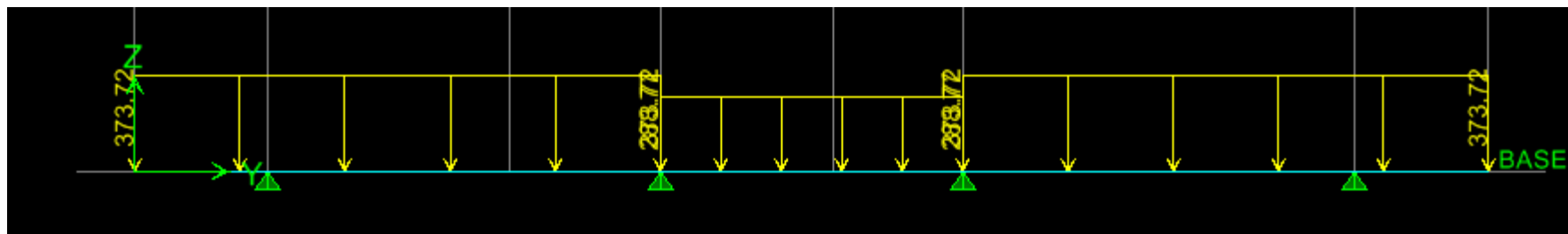


Figure VI.11 : Chargement de la nervure a L'ELU sens Y-Y

❖ Sens longitudinale « X-X » :

ELU:

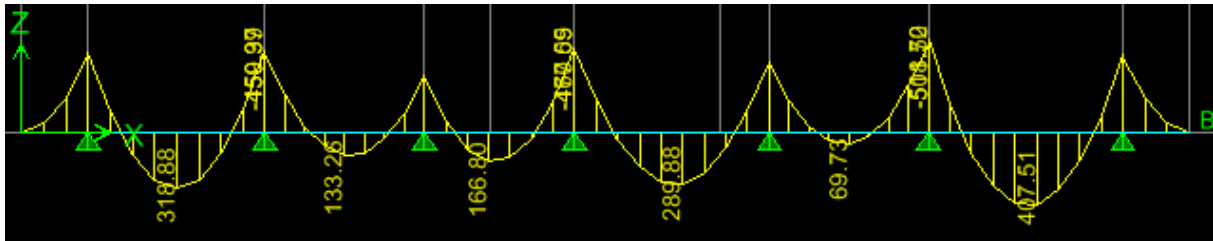
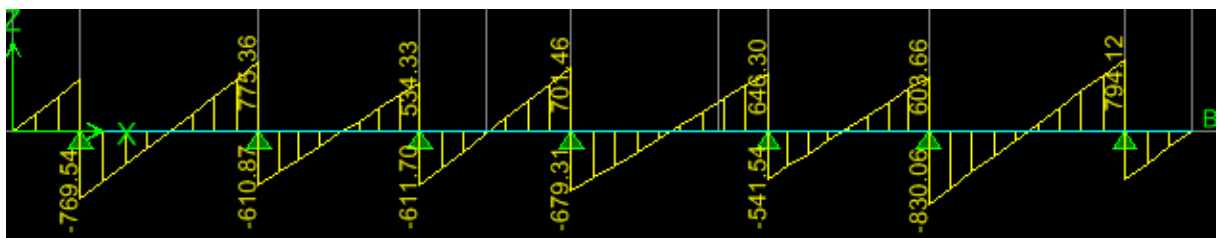


Figure VI.12 : Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELU sens x-x.



FigureVI.13: Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELU sens x-x.

ELS :

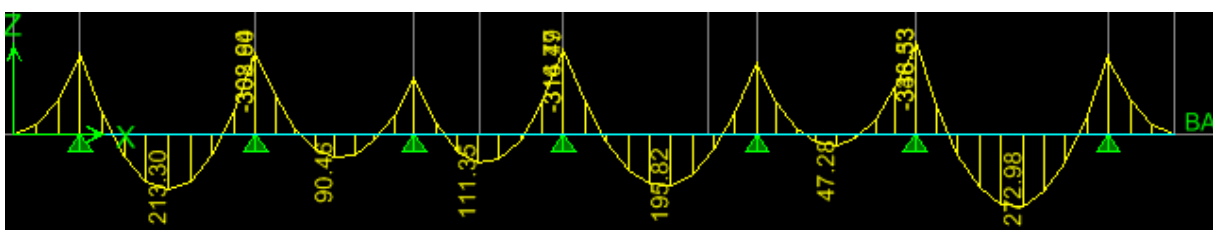


Figure VI.14: Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELS sens x-x.

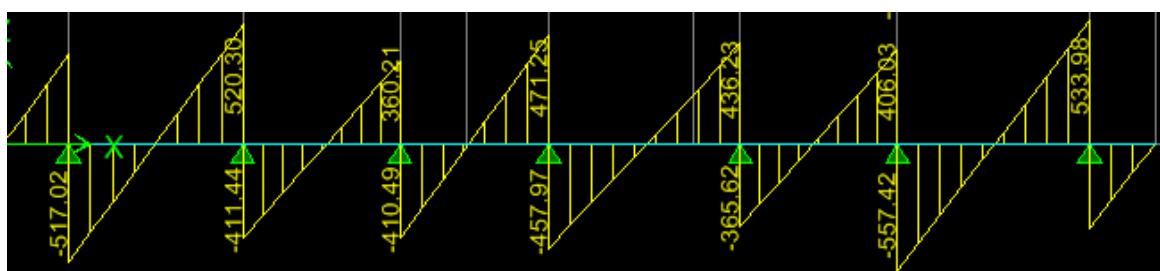


Figure VI.15: Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELS sens x-x.

➤ Sens transversales « Y-Y » :

-ELU:

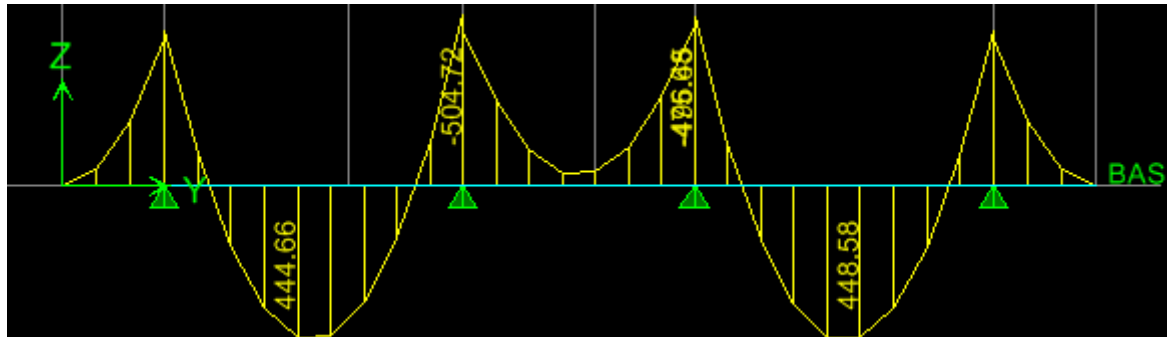


Figure VI-16: Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELU sens y-y.

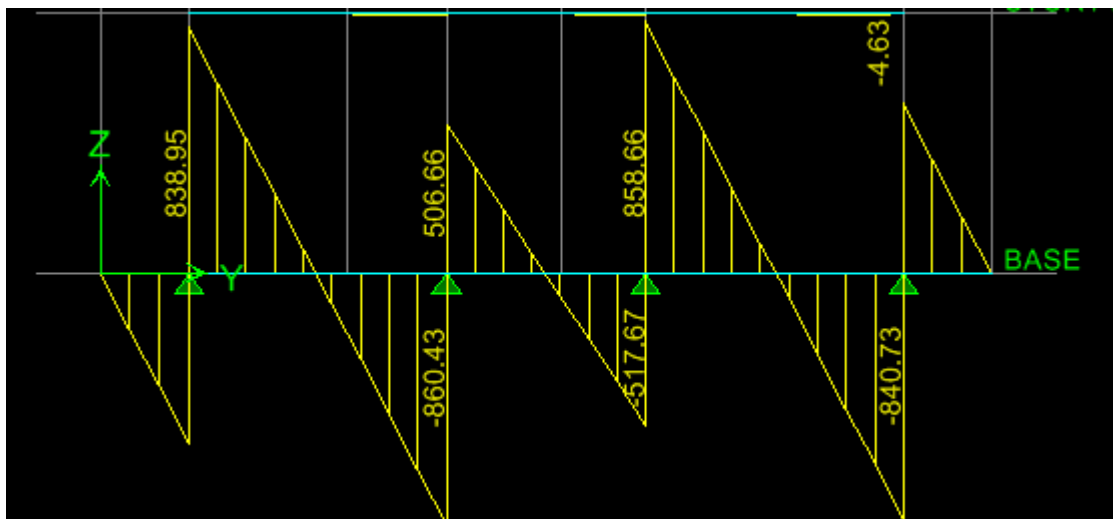


Figure VI.17: Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELU sens y-y.

-ELS:

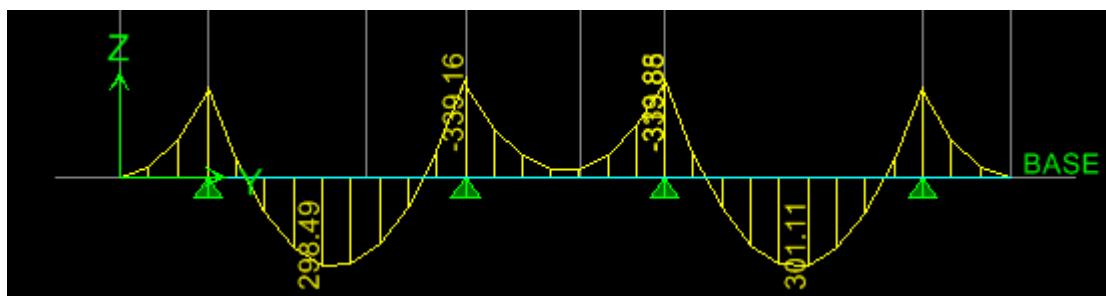


Figure VI.18: Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELS sens y-y.

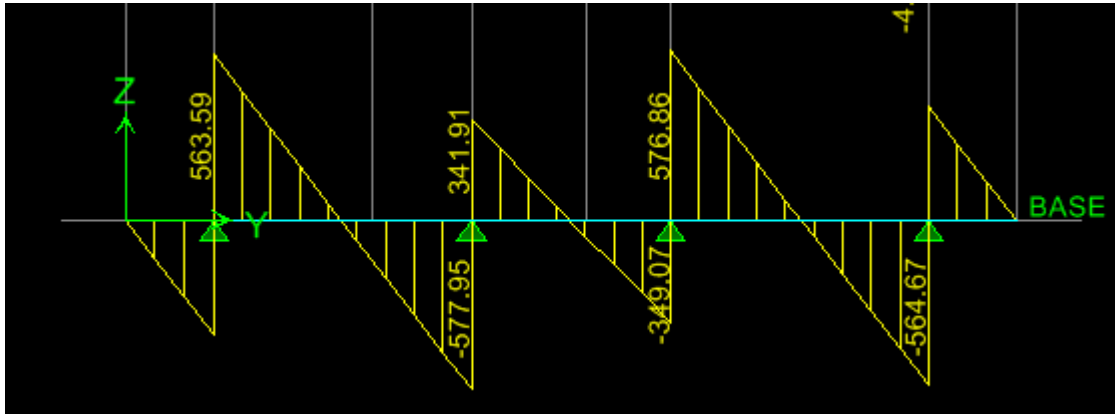


Figure VI.19: Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELS sens y-y
N.B : les diagrammes des moments sont renversés M_t en fibres supérieure et M_a en fibre inférieure.

	Sens x-x	Sens y-y
Moments travée (KN.m)	$M_{ut} = 407.51$	$M_{ut} = 448.58$
	$M_{st} = 272.98$	$M_{st} = 301.11$
Moments Appuis (KN.m)	$M_{ua} = 508.32$	$M_{ua} = 504.72$
	$M_{sa} = 316.33$	$M_{sa} = 339.86$
Efforts tranchants (KN)	$T_u = 830.06$	$T_u = 860.43$
	$T_s = 533.98$	$T_s = 577.95$

Tableau VI.6: Récapitulatif des moments de la dalle.

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées suivant les deux sens,

On a: $b=50\text{cm}$ $d=97,5\text{cm}$ $f_{bc}=14,2\text{ MPa}$ $\sigma_s=348\text{ MPa}$

Sens longitudinal x-x:

$M_a^{\max} = 508.32\text{ KN.m}$ $M_t^{\max} = 407.51\text{ KN.m}$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{508.32 \times 10^3}{50 \times 90^2 \times 14,2} = 0,088 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{508.32 \times 10^3}{0,954 \times 90 \times 348} = 17.01 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16 fil + 5HA14 chap = 17.75 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{407.51 \times 10^3}{50 \times 90^2 \times 14,2} = 0,070 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{407.51 \times 10^3}{0,964 \times 90 \times 348} = 13.49 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16fil + 4HA14chap = 16.21 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

Sens transversal suivant y-y:

$$M_{ay}^{\max} = 504.72 \text{ KN.m} \quad M_{ty}^{\max} = 448.58 \text{ KN.m}$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{504.72 \times 10^3}{50 \times 90^2 \times 14,2} = 0,088 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{504.72 \times 10^3}{0,954 \times 90 \times 348} = 16.89 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16fil + 5HA14chap = 17.75 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{448.58 \times 10^3}{50 \times 90^2 \times 14,2} = 0,078 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{448.58 \times 10^3}{0,959 \times 90 \times 348} = 14.93 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16fil + 4HA14 = 16.21 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

Sens	Zone	M (KNm)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	Ferrailage	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
Longitudinale x-x	Aux appuis	508.32	0,088	0,954	17.01	5HA16chap+ 5HA14fil	17.75	10
	En travée	407.51	0,070	0,964	13.49	5HA16 chap + 4HA14 fil	16.21	10
transversale y-y	Aux appuis	504.72	0,088	0,954	16.89	5HA16 chap + 5HA14fil	17.75	10
	En travée	448.58	0,078	0,959	13.93	5HA16 chap + 4HA14fil	16.21	10

Tableau VI.7 : Récapitulatif du ferrailage de la nervure.

Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_s \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 90 \times 2.1}{400} = 5.433 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{st}^{min} = 5.433 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25,00 ; 19,2\} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50 \text{ cm.}$$

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

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

B. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec:

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU

Sens longitudinales « X-X » :

$$\tau_u = \frac{830,06 \times 10^3}{500 \times 900} = 1,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversales « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{860,43 \times 10^3}{500 \times 900} = 1,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.2. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34):

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armature de peau Nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml.} = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

Soit donc: **4HA12** avec : **As = 4.52 cm².**

Story	Pier	Loc	Load	P	M3	V2	
	6	7 Bottom	08GMEX MIN		-286,22	-252,638	-162,25
	6	7 Bottom	08GEX MIN		-286,22	-252,638	-162,25
	6	7 Bottom	GQEX MIN		-382,06	-244,708	-159,47
	6	7 Bottom	GQMEX MIN		-382,06	-244,708	-159,47
	7	7 Bottom	08GMEX MIN		-229	-169,633	-116,32
	7	7 Bottom	08GEX MIN		-229	-169,633	-116,32
	7	7 Bottom	GQEX MIN		-302,57	-160,971	-112,6
	7	7 Bottom	GQMEX MIN		-302,57	-160,971	-112,6
	8	7 Bottom	08GMEX MIN		-162,48	-104,67	-74,65
	8	7 Bottom	08GEX MIN		-162,48	-104,67	-74,65
	8	7 Bottom	GQEX MIN		-212,18	-95,34	-69,58
	8	7 Bottom	GQMEX MIN		-212,18	-95,34	-69,58
	6	7 Bottom	08GMEY MIN		-450,52	-75,921	-51,46
	6	7 Bottom	08GEY MIN		-450,52	-75,921	-51,46
	6	7 Bottom	GQEY MIN		-546,35	-67,991	-48,68
	6	7 Bottom	GQMEY MIN		-546,35	-67,991	-48,68
TR		7 Bottom	08GMEX MIN		-90,76	-53,534	-31,25
TR		7 Bottom	08GEX MIN		-90,76	-53,534	-31,25
	7	7 Bottom	08GMEY MIN		-389,49	-49,283	-33,83
	7	7 Bottom	08GEY MIN		-389,49	-49,283	-33,83
TR		7 Bottom	GQEX MIN		-117,1	-44,757	-26,73
TR		7 Bottom	GQMEX MIN		-117,1	-44,757	-26,73
	7	7 Bottom	GQEY MIN		-463,06	-40,622	-30,11
	7	7 Bottom	GQMEY MIN		-463,06	-40,622	-30,11
	8	7 Bottom	08GMEY MIN		-307,6	-24,303	-17,38
	8	7 Bottom	08GEY MIN		-307,6	-24,303	-17,38
	8	7 Bottom	GQEY MIN		-357,3	-14,973	-12,3
	8	7 Bottom	GQMEY MIN		-357,3	-14,973	-12,3
TR		7 Bottom	08GMEY MIN		-161,06	-14,149	-10,49
TR		7 Bottom	08GEY MIN		-161,06	-14,149	-10,49
TR		7 Bottom	GQEY MIN		-187,39	-5,373	-5,98
TR		7 Bottom	GQMEY MIN		-187,39	-5,373	-5,98
	6	7 Bottom	ELS		-351,02	24,746	9,55
	7	7 Bottom	ELS		-270,02	28	12,92
	8	7 Bottom	ELS		-183,81	31,063	17,58
TR		7 Bottom	ELS		-98,6	33,253	18,89
	6	7 Bottom	ELU		-478,69	33,966	13,06
	7	7 Bottom	ELU		-368,2	38,374	17,65
	8	7 Bottom	ELU		-250,57	42,52	24,02
TR		7 Bottom	ELU		-134,35	45,29	25,64
TR		7 Bottom	08GMEY MAX		16,52	63,101	39,24
TR		7 Bottom	08GEY MAX		16,52	63,101	39,24
	8	7 Bottom	08GMEY MAX		39,38	67,769	42,38
	8	7 Bottom	08GEY MAX		39,38	67,769	42,38
TR		7 Bottom	GQEY MAX		-9,81	71,878	43,76
TR		7 Bottom	GQMEY MAX		-9,81	71,878	43,76
	8	7 Bottom	GQEY MAX		-10,32	77,1	47,45
	8	7 Bottom	GQMEY MAX		-10,32	77,1	47,45
	7	7 Bottom	08GMEY MAX		-3,41	87,96	52,22

	7	7 Bottom	08GEY MAX	-3,41	87,96	52,22
	7	7 Bottom	GQEY MAX	-76,98	96,622	55,94
	7	7 Bottom	GQMEY MAX	-76,98	96,622	55,94
TR		7 Bottom	08GMEX MAX	-53,78	102,486	60
TR		7 Bottom	08GEX MAX	-53,78	102,486	60
	6	7 Bottom	08GMEY MAX	-59,85	109,553	65,01
	6	7 Bottom	08GEY MAX	-59,85	109,553	65,01
TR		7 Bottom	GQEX MAX	-80,11	111,262	64,52
TR		7 Bottom	GQMEX MAX	-80,11	111,262	64,52
	6	7 Bottom	GQEY MAX	-155,69	117,483	67,78
	6	7 Bottom	GQMEY MAX	-155,69	117,483	67,78
	8	7 Bottom	08GMEX MAX	-105,74	148,136	99,65
	8	7 Bottom	08GEX MAX	-105,74	148,136	99,65
	8	7 Bottom	GQEX MAX	-155,44	157,466	104,73
	8	7 Bottom	GQMEX MAX	-155,44	157,466	104,73
	7	7 Bottom	08GMEX MAX	-163,9	208,309	134,71
	7	7 Bottom	08GEX MAX	-163,9	208,309	134,71
	7	7 Bottom	GQEX MAX	-237,47	216,971	138,44
	7	7 Bottom	GQMEX MAX	-237,47	216,971	138,44
	6	7 Bottom	08GMEX MAX	-224,15	286,27	175,8
	6	7 Bottom	08GEX MAX	-224,15	286,27	175,8
	6	7 Bottom	GQEX MAX	-319,99	294,2	178,58
	6	7 Bottom	GQMEX MAX	-319,99	294,2	178,58

1,1

I	ELU	-1135,51	21,686	12,51	ELU
	08GMEY MAX	-17,54	81,976	36,22	08GMEY MAX
	GQEY MAX	-504,38	228,903	84,42	GQEY MAX
II	ELU	-1022,92	2,628	6,11	ELU
	08GEY MAX	2,8	104,647	58,58	08GEY MAX
	GQEY MIN	-607,28	161,171	82,27	GQEY MIN
III	ELU	-890,94	2,778	5,31	ELU
	08GEY MAX	6,71	115,844	66,27	08GEY MAX
	GQEY MIN	-653,43	159,156	99,68	GQEY MIN
IV	ELU	-569,33	21,577	16,15	ELU
	08GEY MAX	7,43	28,241	24,04	08GEY MAX
	GQMEY MIN	-127,77	137,139	101,07	GQMEY MIN

1,5

I	GQEX MIN	-1571,34	-93,381	-43,58	GQEX MIN
	08GEX MAX	423,25	84,203	43,35	08GEX MAX
	GQMEY MIN	-1134,41	-363,276	-107,27	GQMEY MIN
II	ELU	-1258,75	-45,859	-32,83	ELU
	08GEX MAX	125,77	89,55	59,64	08GEX MAX
	GQMEX MIN	-940,5	-212,553	-98,37	GQMEX MIN
III	ELU	-1089,67	-47,962	-34,09	ELU
	08GEX MAX	-55,82	91,575	60,78	08GEX MAX
	GQMEX MIN	-825,06	-184,896	-100,88	GQMEX MIN
IV	ELU	-693,86	-40,203	-27,92	ELU
	08GEY MAX	-3,52	51,487	43,98	08GEY MAX
	GQMEX MIN	-547,86	-130,875	-87,65	GQMEX MIN

3,65

I	ELU	-3240,54	-113,047	-7,88	ELU
	08GMEX MAX	78,42	172,823	109,06	08GMEX MAX
	GQMEY MIN	-1609,34	-3141,842	-535,19	GQMEY MIN
II	ELU	-2865,51	-123,538	-24,39	ELU
	08GMEX MAX	-134,84	272,913	187,99	08GMEX MAX
	GQMEY MIN	-1402,53	-1950,97	-466,59	GQMEY MIN
III	ELU	-2424,42	-121,455	-31,94	ELU
	08GMEX MAX	-267,12	74,112	56	08GMEX MAX
	GQMEY MIN	-1175,94	-1253,908	-380,01	GQMEY MIN
IV	ELU	-1506,47	-112,113	-42,62	ELU
	08GMEX MAX	-75,55	23,092	-8,11	08GMEX MAX
	GQMEY MIN	-723,69	-525,007	-255,61	GQMEY MIN

3,7

I	ELU	-2871,3	189,58	-0,91 ELU
	08GEX MAX	-1142,99	1895,37	421,83 08GEX MAX
	GQMEX MAX	-1904,89	2783,975	484,94 GQMEX MAX
II	ELU	-2518,03	164,562	-2,92 ELU
	08GEX MAX	-983,36	1252,915	326,68 08GEX MAX
	GQMEX MAX	-1657,07	1690,578	388,46 GQMEX MAX
III	ELU	-2116,15	126,721	-10,44 ELU
	08GEX MAX	-669,09	563,433	219,54 08GEX MAX
	GQMEX MAX	-1389,66	1113,531	316,4 GQMEX MAX
IV	ELU	-1304,72	59,575	-20,37 ELU
	08GEX MAX	-154,96	161,58	39,01 08GEX MAX
	GQMEX MAX	-859,49	487,026	209,74 GQMEX MAX

4

I	GQEX MIN	-2290,92	-3142,556	-600,58 GQEX MIN
	08GEX MAX	-341,1	3377,594	609,98 08GEX MAX
	GQMEX MAX	-1275,02	3890,214	609,04 GQMEX MAX
II	GQEX MIN	-1878,25	-1889,134	-492,28 GQEX MIN
	08GEX MAX	-404,77	2122,847	516,53 08GEX MAX
	GQMEX MAX	-1090,98	2345,989	475,31 GQMEX MAX
III	ELU	-1507,59	166,039	20,08 ELU
	08GEY MAX	-383,88	181,615	82,13 08GEY MAX
	GQMEX MAX	-908,96	1442,336	348,99 GQMEX MAX
IV	ELU	-919,78	111,616	19,51 ELU
	08GEY MAX	-92,1	82,582	19,29 08GEY MAX
	GQMEX MAX	-560,2	583,855	192,38 GQMEX MAX

2,7

I	GQEX MIN	-2469,68	-192,321	-87,26 GQEX MIN
	08GEX MAX	506,04	122,392	76,04 08GEX MAX
	GQMEY MIN	-1522,66	-1257,679	-218,14 GQMEY MIN
II	GQEX MIN	-1791,07	-227,28	-119,64 GQEX MIN
	08GEX MAX	106,91	139,732	90,82 08GEX MAX
	GQMEY MIN	-1105,93	-533,985	-86,84 GQMEY MIN
III	GQEX MIN	-1261,05	-195,081	-106,43 GQEX MIN
	08GEX MAX	-127,8	99,849	67,61 08GEX MAX
	GQMEY MIN	-887,51	-329,914	-76,58 GQMEY MIN
IV	ELU	-679,57	-87,437	-44,62 ELU
	08GEX MAX	-22,26	-2,551	2,28 08GEX MAX
	GQMEY MIN	-148,79	-243,43	-125,69 GQMEY MIN

2,2

I	GQEY MIN	-2059,02	-69,273	-36,09	GQEY MIN
	08GEY MAX	667,04	122,311	41,3	08GEY MAX
	GQMEX MAX	-549,93	962,081	295,77	GQMEX MAX
II	GQEY MIN	-1386,23	-113,555	-87,19	GQEY MIN
	08GEY MAX	191,02	154,239	91,49	08GEY MAX
	GQEX MAX	-568,79	627,928	277,4	GQEX MAX
III	GQEY MIN	-944,13	-116,524	-84,6	GQEY MIN
	08GEY MAX	-43,13	157,85	93,58	08GEY MAX
	GQMEX MAX	-514,18	504,203	254,69	GQMEX MAX
IV	GQEY MIN	-546,35	-67,991	-48,68	GQEY MIN
	08GEY MAX	39,38	67,769	42,38	08GEY MAX
	GQMEX MAX	-319,99	294,2	178,58	GQMEX MAX

voile de 1m

S
1 0,2

<i>Sollicitation de calcul</i>						
	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>Vu</i>	<i>COMB</i>	σ_{max}	σ_{min}
Zone I	2017,32	78,61	30.11	GQEX MIN	12543,16	7630,04
	500,64	62.22	41.69	08GEX MAX	#VALEUR!	#VALEUR!
	691,88	981,57	269,19	GQMEY MIN	34133,46	-27214,66
Zone II	1320,75	79,75	188,8	ELU	9095,94	4111,56
	57,08	510.03	227,69	08GEX MAX	#VALEUR!	#VALEUR!
	691,88	981,57	640,99	GQMEX MIN	34133,46	-27214,66
Zone III	742,9	75,85	52,3	ELU	6084,81	1344,19
	8,81	43,05	75,7	08GEX MAX	1389,36	-1301,26
	375,22	584.11	315.42	GQMEX MIN	#VALEUR!	#VALEUR!

VOILES DE 1.5m

S
1,5 0,3

<i>Sollicitation de calcul</i>						
	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>Vu</i>	<i>COMB</i>	σ_{max}	σ_{min}
Zone I	2180,26	-269.451	47,46	ELU	#VALEUR!	#VALEUR!
	540.94	45.611	52.89	08GMEX MAX	#VALEUR!	#VALEUR!
	1044,94	1439,411	-238.42	GQMEY MIN	18271,60	-11305,34
Zone II	1881,35	-58.88	-35.02	GQPEX	#VALEUR!	#VALEUR!
	531.74	135.24	61.61	08GMEX MAX	#VALEUR!	#VALEUR!
	687,18	421,52	-135.55	GQMEY MIN	6621,28	-2040,08
Zone III	837,12	29.63	36.71	ELU	#VALEUR!	#VALEUR!
	51.22	124.48	59.44	08GMEX MAX	#VALEUR!	#VALEUR!
	631,23	285,97	-64.59	GQMEY MIN	5042,15	-833,95

VOILES DE 1.5

S
1,5 0,3

<i>Sollicitation de calcul</i>						
	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>Vu</i>	<i>COMB</i>	σ_{max}	σ_{min}
Zone I	-1437,36	177,166	73,56	ELU	-2901,09	-6681,31
	531,24	86,129	38,7	08GMEX MAX	2689,67	851,93
	24,31	686,627	123,72	GQMEY MIN	7406,36	-7244,29
Zone II	-791,99	37,067	12,02	ELU	-2244,52	-3035,42
	81,35	84,449	41,34	08GMEX MAX	1172,12	-629,78
	-504,43	211,583	86,09	GQMEY MIN	575,85	-3938,72

Zone III	-378,23	0,162	6,18	ELU	-1259,04	-1262,49
	45,21	58,984	1,92	08GMEX MAX	779,97	-478,57
	-340,95	119,409	30,12	GQMEY MIN	137,42	-2410,42

VOILES DE 1

S
1 0,2

<i>Sollicitation de calcul</i>						
	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>Vu</i>	<i>COMB</i>	σ_{max}	σ_{min}
Zone I	-1089,25	38,39	78,044	ELU	-4294,55	-6597,95
	539,63	37,88	75,356	08GEX MAX	3834,55	1561,75
	-142,8	104,46	278,369	GQMEX MAX	2419,80	-3847,80
Zone II	-710,89	130,67	210,571	ELU	365,65	-7474,55
	208,23	64,2	78,412	08GEX MAX	2967,15	-884,85
	-710,7	130,69	210,572	GQMEX MAX	367,20	-7474,20
Zone III	-386,92	63,81	97,961	ELU	-20,30	-3848,90
	26,36	52,96	28,776	08GEX MAX	1720,60	-1457,00
	-367,83	57,86	177,286	GQMEX MAX	-103,35	-3574,95
Zone III	-201,32	50,17	80,035	ELU	498,50	-2511,70
	26,77	44,64	18,321	08GEX MAX	1473,05	-1205,35
	-78,51	12,8	176,777	GQMEX MAX	-8,55	-776,55

I	Y	L
0,016	0,5	100

<i>Armatures verticale</i>						
<i>Lt</i>	<i>Nt</i>	<i>As</i>	<i>Aji</i>	<i>As</i>	<i>Av /2</i>	<i>Amin</i>
0,38	474,42	12,35	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	7,54
#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	7,54
0,44	1514,20	43,51	11,91	55,42	27,71	7,54
0,31	283,16	7,37	8,35	15,73	7,86	7,54
#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	10,08	#VALEUR!	#VALEUR!	7,54
0,44	1892,74	49,29	28,37	77,66	38,83	7,54
0,18	110,10	2,87	2,31	5,18	2,59	7,54
0,48	83,99	2,41	3,35	5,76	2,88	7,54
#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	7,54

I	Y	L
0,073	0,75	150

<i>Armatures verticale</i>						
<i>Lt</i>	<i>Nt</i>	<i>As</i>	<i>Aji</i>	<i>As</i>	<i>Av /2</i>	<i>Amin</i>
#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	2,10	#VALEUR!	#VALEUR!	9,05
#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	9,05
0,57	1047,61	30,10	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	9,05
#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	9,05
#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	9,05
0,35	233,93	6,72	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	9,05
#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	9,05
#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	9,05
0,21	107,34	3,08	#VALEUR!	#VALEUR!	#VALEUR!	9,05

I	Y	L
0,0703	0,75	150

<i>Armatures verticale</i>						
<i>Lt</i>	<i>Nt</i>	<i>As</i>	<i>Aji</i>	<i>As</i>	<i>Av /2</i>	<i>Amin</i>
0	0,00	0,00	3,26	3,26	1,63	11,31
1,50	403,45	11,59	1,71	13,31	6,65	11,31
0,74	549,33	15,79	3,40	19,19	9,59	11,31
0	0,00	0,00	0,53	0,53	0,27	11,31
0,52	61,45	1,77	1,83	3,60	1,80	11,31
1,31	75,36	2,17	3,27	5,43	2,72	11,31

0	0,00	0,00	0,27	0,27	0,14	11,31
0,57038841	44,49	1,16	0,08	1,24	0,62	11,31
1,42	19,50	0,56	1,33	1,89	0,95	11,31

I	Y	L
0,01666667	0,5	100

<i>Armatures verticale</i>						
<i>Lt</i>	<i>Nt</i>	<i>As</i>	<i>Aji</i>	<i>As</i>	<i>Av/2</i>	<i>Amin</i>
0	0,00	0,00	3,45	3,45	1,73	6,03
1,00	383,46	11,02	3,33	14,35	7,18	6,03
0,61	148,56	4,27	12,32	16,59	8,29	6,03
0,95	34,86	0,91	9,32	10,23	5,11	6,03
0,23	68,16	1,96	3,47	5,43	2,71	6,03
0,95	35,00	1,01	9,32	10,32	5,16	6,03
0	0,00	0,00	4,34	4,34	2,17	6,03
0,46	78,89	2,27	1,27	3,54	1,77	6,03
0,00	0,00	0,00	7,85	7,85	3,92	6,03
0,83	41,59	1,08	3,54	4,62	2,31	6,03
0,45	66,29	1,90	0,81	2,72	1,36	6,03
0	0,00	0,00	7,82	7,82	3,91	6,03

2S				Armatures horizontales		atures transversales
<i>Av</i>	<i>As</i> <i>/ml</i>	<i>Aadp</i>	<i>Avadp</i>	<i>Ah cm²</i>		<i>At / ml</i>
#VALEUR!	#VALEUR!	6HA 16	12,06	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
#VALEUR!						
13,86						
3,93	#VALEUR!	6HA 14	9,23	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
#VALEUR!						
19,41						
3,77	#VALEUR!	6HA14	9,23	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
3,77						
#VALEUR!						

2S				Armatures horizontales		atures transversales
<i>Av</i>	<i>As</i> <i>/ml</i>	<i>Aadp</i>	<i>Avadp</i>	<i>Ah cm²</i>		<i>At / ml</i>
#VALEUR!	#VALEUR!	8 HA16	16,09	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
#VALEUR!						
#VALEUR!						
#VALEUR!	#VALEUR!	8 HA14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
#VALEUR!						
#VALEUR!						
#VALEUR!	#VALEUR!	8 HA12	9,05	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
#VALEUR!						
#VALEUR!						

2S				Armatures horizontales		atures transversales
<i>Av</i>	<i>As</i> <i>/ml</i>	<i>Aadp</i>	<i>Avadp</i>	<i>Ah cm²</i>		<i>At / ml</i>
5,66	5,66	8 HA14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
5,66						
5,66						
5,66	5,66	8 HA14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
5,66						
5,66						

5,66	5,66	8 HA14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
5,66						
5,66						

2S				Armatures horizontales		Armatures transversales
<i>Av</i>	<i>As</i> <i>/ml</i>	<i>Aadp</i>	<i>Avadp</i>	<i>Ah cm²</i>		<i>At / ml</i>
6,03	13,51	8 HA16	16,09	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
7,18						
13,51						
6,03	11,82	8 HA14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
11,82						
6,03						
6,03	6,03	8 HA12	9,05	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
6,03						
6,03						
6,03	6,03	8 HA12	9,05	5 HA 12	6,65	5 ep HA 8
6,03						
6,03						

Espacement		Vérification des constructions				
nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} =$
		τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}
10	15	1,675	Condition vérifiée	1,196	Condition vérifiée	6,73
10	15	3,988	Condition vérifiée	2,849	Condition vérifiée	5,55
10	15	#VALEUR!	Condition vérifiée	#VALEUR!	Condition vérifiée	2,520

Espacement		Vérification des constructions				
nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} =$
		τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}
10	15	#VALEUR!	Condition vérifiée	#VALEUR!	Condition vérifiée	-9,022
10	15	#VALEUR!	Condition vérifiée	#VALEUR!	Condition vérifiée	-10,172
10	15	#VALEUR!	Condition vérifiée	#VALEUR!	Condition vérifiée	-6,153

Espacement		Vérification des constructions				
nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} =$
		τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}
10	20	0,513	Condition vérifiée	0,367	Condition vérifiée	3,71
10	20	0,357	Condition vérifiée	0,255	Condition vérifiée	0,73

10	20	0,125	Condition vérifiée	0,087	Condition vérifiée	0,316
----	----	-------	--------------------	-------	--------------------	-------

Espacement		Vérification des constructions				
nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} =$
		τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}
10	15	0,585	Condition vérifiée	0,418	Condition vérifiée	0,590
10	15	0,443	Condition vérifiée	0,316	Condition vérifiée	3,834
10	15	0,373	Condition vérifiée	0,266	Condition vérifiée	2,695
10	15	0,372	Condition vérifiée	0,265	Condition vérifiée	0,575

15 MPa
<i>Observation</i>
<i>Condition vérifiée</i>
<i>Condition vérifiée</i>
<i>Condition vérifiée</i>

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

15 MPa
<i>Observation</i>
<i>Condition vérifiée</i>
<i>Condition vérifiée</i>
<i>Condition vérifiée</i>

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

15 MPa
<i>Observation</i>
<i>Condition vérifiée</i>
<i>Condition vérifiée</i>

Condition vérifiée

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

15 MPa
Observation
Condition vérifiée
Condition vérifiée
Condition vérifiée
Condition vérifiée

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études que nous venons d'élaborer nous a permis de mettre en application les diverses connaissances acquises durant notre formation, à savoir les différentes règles de calcul.

L'utilisation du logiciel ETABS comme moyen de calcul nous a permis aussi d'introduire la méthode des éléments finis. La discrétisation de la structure permet la modélisation de cette dernière.

Ce travail nous a incité à se documenter davantage pour paraitre à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier.

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique.

En fin nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

Bibliographie

Règlements :

- ❖ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin).
- ❖ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

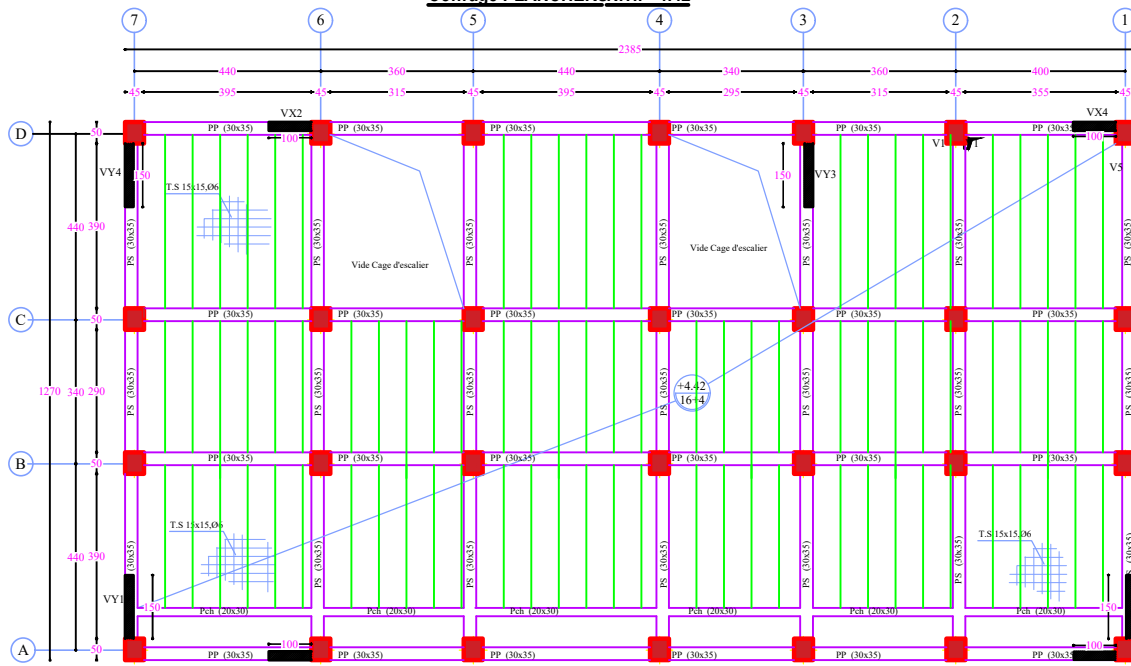
Logiciels :

- ❖ Logiciel ETABS 9.7.4.
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- ❖ EXCEL 2007.
- ❖ WORD 2013.
- ❖ WORD 2016
- ❖ AUTOCAD 2009.

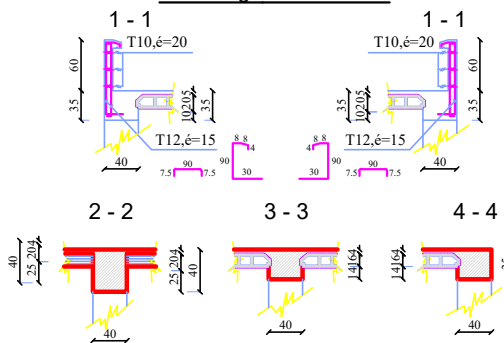
Ouvrage :

- ❖ Formulaire du béton armé de (Tomes 1et 2 Victor DAVIDOVICI).
- ❖ Les abaques de PIGEAUD.
- ❖ Formulaire de RDM youde xiang.
- ❖ Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
- ❖ Logiciel d'analyses des structures (Dr BENYAHY KARIM).

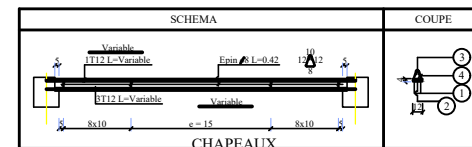
Coffrage PLANCHERS Niv.: +4.42



Ferrillage ACROTÈRE



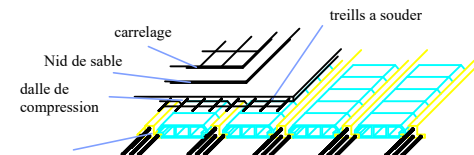
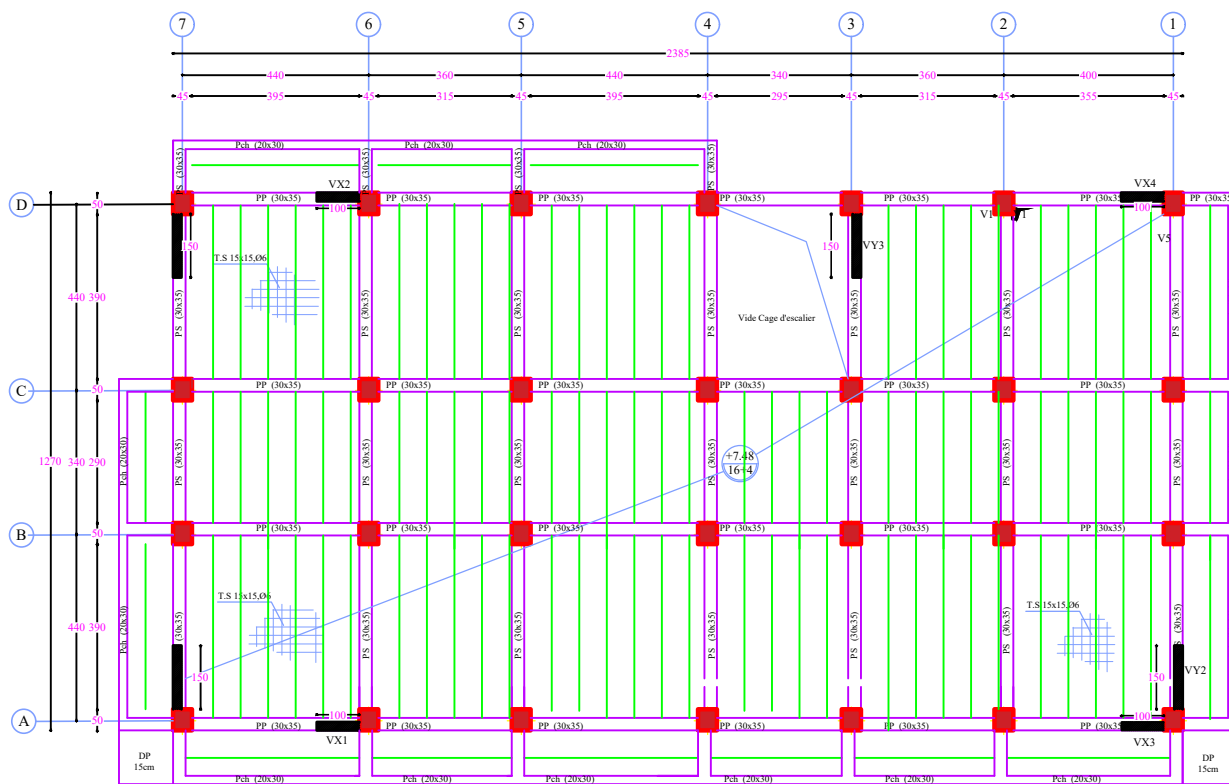
FERRAILLAGE POUTRELLES



CHAPEAUX

N°	T	FACONNAGE
1	12	2L 1.15
2	12	1.80
3	12	1.60

Coffrage PLANCHERS Niv.: +7.48



Plancher corp creux

MATRE D'OUVRAGE
SARL BEL RAY LYN PROMO
 Gérant : Mr BELKESSAM KAMEL
 TIZI OUZOU

CONCEPTION, ARCHITECTURE ET INGENIERIE
LE PATIO
 GROUPE DES BUREAUX D'ARCHITECTURE & D'URBANISME
 RSN 24 / VITA N.05, 2ème étage, KANAGHALZ, BOUMERDES
 Email: belrayhoussein@gmail.com
 Tel : LE PATIO 35

AUTEUR DU PROJET
BEDLA HACEN - ING GC agrément B2018/RS-99/01

DESCRIPTIF
30 Logements Publics Aides
POS N 01 - Makouda - TIZI OUZOU

WILAYA : TIZI-OUZOU DAIRA : MAKOUDA COMMUNE : MAKOUDA LIEU : VILLAGE IZAICHENE

PHASE : EXECUTION DOSSIER : GENI_CIVIL

PLANCHE : 02
 Coff / Ferr : PLANCHER Niv.: +4.42
 PLANCHER Niv.: +7.48
 ACROTÈRE Niv.: +19.72

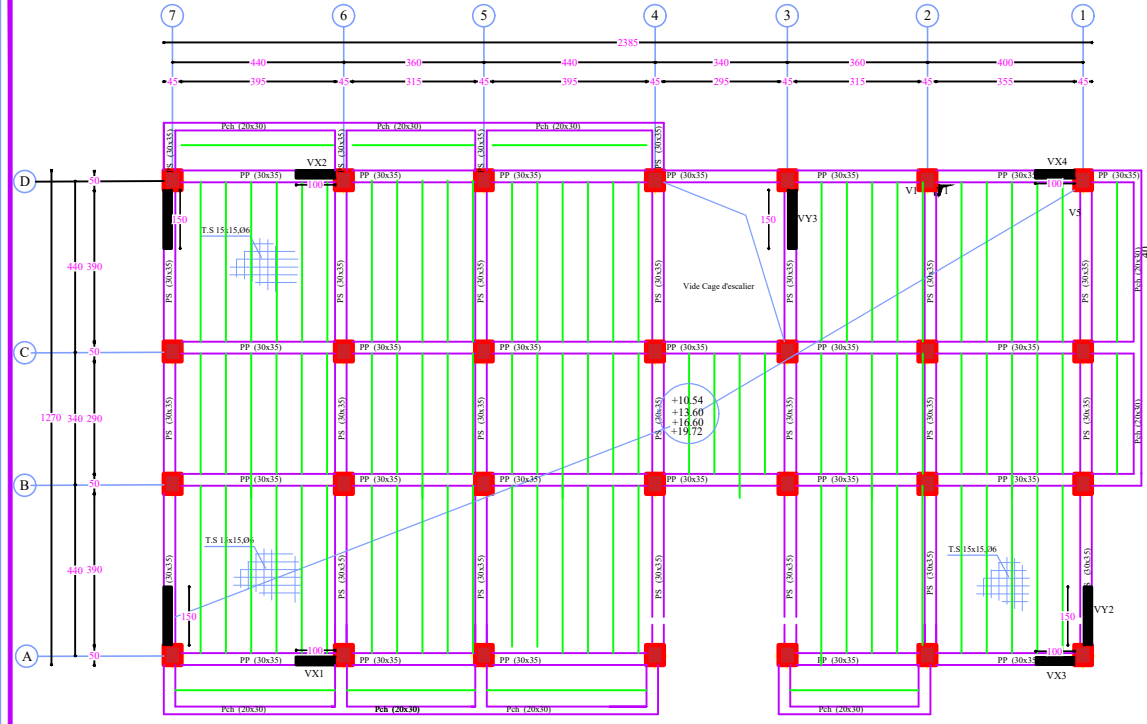
DATE : 28/07/2020 ECHELLE : 1/50

FICHER : G.C_Makouda modifier bloc b.dwg DESIN REVISION

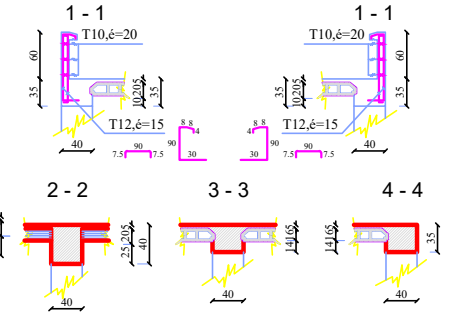
1.01_00

Ce dessin est la propriété des auteurs et ne peut pas être reproduit, publié ou copié en tout ou en partie, sans autorisation expresse. Tous droits réservés par les lois en vigueur.

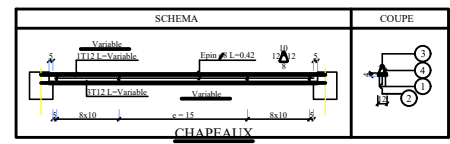
Coffrage PLANCHERSNiv.: +10.54, +13.60, +16.60 et +19.72



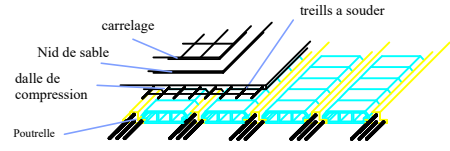
Ferrillage ACROTÈRE



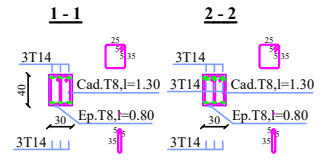
FERRAILLAGE POUTRELLES



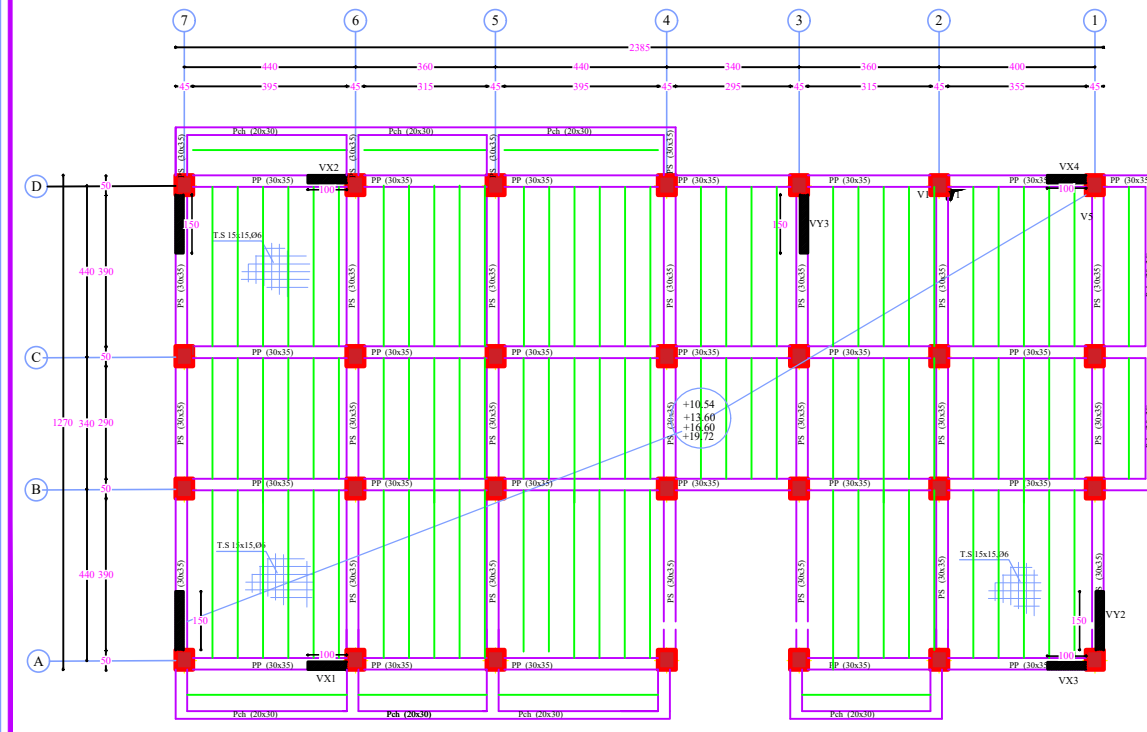
N°	T	FACONNAGE
1	12	2φ 1.15
2	12	1.80
3	12	1.60



Plancher corp creux



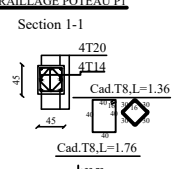
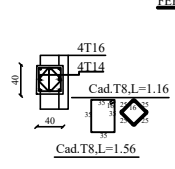
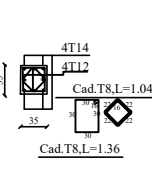
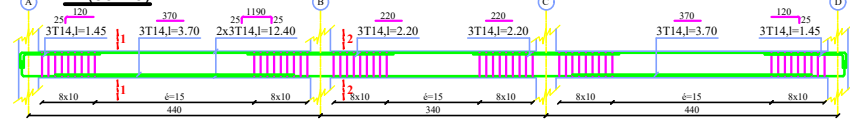
Coffrage PLANCHERSNiv.: +22.78



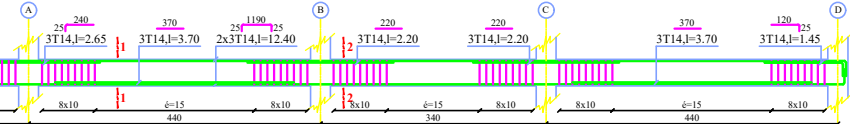
<p>MATRE D'OUVRAGE</p> <p>SARL BEL RAY LYN PROMO Gérant : Mr BELKESSAM KAMEL TIZI OUZOU</p>	
<p>CONCEPTION, ARCHITECTURE ET INGENIERIE</p> <p>LE PATIO GRUPE DES BUREAUX D'ARCHITECTURE & D'URBANISM</p> <p>RS 24 Villa N°02, 3ème étage, KANAGHAZ, BOUMERDES Email: belrayoussam1@gmail.com T: LE PATIO 05</p>	
<p>AUTEUR DU PROJET: BEDLA HACEN - ING GC agrément 823859981</p>	
<p>DESCRIPTIF: 30 Logements Publics Aidés POS N 01 - Makouda - TIZI OUZOU</p>	
<p>WILAYA: TIZI-OUZOU</p>	<p>DARRA: MAKOUDA</p>
<p>COMMUNE: MAKOUDA</p>	<p>LIEU: VILLAGE_IZAICHENE</p>
<p>PHASE: EXECUTION DOSSIER: GENI_CIVIL</p>	
<p>PLANCHE: 03 Coff / Ferr : PLANCHERS Niv.: +10.54, +13.60, +16.60 et +19.72 POUTRES ET CHAINAGES</p>	
<p>DATE: 28/07/2020</p>	<p>ECHELLE: 1/50</p>
<p>FICHE: G.C_MAKouda modifier bloc b.dwg</p>	<p>DESSIN, REVISION</p>
<p>1.01_00</p>	

Ce dessin est la propriété des auteurs et ne peut pas être reproduit, publié ou copié en tout ou en partie, sans autorisation expresse. Tous droits réservés par les lois en vigueur.

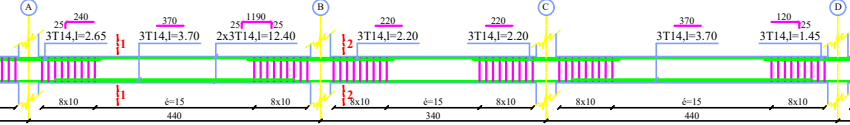
P1(30x40)



P2(30x40)

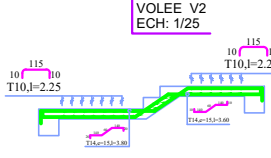


P2(30x40)



Ferraillage ESCALIER

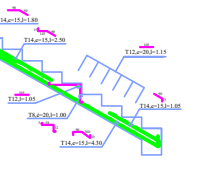
VOLEE V1 ECH: 1/25



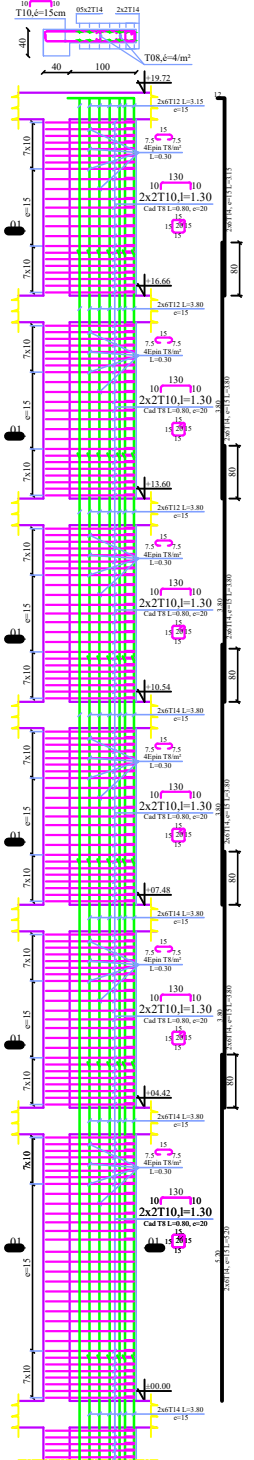
VOLEE V2 ECH: 1/25



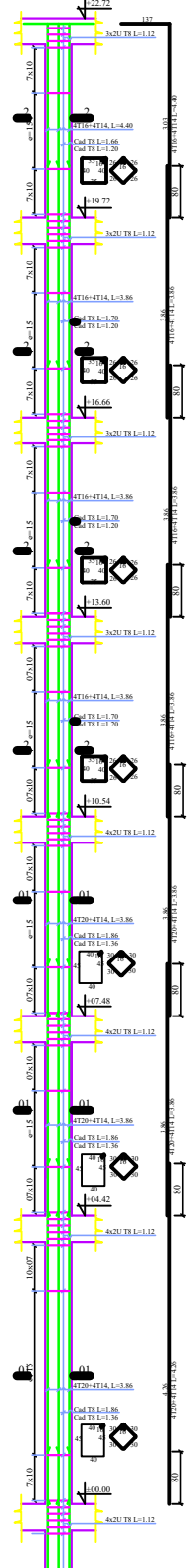
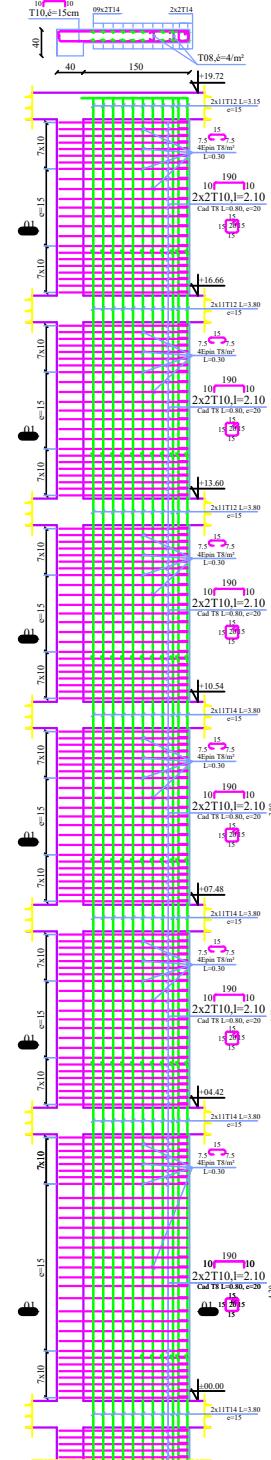
VOLEE V2 ECH: 1/25



FERRAILLAGE VOILE V2 ep=20cm



FERRAILLAGE VOILE V4 ep=20cm



SARL BEL RAY LYN PROMO
Gérant : Mr BELKESSAM KAMEL
T01 OUZOU

LE PATIO
GRUPPE DES BUREAUX D'ARCHITECTURE & D'URBANISME
25, rue Vignon St. Steine elyaz, MAKOUADA DOUBROUDES
T: 00212 53 38 00 00

BEDLA HACEN - ING GC agrée et diplômé
30 Logements Publics Aïdés
POS N 01 - Makouda - TIZI OUZOU

TIZI-OUZOU MAKOUADA MAKOUADA VILLAGE_IZAICHENE
EXECUTION GENI_CIVIL

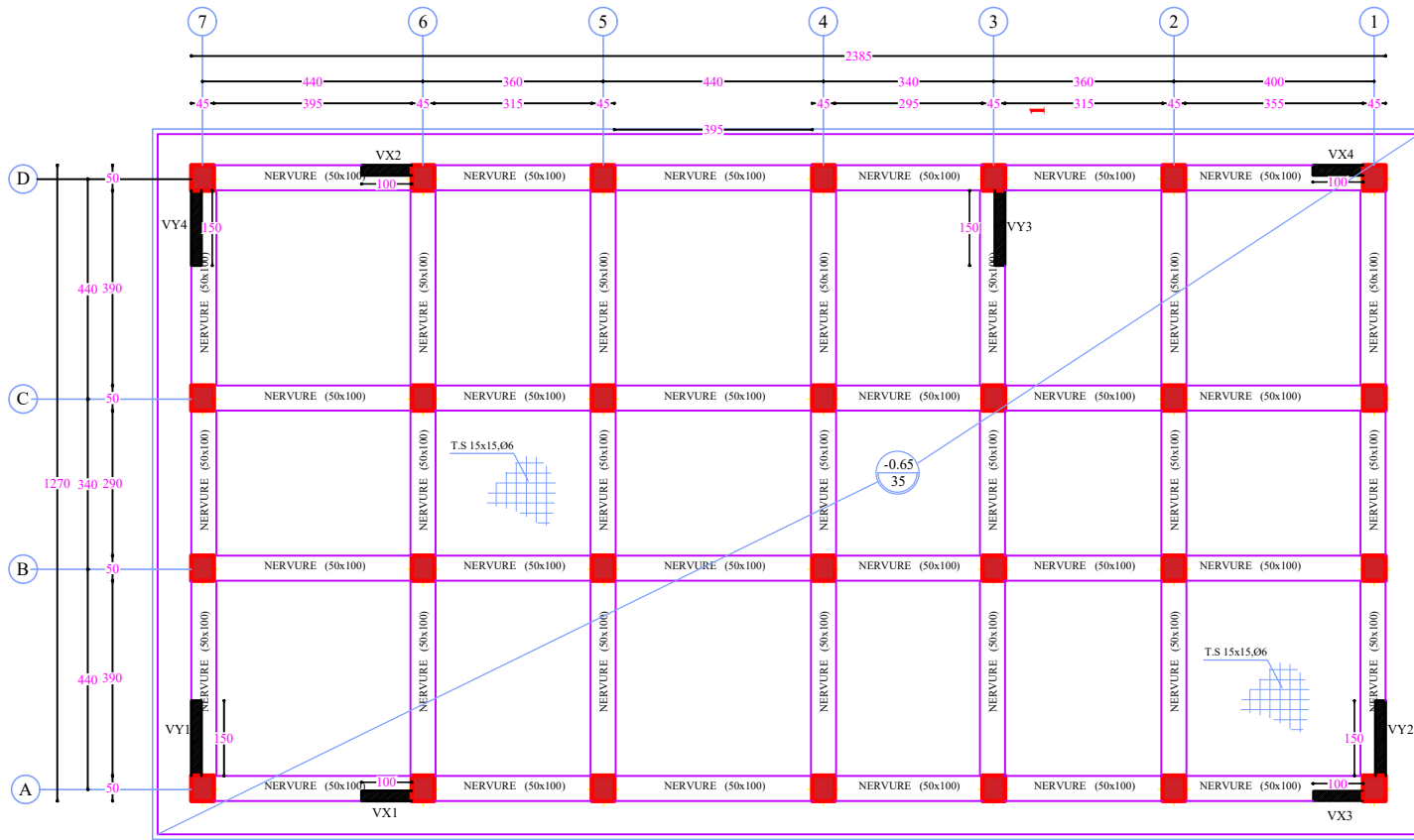
Coff / Ferr : POTEAUX ET VOILES ESCALIERS

28/07/2020 1/50
G.C. MAKouda modifier bloc b.dwg

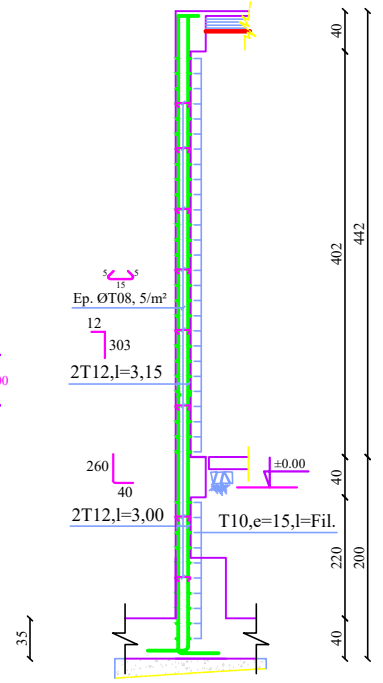
1.01.00

On décline toute responsabilité des auteurs de ce plan vis-à-vis de la reproduction, publiée ou copiée en tout ou en partie, sans autorisation expresse. Tous droits réservés par les lois en vigueur.

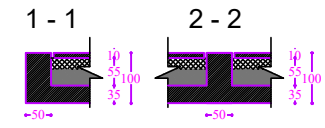
Coffrage RADIER Niv.: FOND DE FOUILLE



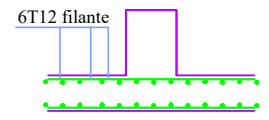
Detail VOILE



Details LONGRINES



Ferrailage radier



Ferrailage nervure

