

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence :...../ 2020



جامعة محمد خيضر - بسكرة

كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري

المرجع:...../2020

Mémoire de Master
Spécialité : Génie Civil
Option : Structure

Thème :

Etude d'un bâtiment en R+9
À usage multiple (habitation et commerce)
Implante Bejaia
Contreventement mixte

Etudiant :

- LAYACHI NOURA

Encadreur :

- Dr .Zien Ali

Promotion: septembre : 2019/ 2020





كلمة شكر

شمس تغيب وأخرى تشرق ... آماني تحققت ... آمال نود أن تتحقق ...
وكلما ازددنا طموحا ارددنا أملا وثقة بالمستقبل
نودع أيام تحمل بين طياتها ذكريات كثيرة تمد الوجدان بعواطف الحب
التي تتحول بلحظات الانفعال إلى نسيج جميل نغرسه على هذه الصفحات ...
لا يسعنا الآن إلا أن نقدم خالص شكرنا و امتناننا إلى كل من ساهم ويساهم في بناء جيل الغد
إلى مشاعل العلم و المعرفة
إلى الشموع التي تضيء درب معرفتنا إلى أساتذتنا الكرام الذين لم يبخلوا
علينا بعلمهم وبخبراتهم
و نخص بالشكر الأستاذ محمد يعقوب
الذي تفضل بالإشراف على هذه الدراسة وخصني بإرشاده و توجيهاته القيمة
فتحية له من صميم القلب
و نشكر كل من ساعدنا عملا أو قولاً معنوياً في الوصول
إلى نهاية مشروع قصير
وبداية طريق طويل

الإهداء...

سبحان الذي خلقني فسواني وألهمني البصر واللسان رب العالمين

الذي هداني وبرحمته رعاني

إلى ينبوع الذي لا يمل العطاء إلى من حاكت سعادتني بخيوط منسوجة من قلبها إلى أمي
العزيزة

إلى من سعى و شقي لأنعم بالراحة و الهناء الذي لم يبخل بشيء من أجل دفعي إلى طريق النجاح
الذي علمني أن أرتقي سلم الحياة

بحكمة و صبر

إلى أبي العزيز

إلى من حهم بحري في عروقي و يلهوج بذكراهم

فؤادي إلى إخوتي الغاليات

إلى من سرنا سويا و نحن نشق الطريق معا نحو النجاح والإبداع إلى من تكاتفنا يد بيد

ونحن نقطف

زهرة تعلمنا إلى صديقتي وزميلاتي

إلى كل من يعرف نورة العياشي

اهدي ثمرة جهدي و سنين عملي و خاتمة مشواري الدراسي

راجية من الله التوفيق

وشكرا



Résumé

*Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la commune de la wilaya **Bejaia**.*

Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties : La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel Robot afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.



Abstract

*This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (09) floors, located in the in the wily of **Bejaia**.*

This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003. Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts: The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software Robot to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.



ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لانجاز بناية سكنية و تجارية تتألف من طابق ارضي + 9 طوابق بولاية بجاية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل باستخدام القواعد الجديدة للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة تتكون من

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر

الجزء الثاني : يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب

الجزء الرابع و الأخير : يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الأساسات)

Sommaire

كلمة شكر

إهداء

Résumé

Les tableaux

Les figures

Introduction Générale

Chapitre 01: Présentation du projet.

1. Introduction.....	02
2. Présentation de l'ouvrage étudié	02
3. conception structural	03
4. Hypothèses de calcul.....	05
5. Règles et normes de calcul	05
6. conclusion	05

Chapitre 02 : choix des matériaux

1. Introduction caractéristiques mécaniques des matériaux.....	07
1.1. Béton	07
1.2. L'acier des armatures.....	12
2. Matériaux utilisé.....	15
3. Les actions et sollicitations.....	15
4. Conclusion	17

Chapitre 03 : pré dimensionnement.

1. Introduction	19
2. Les poutres	19
3. Les planchers.....	21
4. Les balcons.....	24
5. Les poteaux	26
6. Les voiles	28
7. Les escaliers	29
8. Conclusion.....	30

Chapitre 04 : Descente des charges

1. Introduction	38
-----------------------	----

1.1. Rôle de descente des charges.....	38
2. Évaluation des charges et des surcharges.....	38
3. La descente des charges et surcharges.....	47
4. Conclusion.....	62

Chapitre 05 : calcul des éléments secondaire.

1. Introduction.....	64
2. L'acrotère	65
3. Les balcons.....	71
4. Les planchers à corps Creux	82
5. L'ascenseur.....	116
6. Les escaliers.....	117
7. Conclusion	157

Chapitre 06 : Etude séismique.

1. Introduction... ..	159
2. Objectifs de l'étude dynamique.....	159
3. méthodes de calcul	159
5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	176
6. Verification renversement.....	177
7. Vérification des déplacements horizontaux.....	178
8. Caractéristique géométrique et massique.....	182
9. Conclusion.....	185

Chapitre 07 : Etude au vent

1. Introduction.....	187
2. Application des RNV2013	187
3. Détermination de la pression due au vent... ..	197
5. Conclusion.....	198

Chapitre 08 : Ferrailage des éléments structuraux

1.Introduction	202
2. Ferrailage des poteaux	202
3. Ferrailage des poutres	217
3 .1. Poutre principale.....	219
3.2. Poutre secondaire.....	222
4. Ferrailage des voiles	228
5. Conclusion	241

Chapitre 09 : Etude de l'infrastructure.

1. Introduction.....	243
2. Etude des fondations	244
1. Etude des radier.....	245
2. Etude de la nervure	261
3. La longrine	267
4. Dalle flottante	269
5. conclusion	271

Conclusions générale.

Bibliographie

L'annexe

Liste des tableaux

- *Chapitre 1 : présentation du projet et Conception structural :*

Tableau1: Les caractéristiques géométriques du bâtiment.....2

- *Chapitre 2: chois des matériaux et l'action et sollicitation:*

Tableau. 2.1.- Types et caractéristiques des aciers.....13

Tableau .2 .2.Contraintes limites de traction des aciers.....15

- *Chapitre 3: pré dimensionnement :*

Tableau.3.1. Dimensions des poteaux.....28

Tableau. 3.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux.....36

- *Chapitre 4 : Descente de charge :*

Tableau. 4.1 : Charge due aux planchers terrasse.....39

Tableau. 4.2 : Charge due aux planchers d'étage courant et RDC39

Tableau. 4.3 : Charge permanente d'un mur extérieur.....40

Tableau.4.4 : Charge permanente d'un mur intérieur41

Tableau. 4.5 : Charge permanente balcon étage courant.....41

Tableau. 4.6: Charge permanente balcon terrasse42

Tableau 4.7: Charge permanente et d'exploitation d'un palier étage courant et RDC.....42

Tableau. 4.8: Charge permanente et d'exploitation d'une volée paillasse (1) et (3).....43

Tableau. 4.9: Charge permanente et d'exploitation d'une volée paillasse (2).....44

Tableau. 4.10: Charge permanente et d'exploitation d'une volée paillasse (1) et (3).....44

Tableau. 4.11: Charge permanente et d'exploitation d'une volée paillasse (2).....45

Tableau. 4.12 : Descente des charges des voiles.....47

Tableau. 4.13: Descente des charges sur le poteau intermédiaire (E6)52

Tableau. 4.14 : Descente des charges sur le poteau de rive(E9)61

- *Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires*

Tableau 5.1 : Évaluation des charges et surcharges sur poutrelles.....86

Tableau.5.2 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU type 01.....90

Tableau.5.3 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELS type 0191

Tableau.5.4 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU type 0292

Tableau.5.5 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELS type 02.....	93
Tableau.5.6 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU et ELS type 03	93
Tableau.5.7 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU et ELS type 03	94
Tableau.5.8 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU type 01.....	95
Tableau.5.9 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELS type 01	96
Tableau.5.10 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU type 02.....	97
Tableau.5.11 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELS type 02.....	98
Tableau.5.12 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU et ELS type 03.....	100
Tableau.5.13 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU et ELS type 03	100
Tableau 5.14 : Moments et effort tranchants.....	119
Tableau 5.15 : Moments et effort tranchants.....	132

- *Chapitre 6 : Etude Sismique :*

Tableau1: valeurs des pénalités P_q	162
Tableau 2: Coefficients d'accélération de zone A.....	162
Tableau 3: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.....	163
Tableau 4: L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente.....	165
Tableau 5: période et facteur de participation massique du modèle.....	170
Tableau 6: la période de calcul de VMSE.....	171
Tableau 7: Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.....	173
Tableau 8: L'effort tranchant modal à la base sens X.....	174
Tableau9: L'effort tranchant modal à la base sens Y.....	174
Tableau10 : résultat des forces sismiques(x-x).....	176
Tableau11 : résultat des forces sismiques(y-y).....	177
Tableau12: Distribution du moment de renversement à chaque étage (x).....	178
Tableau13: Distribution du moment de renversement à chaque étage (y).....	178
Tableau14: Vérification au renversement dans le Sens longitudinal.....	179
Tableau15: Vérification au renversement dans le Sens transversal.....	179
Tableau 16 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.....	180
Tableau 17 : justification Vis-à-vis De l'effet $P-\Delta$ Sens longitudinal.....	181
Tableau 18 : justification Vis-à-vis De l'effet $P-\Delta$ Sens transversal.....	182

Tableau 19 : caractéristiques massiques.....	183
Tableau 20: les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....	184

- *Chapitre 7 : Etude action du vent :*

Tableau 7.1 : coefficients de pressions extérieures Cpe.....	191
Tableau 7.2 : coefficients de pressions extérieures Cpe.....	192
Tableau 7.3. Forces extérieures sur les parois an vent.....	197
Tableau.7. 4.Forces extérieures sur les parois parallèles an vent et sous le vent.....	197

- *Chapitre 8 : Ferrailage des éléments structuraux :*

Tableau.8.1.1 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.....	202
Tableau. 8.1.2. Ferrailage minimal et maximal des poteaux selon les RPA99/V2003	205
Tableau.8.1.3:Les résultats des combinaisons des charges (Des sollicitations dans le poteau).....	207
Tableau.8.1.4 : Les armatures longitudinales des poteaux à l'E.L.U	209
Tableau.8.1.5 : Les armatures longitudinales des poteaux à « G + Q ± E ».....	210
Tableau.8.1.6 : Les armatures longitudinales des poteaux à « 0.8G + E ».....	211
Tableau.8.1.7 : Armatures longitudinales adoptée dans les poteaux.....	211
Tableau.8.1.8. Armatures des Poteaux.....	216
Tableau.8.2.1: Tableau récapitulatif poutre principal.....	220
Tableau.8.2.2. Tableau Récapitulatif poutre secondaire.....	224
Tableau.8.2.3. Les résultats des ferrailages des poutres.....	226
Tableau.8.3.1. Armatures des voiles.....	238

- *Chapitre 9: Etude d'infrastructure :*

Tableau 9.1 : Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E).....	251
Tableau.9.2 : Les sollicitations à (G+Q+E).....	252
Tableau.9.3 : Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E).....	252
Tableau.9.4 : les moments en travée et les moments sur appuis.	253
Tableau.9.5 : Les moments fléchissant.....	254
Tableau.9.6 : Ferrailages du radier à L'ELU.....	255
Tableau.9.7 : Ferrailages du radier à L'ELS.....	257
Tableau.9.8 : Les armatures de débord du radier.....	259
Tableau.9.9: Les armatures à l'ELU et l'ELS.....	264

Liste des figures

- *Chapitre 2: choix des matériaux et l'action et sollicitation:*

Figure 2.1: Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	8
Figure 2.2: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	9
Figure 2.3: Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU.	11
Figure 2.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S.	12
Figure 2.5: Diagramme déformation-contrainte de l'acier.	15

- *Chapitre 3: Pré dimensionnement :*

Figure 3.1: Dimensions à respecter pour les poutres.....	19
Figure 3.2: schéma poutre principale.	20
Figure 3. 3: schéma poutre secondaire.	21
Figure 3.4: Schéma dès plancher corps creux.....	23
Figure 3.5: schéma des poutrelles.....	24
Figure 3.6: Schéma des poteaux.....	27
Figure 3.7. Schéma des voiles.....	28
Figure 3.8 : Schéma des escaliers	30
Figure 3.9 : dimensions de l'escalier (étage courant).....	32
Figure 3.10: dimensions de l'escalier (RDC).....	35

- *Chapitre 4 : Descente de charge :*

Figure.4.1. Schéma d'un plancher terrasse	38
Figure.4.2. Schéma d'un plancher d'étage courant.....	39
Figure.4.3. Schéma du mur double cloisons (extérieures)...	40
Figure.4.4. Schéma du mur intérieur.....	40

Figure. 4.5. Coupe verticale de l'acrotère.....	45
Figure. 4.6. Statique de l'acrotère.....	46
Figure. 4.7. Surface afférente (poteau intermédiaire).....	48
Figure. 4.8. Détermination de la section Br	53
Figure. 4.9. Surface afférente (poteau rive).	56

- *Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires*

Figure 5.1.1. Schéma statique.....	66
Figure 5.1.2. Section à ferrailer.....	67
Figure.5.1.3.Schéma ferrailage de l'acrotère.....	70
Figure.5.2.1.types des balcons.....	71
Figure 5.2.2 . Schéma de ferrailage de balcon.....	81
Figure 5.3.1. Evaluation des efforts tranchants.....	84
Figure .5.3.2.poutre continues.....	85
F igure . 5. 3.3 : Diagramme des moments et des efforts tranchants Cas 01 de type 01 à ELU et ELS	85
Figure 5.3.4 : Diagramme des moments et des efforts tranchants Cas 01 de type 02 ELS et ELS.....	96
Figure 5.3.5 : Diagramme des moments et des efforts tranchants Cas 01 de type 03 à ELU et ELS.....	99
Figure 5.3.6 : Diagramme des moments et des efforts tranchants Cas 01 de type 03 à ELU et ELS.....	101
Figure.5.3.7. Ferrailage des plancher étage courant.....	108
Figure.5.3.8 .Ferrailage de la dalle mince (Treillis soudée).....	108
Figure 5.3.9. Ferrailage des plancher terrasse	115
Figure.5.3.10 .Ferrailage de la dalle mince (Treillis soudée).....	115
Figure.5.4.1. Schéma d'un ascenseur mécanique	116
Figures .5.5.1. Schéma statique d'escalier volée (1)(3).....	118
Figure 5.5.2: Diagramme des moments et effort tranchants à l'ELU.....	120
Figure 5.5.3: Diagramme des moments et effort tranchants à l'ELS.....	120
Figure 5.5.4. Section à ferrailer.....	121

Figure.5.5.5. Schéma de ferrailage de l'escalier type (01).....	130
Figures .5.5.6. Schéma statique d'escalier volée (2).....	130
Figure 5.5.7: Diagramme des moments et effort tranchants à l'ELU.....	132
Figure 5.5.8: Diagramme des moments et effort tranchants à l'ELS.....	132
Figure 5.5.9.Section à ferrailer.....	133
Figure.5.5.10. Schéma de ferrailage de l'escalier type (01).....	134
Figures .5.5.11. Schéma statique d'escalier consol.....	142
Figure 5.5.12.Poutre palière (console).....	149
Figure.5.5.13.Ferrailage de poutre palière.....	156

• *Chapitre 6 : Etude sismique :*

Figure. 6.1. Méthode statique équivalente.....	160
Figure 6 .2. Spectre de calcul.....	166
Figure. 6.3. Méthode d'analyse par accélérogramme.....	167
Figure 6 .4. Disposition des voiles.....	169
Figure 6.5. (Mode 1) translation suivant l'axe y-y	172
Figure 6.6. (Mode 2) translation suivant l'axe x-x	172
Figure 6.7. (Mode 3) rotation suivant l'axe z-z.....	173
Figure.6.8 : Schéma représentant la distribution de la force sismique et l'effort tranchant Selon la hauteur (x).....	176
Figure.6.9: Schéma représentant la distribution de la force sismique et l'effort tranchant Selon la hauteur (y).....	177

• *Chapitre 7 : Etude action du vent:*

Figure.7.1. Action du vent.....	188
Figure 7.2. Hauteur de référence (zj) et profil correspondant de la pression dynamique	188
Figure 7.3 : Légende pour les parois verticales sens X.....	191
Figure 7.4 : Légende pour les parois verticales sens Y.....	192
Figure.7.5.répartitions des coefficients de pression (Acrotère)	194
Figure 7.6. Coefficient de pressien interne C_{pi}	195

Chapitre 8 : Ferrailage des éléments structuraux :

Figure 8. 1.1. Zone nodale.....	205
Figure.8.1.2. section de poteau.....	214
Figure.8.1.3 : coupe de ferrailage du poteau (50×60).....	216
Figure 8.2. 1 : Ferrailage des poutres principales.....	227
Figure 8.2.2 : Ferrailage des poutres secondaire.....	227
Figure 8.3.1: les sollicitations de calcul d'un voile.....	228
Figure 8.3.2. Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	229
Figure 8.3.3 : Disposition de voile à choisir.....	234
Figure. 8.3.4. Schéma de distribution des contraintes	237
Figure 8.3.5: Ferrailage de voile pleine.....	241

• Chapitre 9: Etude d'infrastructure :

Figure 9.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	246
Figure 9.2 : schéma de radier.....	252
Figure.9.3. panneau le plus défavorable.....	254
Figure.9.4.schéma isostatique et sollicitations de les débords.....	258
Figure 9.5.Schéma ferrailage du radier sens X.....	260
Figure 9.6.Schéma ferrailage du radier sens Y.....	260
Figure 9.7.Ferrailage de la dalle du radier.....	261
Figure 8.8. Section de la nervure à ferrailer.....	262
Figure 9.9: Sollicitation des nerverais à l'ELU.....	263
Figure 9.10: Sollicitation des nerverais à l'ELS.....	263
Figure 9.11: ferrailage en travée et sur appuis de nervure.....	266
Figure.9.12.ferrailage de longrine.....	269
Figure.9.13.schéma de la dalle flottante.....	270

NOMENCLATURE :

A : section d'acier

A' : section d'acier comprimée

A_{min} : section d'acier minimale

A.N : axe neutre

A_s : armatures supérieures

A_{ser} : section d'acier pour l'état limite de service

A_t : section d'un cours d'armature transversales

A_u : section d'acier pour l'état limite ultime.

B : aire de béton.

B_r : section réduite d'un poteau.

E.L.S : état limite de service

E.L.U : état limite ultime

E_s : module d'élasticité de l'acier.

F_{bc} : résultante des efforts de compression dans le béton.

F_s : effort de traction dans une armature.

G : action permanente.

I : moment d'inertie.

K : pente du diagramme de Navier à l'E. L.S, rigidité d'une travée, coefficients.

M : moment fléchissant :

$M > 0$ lorsque la fibre inférieure d'une poutre horizontale est tendue,

$M < 0$ dans le cas contraire.

M_u : moment fléchissant à l'E .L .U.

M_{ser} : moment fléchissant à l'E .L .S.

M_{rb} : moment résistant béton.

M_t : moment fléchissant en travée.

M₀ : moment fléchissant de la travée de référence.

N_{ser} : effort normale de service.

N : effort normale

$N > 0$ pour une compression.

$N < 0$ pour une traction.

N_u : effort normale ultime.

N_{uc} : charge critique ultime de calcul (flambement).

P : charge concentrée appliquée (E.L.U ou E.L.S).

P_{ser} : charge concentrée appliquée à l'E .L .S .

P_u : charge concentrée appliquée à l'E .L.U .

V : effort tranchant.

V_u : effort tranchant à l'E .L .U .

V_x : effort tranchant pour un bonde de dalle parallèle à L_x .

V_y : effort tranchant pour un bonde de dalle parallèle à L_y .

a, b : dimension en plan

b_0 : largeur d'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T ,

b_1 : largeur d'une aile de section en T.

C ou C_t : enrobage d'armature.

d : hauteur utile d'une section.

d' : distance des acier comprimés à la fibre de béton la plus comprimée ,

e : distance minimale d'une armature au parement de béton le plus proche , excentricité .

e_a : excentricité additionnelle.

e_h : distance horizontal entre deux barres (ou groupes de barres).

e_0 : excentricité par rapport au centre de gravité du beton seul ou excentricité structurale

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_2 : excentricité de second ordre.

e_H : distance horizontal entre axes de deux barres (ou groupes des barres).

f : flèche.

f_{bu} : résistance de calcul du béton en compression à l'E .L.U .

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jour d'age

f_e : limite d'élasticité de l'acier

f_{t28} : résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 jour d'age.

h : hauteur totale d'une section.

h_0 : hauteur d'une table de compression, épaisseur d'une dalle

i : rayon de giration.

l_a : longueur d'ancrage.

l_f : longueur de flambement .

l_i : portée de la travée i.

l_r : longueur de recouvrement

l_s : longueur de scellement droit.

l_t : distance entre nus de deux nervure parallèles.

l_0 : longueur libre d'une pièce, distance de nu d'appuis au point où l'effort tranchant s'annule

n : 15=coefficient d'équivalence

P : charge uniformément répartie (E.L.U ou E.L.S)

P_{ser} : charge uniformément répartie à l'E .L.S.

P_u : charge uniformément répartie à l'E .L.U.

s_t : espacement des cour d'armatures transversales

s_{t0} : espacement initial calculé des cours d'armatures transversales.

s_{t1} : espacement initial retenue des cours d'armatures transversales.

y ou y_u : distance de l'AN à la fibre la plus comprimée d'une section à l'E .L.U ,(y₁ à l'E .L.S)

z : bras de levier de la résultante des forces de compression .

z_b : bras de levier de l'effort de compression du béton

α : profondeur réduite de l'axe neutre à l'E .L.U .

β : coefficient de flambement des poteaux .

γ : rapport du moment ultime au moment de service .

γ_b : coefficient partielle de sécurité pour le béton

γ_s : coefficient partielle de sécurité pour les aciers .

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé

ξ_s : Allongement relatif des aciers tendus

ξ_{sc} : Raccourcissement relatif des aciers comprimés

η : Coefficient de fissuration

θ : Coefficient prenant en compte la durée d'application des charges, angle au centre d'une partie courbe de barres

λ : Élançement géométrique.

μ : Coefficient de frottement aciers / béton

μ_{AB} (μ_{BC}) : Moment fléchissant réduit correspondant à un diagramme de déformations passant par les pivots A et B à l'E .L.U (pour les pivots B et C).

μ_{bu} : Moment fléchissant agissant réduit à l'E .L.U

ν : Coefficient de poisson ; effort normale réduit

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton

$\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte limite du béton comprimée à l'E .L.S .

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite des aciers tendus à l'E. L .S.

σ_{sc} : Contrainte de compression des aciers.

τ_{lim} : contrainte tangente limite.

τ_s : Contrainte d'adhérence moyenne

τ_{su} : Contrainte d'adhérence limite

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle

ϕ : Diamètre d'une barre d'acier

ϕ_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal.

ϕ_t : Diamètre d'une barre d'aciers transversale

NOMENCLATURE :

RNV99/V2013 : règlement neige- vent 1999/V2013

C_d : coefficient dynamique.

C_t : coefficient topographique.

q_{ref} : la pression dynamique (N/m²).

K_t : facteur de terrain.

Z₀ : paramètre de rugosité (m).

Z_{min} : hauteur minimale (m)

ε : Coefficient utilise pour e calcul de coefficient C_d.

C_e : est le coefficient d'exploitation dépend de la nature de la structure.

Z : Hauteur considérée (m).

C_r : est le coefficient de rugosité

C_p : coefficient de pression de vent

C_{pe} : coefficient de pression externe

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée (m²).

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction(m).

h : La hauteur total de la construction (m)

C_{pi} : Le coefficient de pression intérieure

q_j : coefficient de pression de vent (N/m²).

W_j : la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à a hauteur Z_j relative à l'élément de surface j (N/m²)

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j (m).

S_{fr,j} : Aire de l'élément de surface j(m²).

C_{fr,j} :Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

Σ : la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

S_j : Aire de l'élément de surface j (m²).

F_{frj} : Forces de frottement (N).

F_w : Une force horizontal qui correspond a la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture (N).

F_u : Une force soulèvement qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture (N).

LISTE DES NOTATIONS « ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE »

NOMENCLATURE :

M_i : la masse de l'élément i

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global

X_{CR}, Y_{CR} : Coordonnées de centre de rigidité (ou de torsion.)

e_x : excentricité théorique suivent x

e_y : excentricité théorique suivent y

A : coefficient d'accélération.

R : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site

η : Facteur de correction d'amortissement

$\xi(\%)$:est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

d_{tran} : la dimension transversale du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

d_{long} : la dimension longitudinale du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

W : poids de la structure

β : Coefficient de pondération

F_i : force horizontale au niveau i ,

h_i : niveau du plancher,

F_t : force concentrée au sommet de la structure,

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$ dans le sens x

(idem dans le sens y , Δ_{ey}^k). Avec :

δ_{ex}^k est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y , δ_{ey}^k).

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

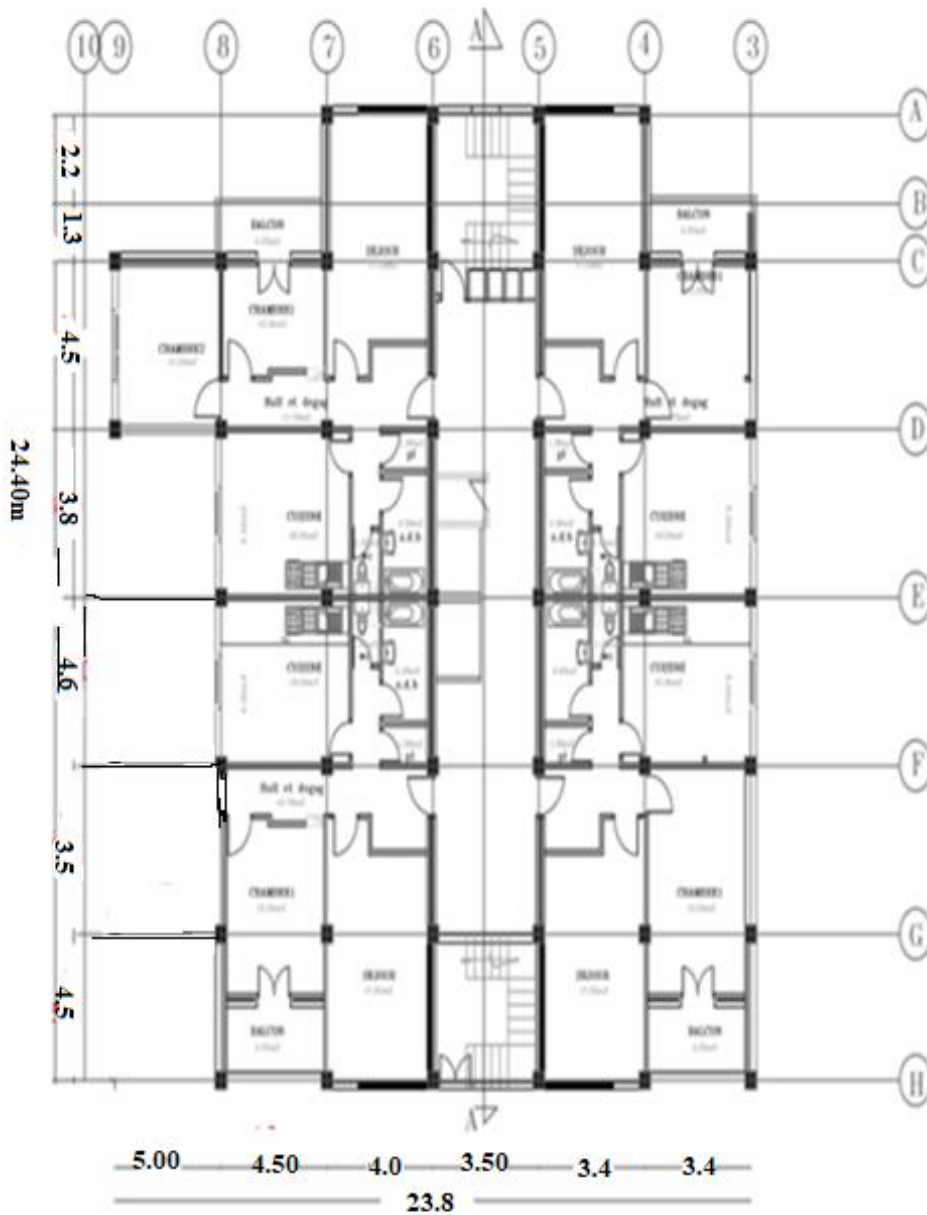
V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » ,

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ »

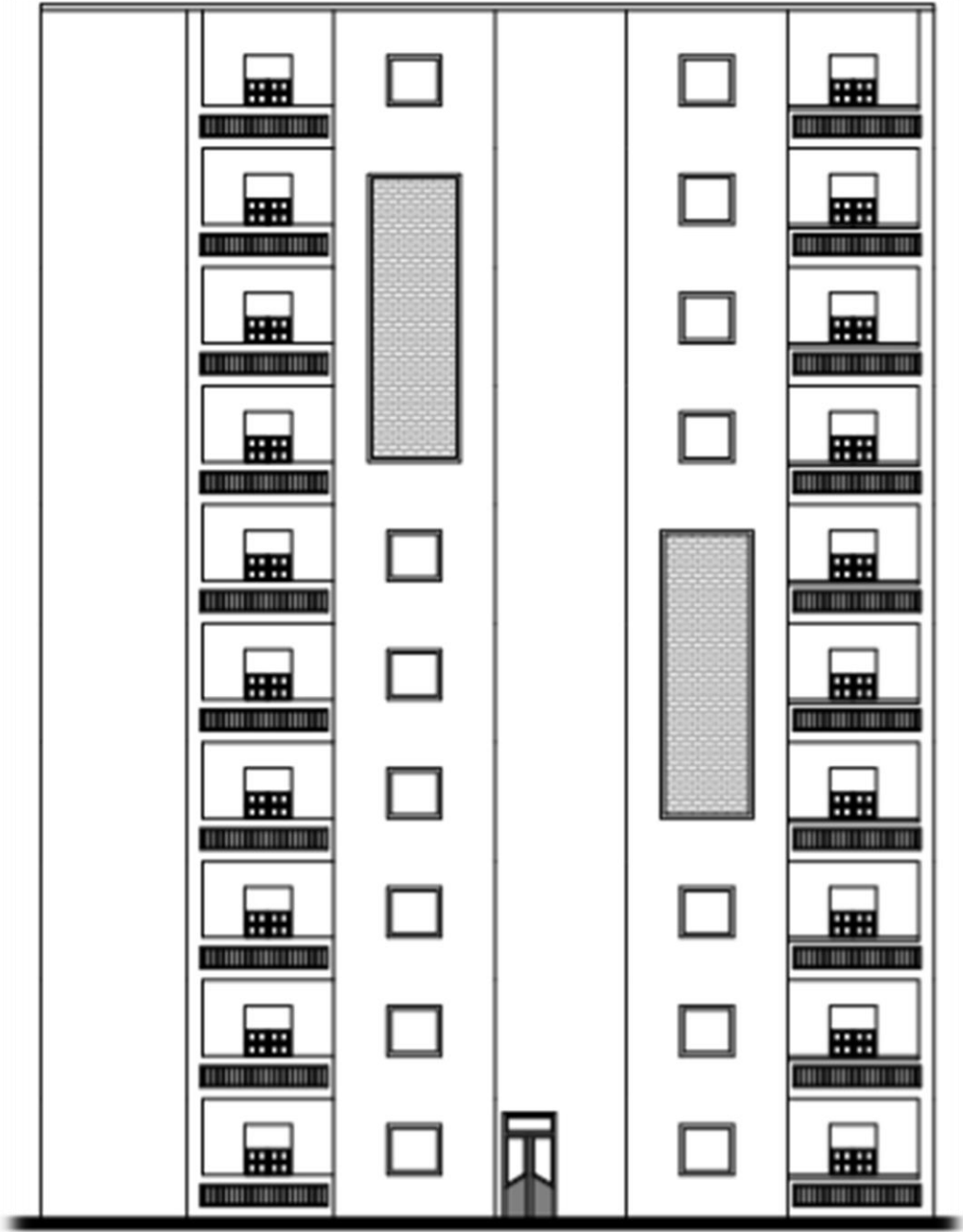
h_k : hauteur de l'étage « k ».

Mr : moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (robot).

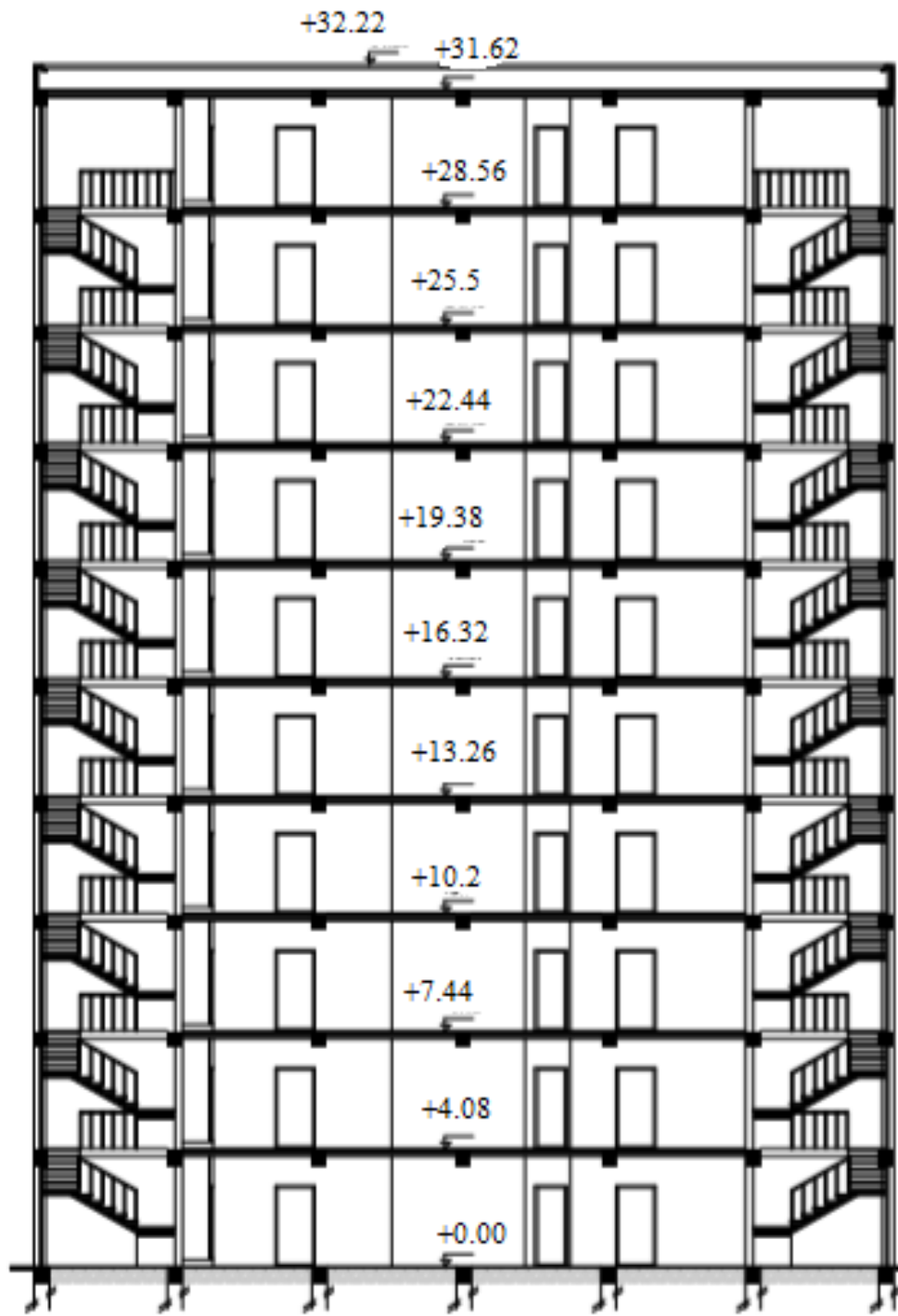
Ms : moment stabilisant



Plan RDC et étage Courant



Façade Principal



Coupe AA

Introduction Général :

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation 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 du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9 à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ROBOT 2015

La structure de notre mémoire est la suivante:

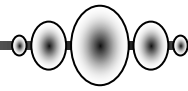
- ✦ *Le chapitre 01*: concerne les généralités (les caractéristiques de la structure ainsi que Hypothèse de calcul) et Conception la structure du bâtiment.
- ✦ *Le Chapitre 02* : chois des matériaux et sollicitation et action.
- ✦ *Le chapitre 03*: concerne le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, plancher et voiles ...)
- ✦ *Le chapitre 04*: concerne la descente des charges.
- ✦ *Le chapitre 05* : calcul des éléments secondaires (acrotère, planchers, escaliers.....)
- ✦ *Le chapitre 06* : traite l'étude sismique de la structure.
- ✦ *Le chapitre 07* : traite l'étude le vent
- ✦ *Le chapitre 08* est consacré à étude des éléments structuraux (Poteaux, poutre, et voile)
- ✦ *Le chapitre 09*: consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage des fondations.

Enfin, une conclusion générale reprend les résultats dégagés lors de cette étude.



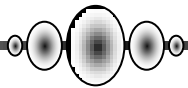
Parties

01



Chapitre 1:

Présentation du projet et Conception structural



1. présentation du projet et Conception structural

1.1. Introduction :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- ✓ L'usage.
- ✓ La résistance et la stabilité.
- ✓ Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- ✓ Les conditions économiques.

1.2. Présentations de l'ouvrage étudié :

Dans le cas de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+9, un RDC commercial et 09 étage à destination d'habitations, dans le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques, Le bâtiment sera implanté a willaya **Bejaia** selon le RPA 99/ 2003 cette zone est sismicité moyenne (zone II_a)

1.2.1. Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Dimensions		(m)	
En élévation	Un RDC a usage commercial	Hauteur du RDC	4.08 m
	Etages à usage d'habitation	Hauteur étage courant	3.06 m
		Un acrotère	0.6 m
		Hauteur totale sans acrotère	31.62m
		Hauteur totale avec acrotère	32.22m
En plan	Longueur en plan	23.80m	
	Largeur en plan	24.40m	

Tableau 1.1: Les caractéristiques géométriques du bâtiment.

1.2.2. Données du site :

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage (2): parce que le bâtiment est considéré comme bâtiment d'usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m.
- ✓ Le site est considéré comme un site ferme (S2).
- ✓ La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=2$ bars
- ✓ Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.
- ✓ La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- ✓ Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuses

1.3 .Conception structural :

a) Choix du contreventement. L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). D'après les conditions de l'article 3.4.A2 (page27) notre bâtiment est contreventée par un système de contreventement constitue des voiles porteurs puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14m Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

b) Poutres :

- Les poutres transversales (secondaires)
- Les poutres longitudinales (principales)

c)Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

d) Maçonnerie :

- Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.

- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.
- Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

e) Revêtement :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers (avant le carrelage, il faut faire une couche de mortier de pose et lite de sable).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

f) Plancher :

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

Cependant, les dalles des balcons sont pleines, puisqu'elles présentent des géométries plus ou moins complexes et qui sont difficiles à réaliser en corps creux.

g) Escaliers :

Ils sont consistés de paliers et paillasse en béton arme coulés sur place et réalisation s'effectuera d'étage par étage

h) Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur

K) Ascenseur : Dans ce projet, on admet l'utilisation d'un ascenseur de 400 Kg qui est destiné pour transporter 5 personnes.

1.4. Hypothèses de calcul:

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ MPa.
- Limite élastique du l'acier : $f_e = 400$ MPa..

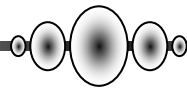
1.5. Règles de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

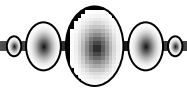
- ✓ Régles Parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003**).
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).
- ✓ Règles neige et vent. (**RNV99/V2013**)
- ✓ Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles **BAEL 83(Pierre Charon)**.
- ✓ Calcul des structures en béton armé (**CBA93**).
- ✓ béton armé aux états limites (**BAEL 91**).

1.6 .Conclusion :

Le but de ce chapitre était la détermination les caractéristiques géométriques de bâtiment et localisation du site et étude Conception structurel.



Chapitre 2 :
Choix des matériaux et l'action et
sollicitation



2. Choix des matériaux :

2.1. Introduction caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal (efforts des tractions).

Béton Armé = Béton + Aciers

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différent

- ✓ Un matériau hétérogène qui est le béton.
- ✓ Un matériau homogène qui est l'acier.

2.1.1. Béton :

Le béton est matériau constitué par un mélange de proportions convenables de granula (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m³ :

- ✓ Ciment 350 kg/m³ (CPJ42.5) : (CRS42.5 pour l'infrastructure).
- ✓ Gravies 800 kg/m³ $\Phi(\leq 25 \text{ mm})$.
- ✓ Sable 400 kg/m³ $\Phi(\leq 5 \text{ mm})$.
- ✓ Eau 175 L/m³
- ✓ Adjuvant

2.1.1.1. Caractéristiques mécaniques du béton :

a. La résistance du béton à la compression : CBA 93 (Art .A.2.1.1.1)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de **16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur**.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :

f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance a la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

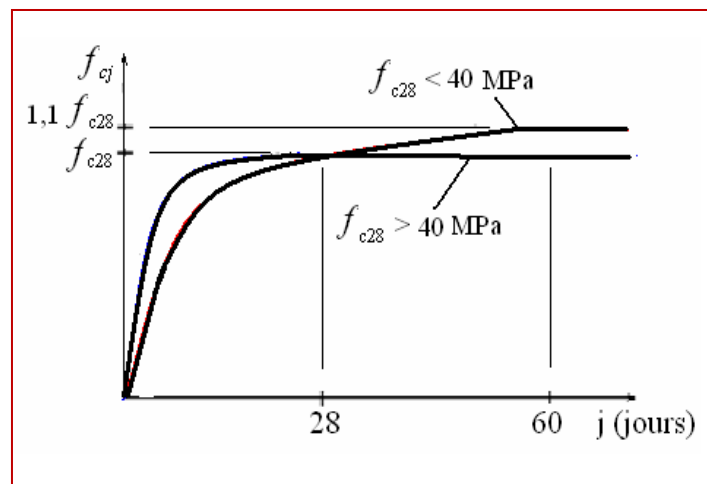


Figure.2.1 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b. **La résistance du béton à la traction** : CBA93 Art A.2.1. 1.2

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.}$$

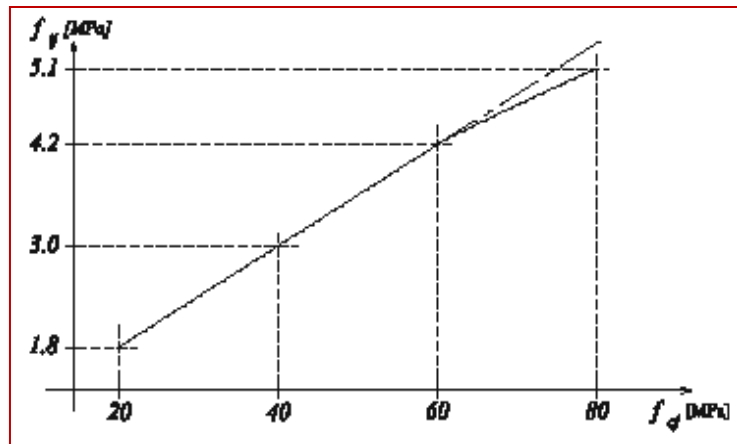


Figure2 .2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

La résistance a la traction $f_{t28} = 2.1$ MPa

2.1.1.2. Déformation longitudinal du béton:

1. Module de Déformation longitudinale instantané E_{ij} :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours. Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{Mpa}$$

Pour $f_{c28} = 25$ Mpa on a $E_{ij} = 32164.195$ MPa.

2. Module de Déformation longitudinale différé E_{vj} :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on a $E_{vj} = 10818.865$ MPa.

3. Module d'élasticité E:

C'est le rapport entre les contraintes appliquées u et la déformation relative $\epsilon = \Delta L / L$ Ce module n'est définissable que dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations

4. Module de déformation transversale G :

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

$$G = E/2(1 + \nu)$$

5. Coefficients de poisson : Art A.2 1 3 CB193

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\xi_t}{\xi_L} = \frac{\Delta d/d_0}{\Delta l/l_0}$$

Avec : ξ_t : Déformation transversale.

ξ_L : Déformation longitudinale.

$\nu = 0.0$ dans le cas des Etats limites ultimes (E.L.U) (section fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des Etats limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

2.1.1.3. Contraintes limites:

Selon le **C.B.A.93** on distingue deux états limites :

➤ **États limites ultimes E.L.U :** Art 4 –3 .41 CBA93

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y a la ruine de l'ouvrage :

- Etat limite d'équilibre statique: stabilité des constructions.
- Etat limite ultime de résistance (symbole E.L.U.R.) : matériaux constitutifs .
- Etat limite de stabilité de forme (symbole E.L.U.S.F.) : non risque de flambement.

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

avec : γ_b : coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1.5$ pour les combinaisons fondamentales

$\gamma_b = 1.15$ pour les combinaisons accidentelles

μ : un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ dans les autres cas

$f_{bu} = 14.2$ MPa: action courantes

$f_{bu} = 18.45$ MPa: action accidentelles

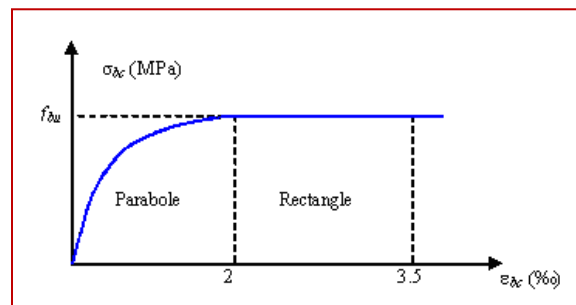


Figure2.3 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU

2.1.1.4. Contrainte limite de cisaillement : (Art A – 5.1.21 CBA93)

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes:

➤ Dans le cas où les armatures transversales sont droites de 90° alors

- fissuration non préjudiciable : $\tau_{su} = \text{Min} (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA})$

- fissuration préjudiciable et très préjudiciable : $\tau_{su} = \text{Min} (0.15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA})$

➤ Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors

$$\tau_{su} \leq \text{Min}(0.27 f_{cj}; 7 \text{MPa})$$

Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la

condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

- $V_{u_{max}}$ = effort tranchant ultime de calcul
- b_0 = largeur de la pièce
- d = hauteur de la pièce

➤ **Etat limite de service E.L.S :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

- Etat limite de compression du béton : une contrainte de compression à ne pas dépasser.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite d'ouverture de fissures : risque d'ouverture de fissures.

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \qquad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

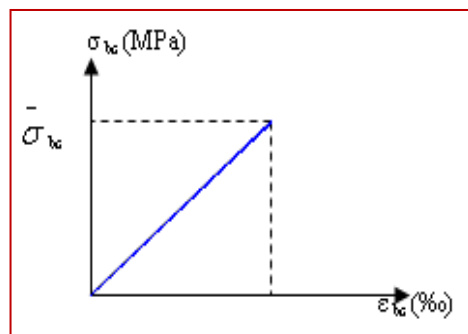


Figure 2.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S

2.1.2. L'Acier : CBA9 3 (art .A.2.2.)

L'acier est alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton, en constitue un matériau homogène.

2.1.2.1 .Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Tableau. 2.1.- Types et caractéristiques des aciers

2.1.2.2. Module d'élasticité des aciers E_s : CBA93 /A.2.2.1

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

2.1.2.3. Les contraintes limites de calcul :**1) Etat limite ultime : (CBA93 A 2.2.2)**

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type

élasto- plastique parfait, comme décrit sur le diagramme de contrainte-déformation suivant. :

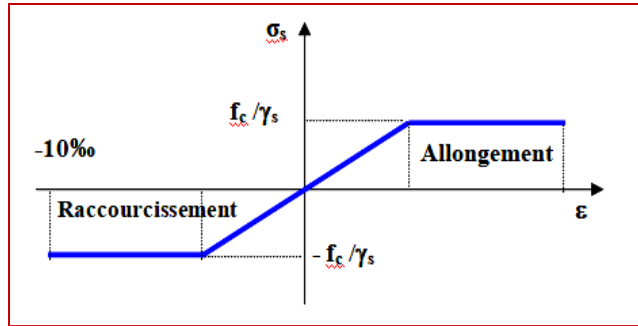


Figure.2.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

Pour un acier à haute adhérence ayant $f_e = 400 \text{ MPa}$:

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\varepsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$ situations accidentelles $\Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$ cas général $\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

2) Etat limite de service :

Afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

a). Hypothèse de calcul sous l'effet des sollicitations.

b). E.L de compression de béton (CBA93.A.4.5.2) : $\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

c). E.L d'ouverture des fissures (CBA93.A.4.5 .3)

Contraintes limites de traction des aciers :

Tableau .2.2. Tableau récapitulatif:

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction en MPa
Fissuration peu nuisible	Locaux ouverts et clos non soumis à condensations	$\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$

Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration : η $\eta = 1$ pour R.L $\eta = 1,6$ pour H.A de $\phi \geq 6$ mm $\eta = 1,3$ pour H.A de $\phi < 6$ mm	$\bar{\sigma}_{st} = \max \left(\frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers $\phi > 8$ mm	$\bar{\sigma}_{st} = \max \left(\frac{1}{2} f_c ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

Tableau .2.2.Contraintes limites de traction des aciers

2.2. Matériaux utilisé :**A) Béton :**

- Ciment CPJ dosé à 350 kg / m³
- $F_{c28} = 25$ Mpa
- $\sigma_{bc} = 14.2$ Mpa aux ELU en situation d'actions courantes
- $F_{t28} = 2.1$ Mpa
- $E_{ij} = 32164.195$ Mpa
- $E_{vj} = 10818.78$ Mpa
- $\gamma_b = 1.5$
-

B) Acier:

- Des barres (HA) : Fe E400
- $\sigma_s = 348$ Mpa
- $\gamma_s = 1.15$
- $\eta = 1.6$
- $E_s = 2.10^5$ Mpa

2.3 .Les actions et sollicitations :**2. 3.1. Les actions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes

- ✓ Des charges d'exploitations
- ✓ Des charges climatiques.

• **Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- ✓ Poids propres des éléments de construction.
- ✓ Le poids de revêtement et cloisons.
- ✓ Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

• **Les actions variables (Q) :**

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- ✓ Surcharge d'exploitation.
- ✓ Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- ✓ Charges climatiques (neige, vent).
- ✓ Actions de températures, du retrait...etc.

• **Les actions accidentelles (E) :**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- ✓ Séisme.
- ✓ Chocs de véhicules routiers.
- ✓ Explosion.
- ✓ Vent.

2. 3.2. Les Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

2. 3.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA99/2003 :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- ✓ Situation durable :

- ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- ✓ Situation accidentelle :
- ELU : $G+Q\pm E$.
 - ELS: $0.8G\pm E$.

2.4. Conclusion :

* Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants (ciment, Granulats (sables et gravillon), produits d'addition (adjuvant) et de l'eau), le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ses propriétés.

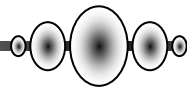
Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de la traction et de la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristique du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

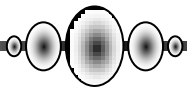
- ✓ La résistance à la compression du béton à 28 jours : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**
 - ✓ La résistance à la traction du béton : **$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$** .
 - ✓ Module d'élasticité longitudinal différé : **$E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$** .
 - ✓ Module d'élasticité longitudinal instantané : **$E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$** .
 - ✓ Limite élastique de l'acier : **$F_e = 400 \text{ MPa}$** .
- * Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées
- ✓ Des charges permanentes
 - ✓ Des charges d'exploitations
 - ✓ Des charges climatiques

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- ✓ Situation durable :
- ✓ Situation accidentelle :



Chapitre 3:
Pré dimensionnement



3. Pré dimensionnement :

3.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux a pour but de déterminer les dimensions de départ de ces éléments structuraux (poteaux, poutres, dalles). Pour cela, nos calculs seront basés sur les règles suivantes : **RPA99 V2003** et **CBA93** et **BAEL91** .

3.2.1. Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction Selon le **RPA 99V2003** (article 7.5.1) ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$
- ✓ $h \geq 30\text{cm}$
- ✓ $h/b \leq 4$
- ✓ $b_{\max} = 1.5h_1 + b_1$

Tel que b et h sont les dimensions de poutre.

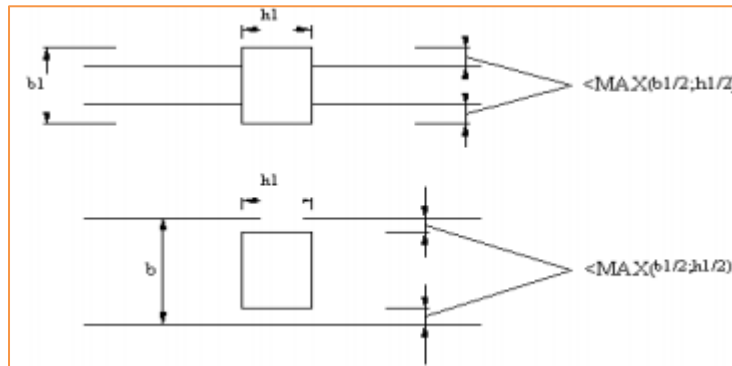


Figure 3.1 : Dimensions à respecter pour les poutres.

La condition de la flèche qui est :

Condition de la portée Par **CBA 93(B .6.5.1)**

a. Le Sens longitudinal :

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$$b = (0.3 \div 0.6) h$$

Conception et calcul des structures de bâtiment) Tome 4 page 1551

Telle que :

L_{\max} : la plus grande portée entre les axes

h : hauteur de poutre

b : largeur de poutre

$$L_{\max} = 5.00 \text{ m}$$

$$31.25 \leq h_t \leq 50$$

On prend: $h_t = 40 \text{ cm}$.

$$12 \leq b \leq 24$$

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

la poutre principale à une section : $(b \times h_p) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Vérification vis-à-vis du RPA99/ V2003 :

- ✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ CV (CV : condition vérifiée)
- ✓ $h_p = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV
- ✓ $\frac{h_p}{b} = 40/30 = 1.33 < 4$ CV
- ✓ $b_{\max} = 1.5h_1 + b_1 = 1.5 \times 40 + 30 = 90$ CV

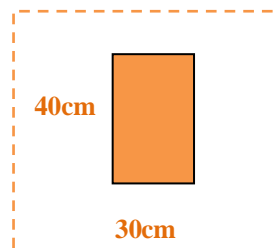


figure .3.2.Schéma dès poutres principales

b. Le Sens transversal :

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$$b = (0.3 \div 0.6) h$$

$$L_{\max} = 4.60 \text{ m}$$

$$28.75 \leq h_t \leq 46$$

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

$$10.5 \leq b \leq 21$$

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

la poutre secondaire à une section : $(b \times h_s) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Vérification vis-à-vis du RPA99/ V2003 :

- ✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ CV (CV : condition vérifiée)
- ✓ $h_s = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV
- ✓ $\frac{h_p}{b} = 35 / 30 = 1.17 < 4$ CV
- ✓ $b_{\max} = 1.5h_1 + b_1 = 1.5 \times 35 + 30 = 82.5 \text{ cm}$ CV

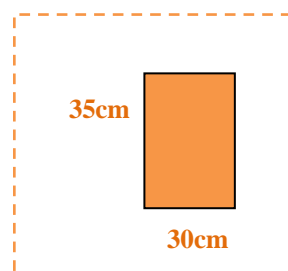


figure .3.3.Schéma dès poutres principales

3.2.2. Pré dimensionnement Les planchers :

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

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

3.2.2.1. Fonctions nécessaires de plancher :

- ✓ Résistance mécanique.
- ✓ Rigidité aux déformations.
- ✓ Étanchéité.
- ✓ Isolation thermique.
- ✓ Résistance à l'incendie accidentel.
- ✓ Exigences architecturales, planéité, esthétique...
- ✓ Économique de matières et de fabrication

On distingue deux types :

- ✓ Plancher en corps creux et poutrelles
- ✓ Dalle plein

❖ Planchers à Corps Creux :

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de **4 cm**, selon le **CBA 93**

(art **B.6.8. 423**page**190**).

- Condition de flèche : (CBA**93.B6.8.424**.....page**191**.)

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport h/L est au moins égal à $1 / 22.5$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

D'après la condition de résistance à la flèche ($e \geq L / 22.5$)

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles

$$L = \min (L_x^{\max}, L_y^{\max})$$

$$L = \min (430, 470) = 430 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{430}{22.5} = 19.11 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{ht=20 \text{ cm}}$$

Donc on choisit un plancher à corps creux de type (16+4)

- ✓ $h = 16$ cm corps creux
- ✓ $h_0 = 4$ cm dalle de compression
- ✓ $ht = 20$ cm la hauteur totale du plancher.

- Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation, on doit vérifier la condition suivante :

$$h_{\min} \geq 16 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm.} \quad \text{CV}$$

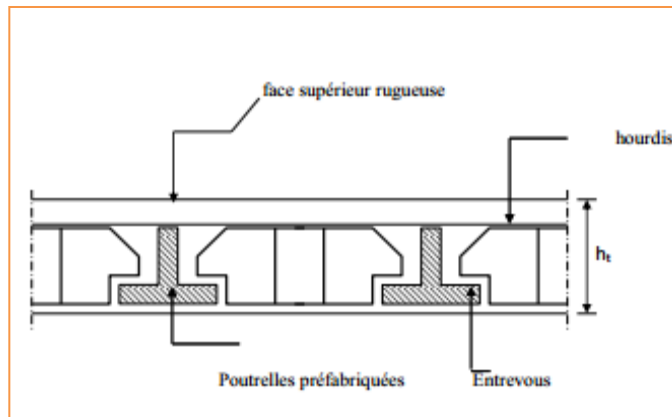


Figure 3.4. Schéma d'un plancher corps creux

- **Caractéristique géométrique des poutrelles :**

$$0.4ht \leq b_0 \leq 0.8ht \text{ selon les règles CBA93 (A. 4.1.3.)}$$

$$8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Soit } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

La section en travée à considérer est une section en T tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

-Le corps creux choisi est normalisé de hauteur 25 cm et de longueur 53 cm

ht: Hauteur de la nervure $ht = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

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

b₀: Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$

l_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives $l_n = 2 \times b_1$

L: la longueur de la nervure Max $L = 4.30 \text{ m}$

b : Largeur de la dalle $b = 2b_1 + b_0$

ht : La Hauteur du plancher $ht = 20 \text{ cm}$

Selon les règlesCBA93 (ART A.4.1. 3) La largeur de la dalle de compression « b » est déterminé comme suit :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} L_n = \frac{(b-b_0)}{2} = \frac{(65-12)}{2} = 26.5\text{cm} \quad (\text{c. v}) \\ \frac{L}{10} = \frac{430}{10} = 43\text{cm} \quad (\text{c. v}) \end{array} \right.$$

Donc on prend

$$b_1 = 26.5\text{cm} \quad b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$$

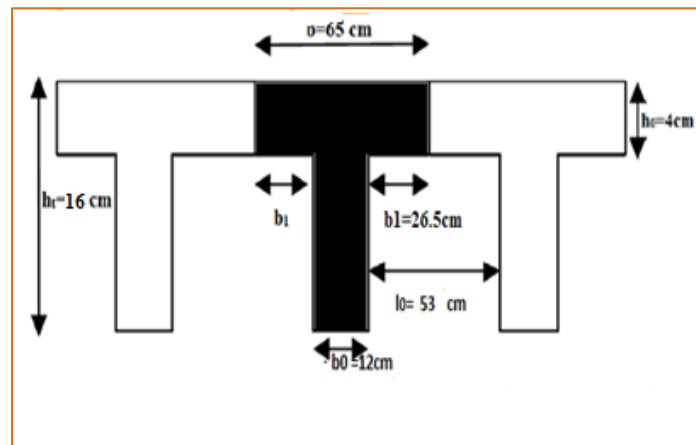


Figure .3.5.schéma des poutrelles.

Conclusion :

ht (cm)	h ₀ (cm)	b ₀ (cm)	b ₁ (cm)	b (cm)
20	4	12	26.5	65

3.2. 3. Pré dimensionnement les dalles plaines (balcon) :

c. Résistance au feu :

e = 7cm pour une heure de coupe feu.

e = 11cm pour deux heures de coupe feu.

e = 17.5 cm pour quatre heures de coupe feu .

On choisi **e = 15cm**

d. Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA 93 » en vigueur en L'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique on limite donc notre épaisseur $e \geq 13 \text{ cm}$

e. Condition à la flexion :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$.
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 < e < L_x / 40$.
- ✓ Dalle repose sur un appui $e \leq L_x / 20$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas la dalle pleine balcon elle est reposée sur 3 appuis donc :

$$L_x / 50 < e < L_x / 40$$

$$130/50 < e < 130/40 \quad 2.6 < e < 3.25 \text{ cm}$$

On choisi $e = 12 \text{ cm}$

f. Condition de flèche :

Selon (C .B.A 93 B6.5.3) nous devons vérifier les conditions suivantes ;

$f_{\max} < L_{\max} / 500$; portée est au plus égale à 5 m :

$f_{\max} < 0,5 \text{ cm} + L_{\max} / 1000$; si la portée L est au plus supérieur a 5 m :

Tel que:

f_{\max} : flèche maximale de la poutrelle

L_{\max} : portée maximale de la poutrelle

Dans notre cas : $L_{\max} = 430 \text{ cm}$, avec :

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b=1 \text{ m}$ avec une épaisseur $e=15 \text{ cm}$

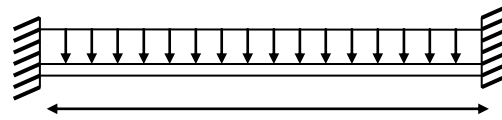
Poids propre : $G = 2500 \times e \times 1 = 375 \text{ kg/ml}$

Surcharge d'exploitation ; $Q = 150 \text{ kg/m}$

$q = G+Q = 525 \text{ kg/ml}$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}, \quad \bar{f} = \frac{l}{500} \quad \Rightarrow \quad e \geq 3\sqrt{\frac{30000ql^3}{348bE}} \Rightarrow e \geq 12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{be^3}{12}$$



$E = 11000 \cdot 3\sqrt{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$

430

Donc : $e = 14\text{cm}$

$e = \max \{15, 12, 14\} \text{ (cm)}$

On opte pour une épaisseur de $e = 15 \text{ cm}$

3.2.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles **CBA93** préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton. D’après l’article **CBA93 (B.8.4.1 ... page125)** : l’effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \right)$$

As: La section d’acier minimale.

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d’épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

$$B_r = (a-2) (b-2) \dots \dots \dots \text{ cm}^2$$

f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

f_{bc} : $0.85 (f_{c28}/\gamma_b) = 14.2 \text{ MPa}$.

f_e : Limite d’élasticité de l’acier utilisé = 400MPa.

γ_b : 1.5

γ_s : 1.15

✓ Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central)

• **Méthode de calcul :**

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes:

- condition de résistance
- condition de stabilité
- condition imposée par le RPA99

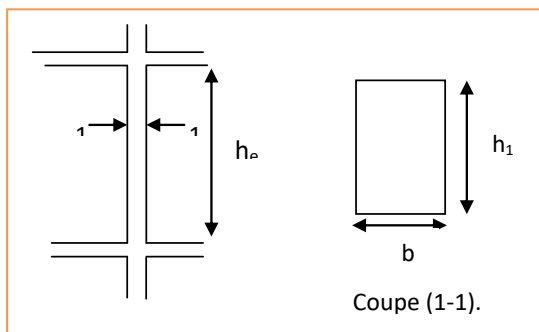


Figure .3.6. Schéma des poteaux.

❖ **Conditions les règles R.P.A/ version 2003 (art 7.4.1) page 73 :**

Zones IIa :

- ✓ $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Min}(40; 45) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C V}$
- ✓ $\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{368}{20} = 18.4 \text{ cm}$
 $h_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} \geq 18.4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- ✓ $1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow \text{pour } 0.25 < \frac{40}{45} = 0.88 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

Etage	Section des poteaux
Les étages et RDC	40×45

Tableau.3.1. Dimensions des poteaux

3.2.5. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé ayant deux fonctions principales :

- Prendre et transmettre une partie des charges verticales.
- Transmettre les efforts horizontaux dues au séisme et au vent c'est-à-dire participer au contreventement de la structure.

D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version 2003, sont considérés comme voiles (contrairement aux éléments linéaires) les éléments satisfaisants la condition suivante $L \geq 4 e$

Avec : L : Porté du voile.

e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 des RPA99/Version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

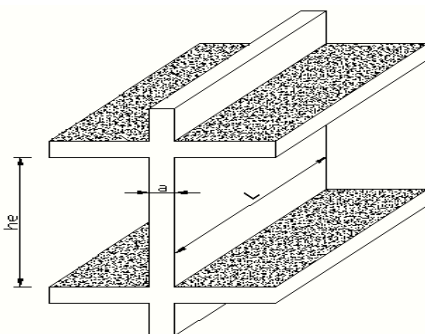


Figure. 3.7. Schéma des voiles

a) étage courant :

$$\text{➤ } e \geq \max (e_{\min} , h_e/20) \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$h_e = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } e \geq h_e/20 = 261/20 = 13.05$$

$$\text{➤ } e \geq \text{Max} (15; 13.05)$$

b) RDC :

$$\text{➤ } e \geq \max (e_{\min} , h_e/20)$$

$$h_e = 408 - 45 = 363 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } e \geq h_e/20 = 363/20 = 18.15$$

$$\text{➤ } e \geq \text{Max} (15; 18.15)$$

On choisi une épaisseur des voiles de 20 cm

$$L \geq 4 \times e \Rightarrow 450 \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad (\text{cv})$$

$$L \geq 4 \times e \Rightarrow 350 \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad (\text{cv})$$

3.2.6. Pré dimensionnement Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le Passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

3.2.6.1. Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, car il s'agit d'un escalier à pailasse.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H
- L'embranchement (largeur utile) E
- Son giron g
- Sa hauteur de marche h

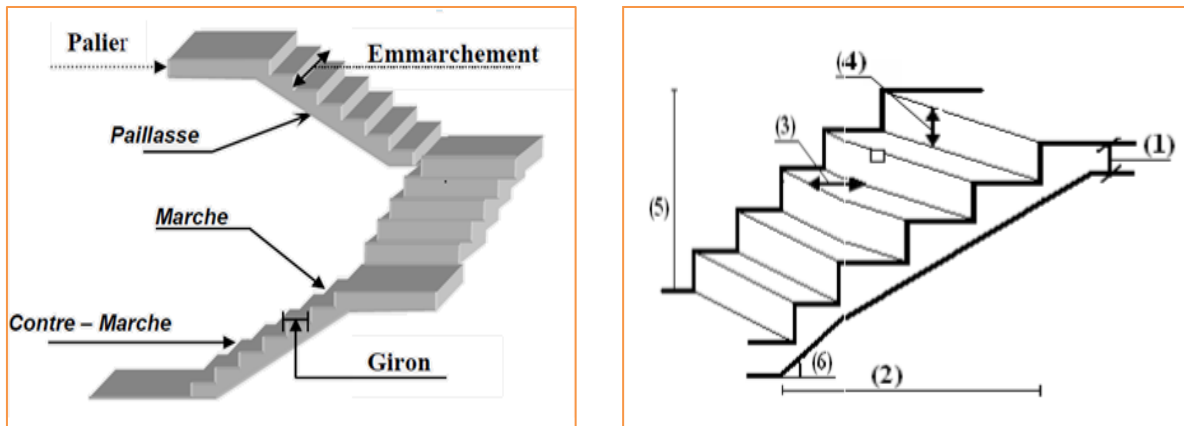


Figure. 3.8. Schéma d'Escalier

- Les dimensions caractérisant un escalier sont :

- 1- eÉpaisseur du palier de repos.
- 2- L projection horizontale de la volée.
- 3- gGiron largeur de la marche.
- 4- h.....Hauteur de la contre marche.
- 5- $h_e/3$Hauteur de la volée.
- 6- α Inclinaison de la paillasse.

1) Escalier d'étage courant :

Pratiquement :

- ✓ la hauteur de contre marche h : $14 \leq h \leq 18$ cm
- ✓ largeur de marche (giron) g : $25 \leq g \leq 32$ cm

On prend : $h = 17$ cm et $g = 30$ cm.

- ✓ Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$g + 2.h = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c. v})$$

- ✓ Nombre de contre marche :

Hauteur : $H=3.06$ m.

Nombre de contre marche : $H/h \Rightarrow 3.06/17=18$

On aura 18 contre marche distribué sur trois volés entre chaque étage

- ✓ 5 contre marches (4 marches) volée I.
- ✓ 8 contre marche (7 marches) volée II.
- ✓ 5 contre marche (4 marches) volée III.

❖ Longueur de la volée I et III :

$$L = (n-1) g = (5-1) \times 30 = 4 \times 30 = 120 \text{ cm.}$$

✓ Inclinaison de la paillasse :

$$h_1 = 17 \times 5 = 85 \text{ cm.}$$

$$\tan \alpha = \frac{h_1}{L} = \frac{85}{120} = 0.71 \rightarrow = 35.31^\circ$$

L : Longueur de la volée = 1.20m.

$$\cos \alpha = \frac{L}{l_1} = \frac{120}{\cos 35.31} = 1.47 \text{ m.}$$

$$l_1 = l_3 = 1.47 \text{ m.}$$

➤ Epaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

$$L_{\max} = (1.47 + 1.20) = 2.67 \text{ m.}$$

$$D'où : e = (1/30 \div 1/20) L_{\max} \rightarrow e = (8.90 \div 13.35) \text{ cm}$$

On prend : $e = 12 \text{ cm.}$

❖ Longueur de la volée II :

$$L = (n-1) g = (8-1) \times 30 = 7 \times 30 = 210 \text{ cm}$$

✓ Inclinaison de la paillasse :

$$h_2 = 17 \times 8 = 136 \text{ cm.}$$

$$\tan \alpha = \frac{h_2}{L} = \frac{136}{210} = 0.68 \rightarrow = 32.93^\circ$$

L : Longueur de la volée = 2.10m.

$$\cos\alpha = \frac{L}{l_2} = \frac{210}{\cos 32.93} = 2.50\text{m.}$$

$$l_2 = 2.50\text{m.}$$

➤ Epaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

$$L_{\max} = (2.50 + 2 \times 1.20) = 4.90\text{m.}$$

$$D'où : e = (1/30 \div 1/20) L_{\max} \rightarrow e = (16.33 \div 24.5) \text{ cm}$$

On prend : $e = 17\text{cm}$.

Donc on prend $e = 17 \text{ cm}$ pour les trois paillasses.

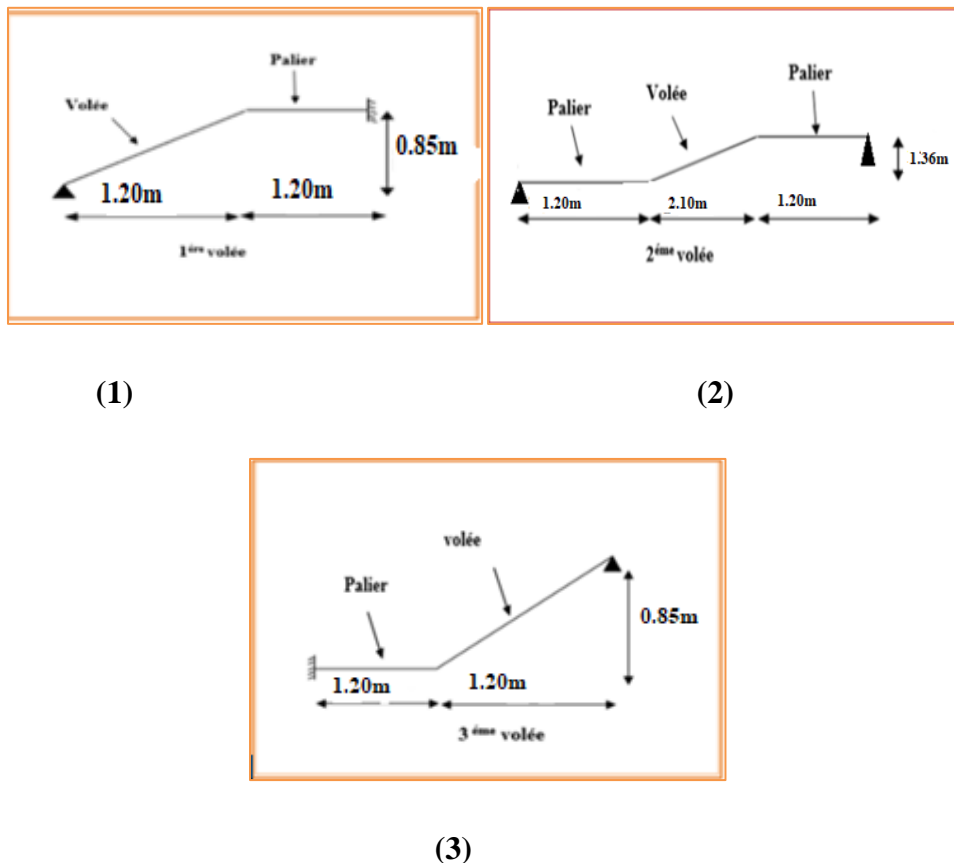


Figure. 3.9. Dimensions de l'escalier (étage courant)

2) Escalier RDC (commercial) :

- ✓ la hauteur de contre marche h : $14 \leq h \leq 18$ cm
- ✓ largeur de marche (giron) g : $25 \leq g \leq 32$ cm

On prend : $h = 17.5$ cm et $g = 27$ cm.

- ✓ Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$g + 2.h = (2 \times 17.5) + 27 = 62 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 62 \leq 66 \quad (\text{c. v})$$

- ✓ Nombre de contre marche :

Hauteur : $H = 4.08$ m.

Nombre de contre marche : $H/h \Rightarrow 4.08/17.5 = 23$

On aura 24 contre marche distribué sur trois volés entre chaque étage

- ✓ 7 contre marches (6 marches) volée I.
- ✓ 9 contre marche (8 marches) volée II.
- ✓ 7 contre marche (6 marches) volée III.

❖ Longueur de la volée I et III :

$$L = (n-1) g = (7-1) \times 27 = 6 \times 27 = 162 \text{ cm.}$$

- ✓ Inclinaison de la paillasse :

$$h_1 = 17.5 \times 7 = 122.5 \text{ cm.}$$

$$\tan \alpha = \frac{h_1}{L} = \frac{122.5}{162} = 0.75 \rightarrow = 37.09^\circ$$

L : Longueur de la volée = 1.62 m.

$$\cos \alpha = \frac{L}{l_1} \rightarrow l_1 = \frac{162}{\cos 37.09} = 203 \text{ m.}$$

$$l_1 = l_3 = 2.03 \text{ m.}$$

- .Epaisseur de la paillasse :

En assimilant la pailleasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

$$L_{\max} = (2.03 + 1.00) = 3.03\text{m.}$$

$$\text{D'où : } e = (1/30 \div 1/20) L_{\max} \rightarrow e = (10.1 \div 15.15) \text{ cm}$$

On prend : $e = 12\text{cm.}$

❖ Longueur de la volée II :

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 27 = 8 \times 27 = 216 \text{ cm}$$

✓ Inclinaison de la pailleasse :

$$h_2 = 17.5 \times 9 = 157.5\text{cm.}$$

$$\tan \alpha = \frac{h_2}{L} = \frac{157.5}{216} = 0.73 \rightarrow \alpha = 36.09^\circ$$

L : Longueur de la volée = 2.16m.

$$\cos \alpha = \frac{L}{l_2} \rightarrow l_2 = \frac{216}{\cos 36.09} = 267\text{m.}$$

$$l_2 = 2.67\text{m.}$$

➤ Epaisseur de la pailleasse :

En assimilant la pailleasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

$$L_{\max} = (2.67 + 2 \times 1.17) = 5.01\text{m.}$$

$$\text{D'où : } e = (1/30 \div 1/20) L_{\max} \rightarrow e = (16.7 \div 25.05) \text{ cm}$$

On prend : $e = 17\text{cm.}$

Donc on prend $e=17 \text{ cm}$ pour les trois pailleasses.

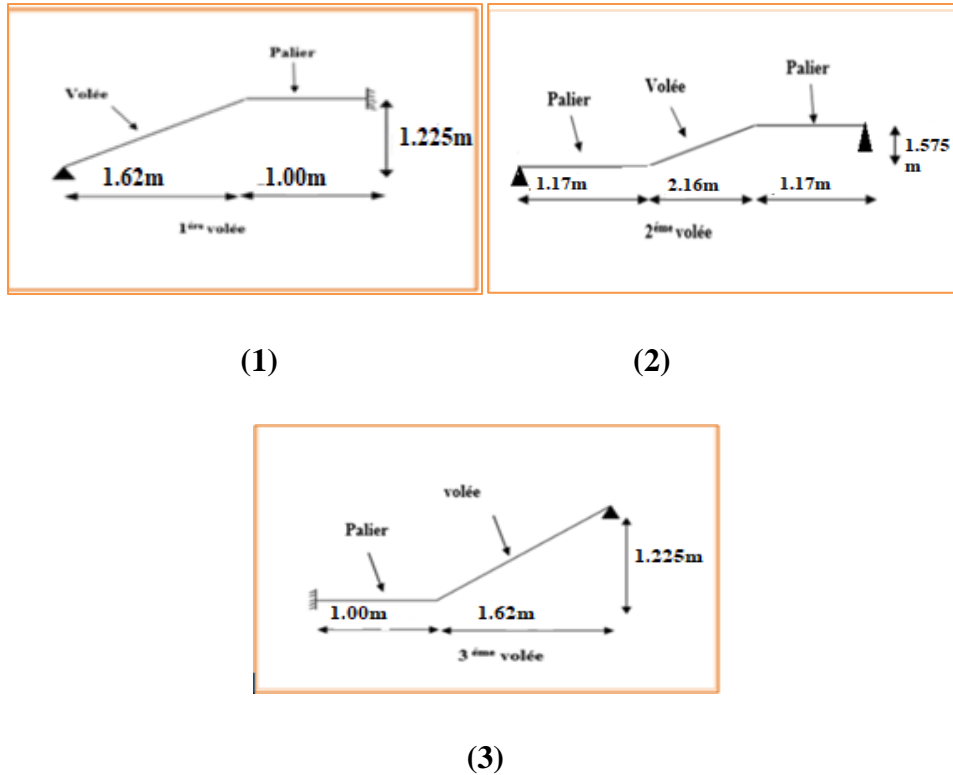


Figure. 3.10. Dimensions de l'escalier (RDC)

3.2.7. Poutre palière :

Condition de la portée Par CBA93

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{max}$$

$$b = (0.3 \div 0.6) h$$

$$L_{max} = 4.50 \text{ m}$$

$$28.12 \leq h_t \leq 45$$

On prend: $h_t = 40 \text{ cm}$.

$$10.5 \leq b \leq 21$$

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

❖ Vérification vis-à-vis du RPA99/ V2003 :

✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ CV (CV : condition vérifiée)

✓ $h_p = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV

$$\checkmark \quad \frac{h_p}{b} = 40 / 30 = 1.3 < 4 \quad \text{CV}$$

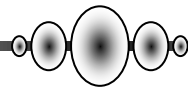
$$\checkmark \quad b_{\max} = 1.5h_1 + b_1 = 1.5 \times 40 + 30 = 90 \text{ CV}$$

3.3. Conclusion :

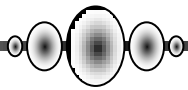
Après avoir procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications, nous avons adopté pour ces éléments, les sections suivantes :

des éléments	pré dimensionnement
Les planchers corps creux : (16+4)	20 cm
Pour les voiles (e)	20 cm
Poutres principales : (b× h)	(30× 40) cm ²
Poutres secondaires : (b× h)	(30× 35) cm ²
Poutre palière : (b× h)	(30× 40) cm ²
Poteaux pour les étages et RDC : (a×b)	(40× 45) cm ²
Les escaliers (e)	17cm
Les Balcons (e) dalle plain	15cm

Tableau. 3.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux



Chapitre 4:
Descente de charge:



4. Descente de charge:

4.1. Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

4.1.1. Rôle de descente de charge :

- ✓ Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- ✓ Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

4.2. Evaluation de charges et surcharges : Selon DTR B.C 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation.

4.2.1. Descente de charge des plancher :

4.2.1.1. Plancher terrasse accessible :

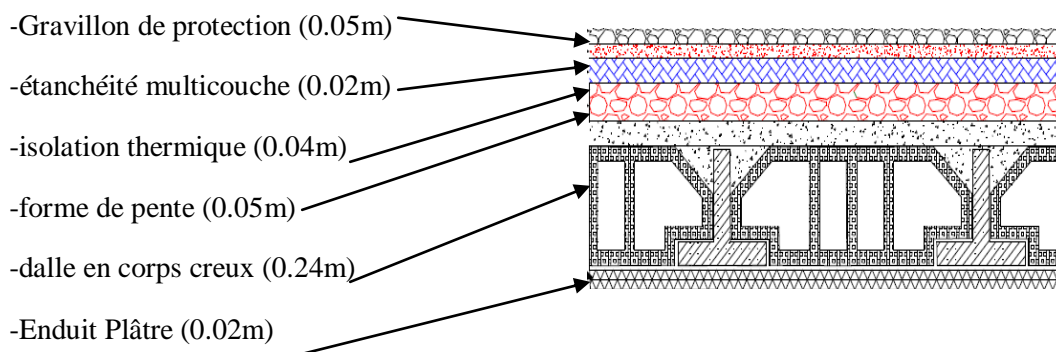


Figure.4.1. Schéma d'un plancher terrasse

N	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m)	G (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouches	0.02	/	0.12
3	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
4	forme de pente	0.05	22	1.10
5	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85

6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
	Charge permanente		G	5.43 (kN/m²)
	Charge d'exploitation		Q	1 (kN/m²)

Tableau. 4.1 : Charge due aux planchers terrasse

4.2.1.2. Plancher étage courant .RDC:

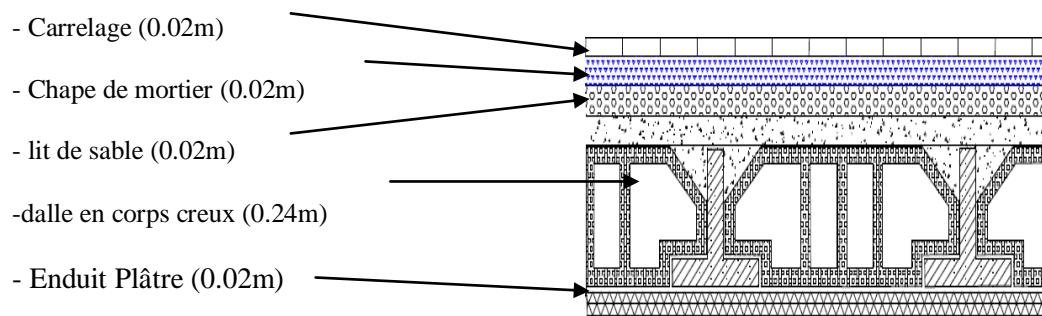


Figure.4.2. Schéma d'un plancher d'étage courant

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m)	G (kN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0.02	20	0.40
2	Couche de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Cloison de légères	0.1	10	1
5	Plancher à corps creux	0.24	/	2.85
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente			G	5.21 (kN/m²)
Charge d'exploitation (plancher de 9eme) : logement			Q	1.5 (kN/m²)
Charge d'exploitation (plancher de RDC) : commerce			Q	2.5 (KN/m²)

Tableau. 4.2 : Charge due aux planchers d'étage courant et RDC

4.2.2 .Murs en maçonnerie :

4.2.2 .1.Murs extérieures en maçonnerie :

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison) avec **30%** d'ouvertures :

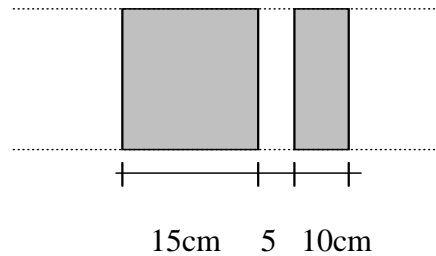


Figure.4.3. Schéma du mur double cloisons (extérieures)

N	Composants	Épaisseur	Poids volumique (KN/m)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creuse	0.15	/	1.30
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	/	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	10	0.20
				$\Sigma = 2.8 \text{ kN/m}^2$
30% d'ouverture : $2.80 \times 0.7 = 1.96 \text{ kN/m}^2$				G = 1.96 kN/m²

Tableau. 4.3 : Charge permanente d'un mur extérieur

4.2.2. 2.Murs intérieures en maçonnerie :

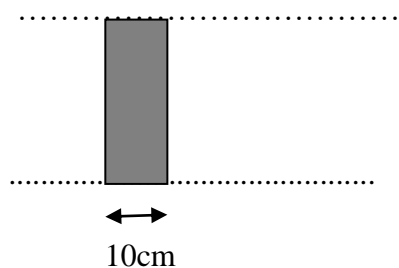


Figure.4.4. Schéma du mur intérieur

N	Composants	Épaisseur	Poids volumique (KN/m)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creuse	0.10	/	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	10	0.20
charge permanente				G = 1.50(kN/m²)

Tableau.4.4 : Charge permanente d'un mur intérieur

4.2.3. Balcon

4.2.3. 1. Balcon l'étage courant :

L'épaisseur du balcon l'étage courant **e = 15 cm**

N	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m)	G (kN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé(e =15cm)	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente			G	5.31 (kN/m ²)
Charge d'exploitation			Q	3.5 (kN/m ²)

Tableau. 4.5 : Charge permanente balcon étage courant

4.2.3.2. Balcon terrasse :

L'épaisseur du balcon terrasse est la même que celle de l'étage courant c à d : **e = 15 cm**

N	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m)	G (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouches	0.02	/	0.12
3	forme de ponté	0.05	22	1.10
4	Dalle en béton armé(e = 15cm)	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	20	0.40
	Charge permanente		G	6.37 (kN/m²)
	Charge d'exploitation		Q	1 (kN/m²)

Tableau. 4.6: Charge permanente balcon terrasse

4.2.4. Les escaliers :

- **Palier (étage courant et RDC).**

N	Composant	Epaisseur	Poids Volumique (KN/m)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Poids propre de palier	0.15	25	3.75
4	Enduit ciment:	0.02	20	0.4
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
	Charge permanente		G	5.31KN/m²
	Charge d'exploitation		Q	2.50KN/m²

Tableau 4.7: Charge permanente et d'exploitation d'un palier étage courant et RDC

- **Paillasse**

a) **Étage courant:**

✚ Volée 1.3. (Paillasse):

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre de marche	H=0.17	22	$22 \times (0.17/2) = 1.87$
5	Poids propre de paillasse	0.17	25	$25 \times (0.17/\cos 35.31) = 5.21$
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
7	Garde-corps	/	/	0.15
	Charge permanente		G	8.59 KN/m²
	Charge d'exploitation		Q	2.5 KN/m²

Tableau. 4.8: Charge permanente et d'exploitation d'une volée paillasse (1) et (3)

✚ Volée.2. (Paillasse):

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Poids propre de marche	H=0.17	22	$22 \times (0.17/2) = 1.87$
4	Poids propre de paillasse	0.17	25	$25 \times (0.17/\cos 32.93) = 5.06$
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
7	Garde-corps	/	/	0.15

Charge permanente		G	8.44KN/m²
Charge d'exploitation		Q	2.5 KN/m²

Tableau. 4.9: Charge permanente et d'exploitation d'une volée paillasse (2)

b) RDC:

✚ Volée 1.3. (paillasse):

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre de marche	H=0.175	22	$22 \times (0.175/2) = 1.925$
5	Poids propre de paillasse	0.17	25	$25 \times (0.17/\cos 37.09) = 5.33$
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
7	Garde-corps	/	/	0.15
	Charge permanente		G	8.77 KN/m²
	Charge d'exploitation		Q	2.50 KN/m²

Tableau. 4.10: Charge permanente et d'exploitation d'une volée paillasse (1) et (3)

✚ Volée.2. (Paillasse):

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4

3	Poids propre de marche	$H=0.175$	22	$22 \times (0.175/2) = 1.925$
4	Poids propre de paillasse	0.17	25	$25 \times (0.17/\cos 36.09) = 5.26$
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
7	Garde-corps	/	/	0.15
	Charge permanente		G	8.70 KN/m²
	Charge d'exploitation		Q	2.50 KN/m²

Tableau. 4.11: Charge permanente et d'exploitation d'une volée paillasse (2)

4.2.5. L'acrotère:

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture

Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60\text{cm}$.

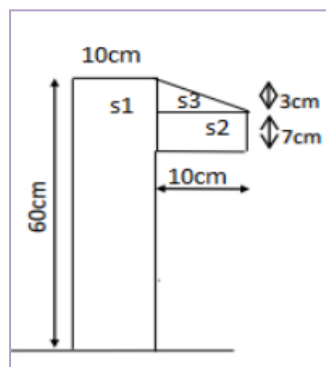


Figure. 4.5. coupe verticale de l'acrotère

4.2.5.1. Mode de travaille :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- ✓ L'effet normal dû à son poids propre G.
- ✓ La surface horizontale due à la main courant

L'acrotère sera calculé en flexion composée

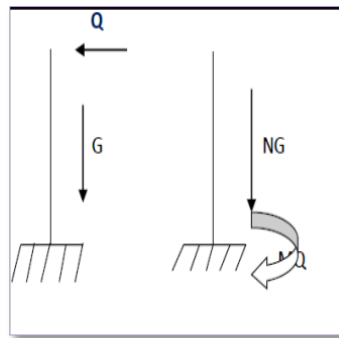


Figure. 4.6. Statique de l'acrotère

4.2.5. 2. Evaluation des charges

➤ **Surface de l'acrotère:**

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = [(0.03 \times 0.1)/2 + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6)] \times 1 \quad S = 0.0685 \text{ m}^2/\text{ml}$$

➤ **Poids propre:**

G_1 : poids de l'acrotère en BA

$$G_1 = S \times 25 \times 1 \quad G = 1.7125 \text{ kN/ml}$$

G_2 : poids de crépissage (mortier)

$$G_2 = (0.01 \times 0.6) \times 20 \times 1 = 0.12 \text{ kN/ml}$$

$$G = W_P = G_1 + G_2 = 1.7125 + 0.12 = 1.8325 \text{ kN/ml}$$

$$W_P = 1.8325 \text{ KN} = 183.25 \text{ N}$$

➤ **Charge d'exploitation: (DTR BC 2.2 - A. 7.2.1 P20)**

Q : force horizontale sollicité l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m, Q.1m=1000 N

$$Q = 1000 \text{ N} = 1 \text{ KN}$$

4.2.6. Descente des charges les poutres :

-Les poutres principales

$$P_p : (0.3 \times 0.40) \times 25 = 3 \text{KN.m}$$

-Les poutres secondaires :

$$P_s : (0.3 \times 0.35) \times 25 = 2.6 \text{KN.m}$$

4.2.7. Descente des charges des voiles :

N	Composants	Épaisseur	Poids volumique (KN/m)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Béton arme	0.2	25	5
2	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
3	Enduit en ciment	0.02	20	0.40

charge permanente (poids propre) les voiles extérieures $G = 5 + 0.2 + 0.4 = 5.60 \text{KN/m}^2$
charge permanente (poids propre) les voiles intérieures $G = 5 + 0.2 \times 2 = 5.4 \text{KN/m}^2$

Tableau. 4.12: Descente des charges des voiles

4.3. La descente des charges et surcharges

4.3.1. Loi de dégression (DTR B.C.2.2 page 16) :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$
- ✓ Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

4.3.2.. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (E6)

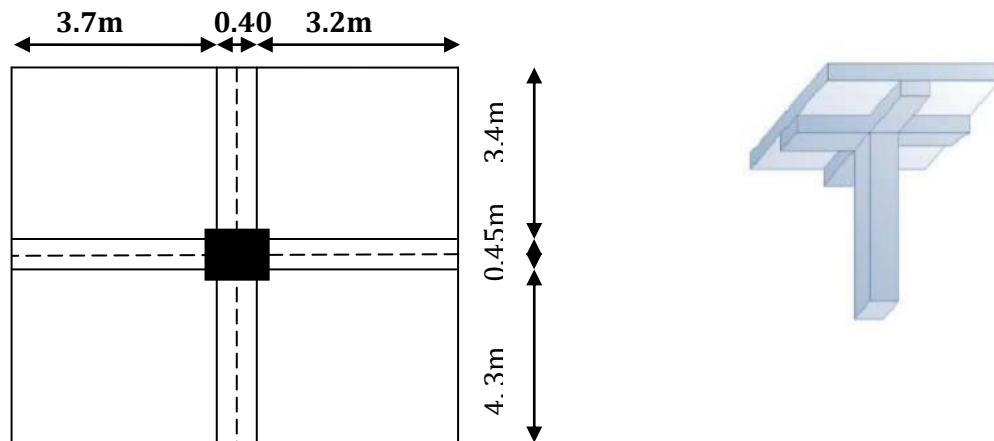


Figure. 4.7. Surface afférente (poteau intermédiaire)

- **La surface afférente pour la charge permanente:**

$$S_g = \left(\frac{3.7}{2} + \frac{3.2}{2}\right) \times \left(\frac{4.3}{2} + \frac{3.4}{2}\right) = 13.28m^2$$
- **La surface afférente pour la charge d'exploitation:**

$$S_{q0} = \left(\frac{3.7}{2} + \frac{3.2}{2} + 0.30\right) \times \left(\frac{4.3}{2} + \frac{3.4}{2} + 0.30\right) = 15.56m^2$$
- $S_{poteau} = 15.56 - (0.40 \times 0.45) = 15.38m^2$

niveau x	Éléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher Terrasse : $5.43 \times 13.28 = 72.11$ $P_S : (0.3 \times 0.35) \times \left(\frac{4.3}{2} + \frac{3.4}{2}\right) \times 25 = 10.11$ $P_p : (0.3 \times 0.40) \times \left(\frac{3.7}{2} + \frac{3.4}{2}\right) \times 25 = 10.65$ $Q_b = 1 \times 15.56 = 15.56$	72.11 10.11 10.65	15.56
	Venant 1-1	92.87	15.56
2-2	Venant 1-1 $P_{Poteau} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$	92.08 13.77	15.56
	Venant 2-2	106.64	15.56

3-3	<p>Venant 2-2</p> <p>Plancher étage courant : $5.21 \times 13.28 = 66.53$</p> <p>$P_S : (0.3 \times 0.35) \times (\frac{4.3}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.11$</p> <p>$P_p : (0.3 \times 0.40) \times (\frac{3.7}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.65$</p> <p>$Q_b = 1.5 \times 15.56 = 23.34$</p>	<p>106.64</p> <p>69.19</p> <p>10.11</p> <p>11.65</p>	<p>23.34</p>
	Venant 3-3	197.95	38.9
4-4	<p>Venant 3-3</p> <p>$P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$</p>	<p>197.95</p> <p>13.77</p>	38.9
	Venant 4-4	211.36	38.9
5-5	<p>Venant 4-4</p> <p>Plancher étage courant : $5.21 \times 13.28 = 66.53$</p> <p>$P_S : (0.3 \times 0.35) \times (\frac{4.3}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.11$</p> <p>$P_p : (0.3 \times 0.40) \times (\frac{3.7}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.65$</p> <p>$Q_b = 1.5 \times 15.56 \times 0.9 = 21.01$</p>	<p>211.36</p> <p>87.29</p>	<p>38.9</p> <p>21.01</p>
	Venant 5-5	298.65	59.91
6-6	<p>Venant 5-5</p> <p>$P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$</p>	<p>298.65</p> <p>13.77</p>	59.91
	Venant 6-6	312.42	
7-7	<p>Venant 6-6</p> <p>Plancher étage courant : $5.21 \times 13.28 = 66.53$</p> <p>$P_S : (0.3 \times 0.35) \times (\frac{4.3}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.11$</p> <p>$P_p : (0.3 \times 0.40) \times (\frac{3.7}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.65$</p> <p>$Q_b = 1.5 \times 15.56 \times 0.8 = 18.67$</p>	<p>312.42</p> <p>87.29</p>	<p>59.91</p> <p>18.67</p>

	Venant 7-7	399.71	78.58
8-8	Venant 7-7 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$	399.71 13.77	78.58
	Venant 8-8	413.48	78.58
9-9	Venant 8-8 Plancher étage courant : $5.21 \times 13.28 = 66.53$ $P_S : (0.3 \times 0.35) \times (\frac{4.3}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.11$ $P_p : (0.3 \times 0.40) \times (\frac{3.7}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.65$ $Q_b = 1.5 \times 15.56 \times 0.7 = 16.34$	413.48 87.29	78.58 16.34
	Venant 9-9	500.77	94.92
10-10	Venant 9-9 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$	500.77 13.77	94.92
	Venant 10-10	514.54	94.92
11-11	Venant 10-10 Plancher étage courant : $5.21 \times 13.28 = 66.53$ $P_S : (0.3 \times 0.35) \times (\frac{4.3}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.11$ $P_p : (0.3 \times 0.40) \times (\frac{3.7}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.65$ $Q_b = 1.5 \times 15.56 \times 0.6 = 13.5$	514.54 87.29	94.92 14
	Venant 11-11	601.83	108.92
12-12	Venant 11-11 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$	601.83 13.77	108.92

	Venant 12-12	615.6	108.92
13-13	Venant 12-12 Plancher étage courant : $5.21 \times 13.28 = 66.53$ $P_S : (0.3 \times 0.35) \times (\frac{4.3}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.11$ $P_p : (0.3 \times 0.40) \times (\frac{3.7}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.65$ $Q_b = 1.5 \times 15.56 \times 0.5 = 11.67$	615.6 87.29	108.92 11.67
	Venant 13-13	702.89	120.59
14-14	Venant 13-13 $P_{Poteau} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$	702.89 13.77	120.59
	Venant 14-14	716.66	120.59
15-15	Venant 14-14 Plancher étage courant : $5.21 \times 13.28 = 66.53$ $P_S : (0.3 \times 0.35) \times (\frac{4.3}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.11$ $P_p : (0.3 \times 0.40) \times (\frac{3.7}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.65$ $Q_b = 1.5 \times 15.56 \times 0.5 = 11.67$	716.66 87.29	120.59 11.67
	Venant 15-15	803.95	132.26
16-16	Venant 15-15 $P_{Poteau} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$	803.95 13.77	132.26
	Venant 16-16	817.72	132.26
17-17	Venant 16-16 Plancher étage courant : $5.21 \times 13.28 = 66.53$ $P_S : (0.3 \times 0.35) \times (\frac{4.3}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.11$ $P_p : (0.3 \times 0.40) \times (\frac{3.7}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.65$ $Q_b = 1.5 \times 15.56 \times 0.5 = 11.67$	817.72 87.29	132.26 11.67

	Venant 17-17	905.01	143.93
18-18	Venant 17-17 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$	905.01 13.77	143.93
	Venant 18-18	918.78	143.93
19-19	Venant 18-18 Plancher étage courant : $5.21 \times 13.28 = 66.53$ $P_S : (0.3 \times 0.35) \times (\frac{4.3}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.11$ $P_p : (0.3 \times 0.40) \times (\frac{3.7}{2} + \frac{3.4}{2}) \times 25 = 10.65$ $Q_b = 2.5 \times 15.56 \times 0.5 = 19.45$	918.78 87.29	143.93 19.45
	Venant 19-19	1006.07	163.83
20-20	Venant 19-19 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 4.08) = 18.36$	1006.07 18.36	163.83
Venant total	Venant 20-20	1024.43	163.83

Tableau. 4.13: Descente des charges sur le poteau intermédiaire (E6)

Donc :

- ✓ Charge permanente : $G1 = 1024.43 \text{ K N}$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q1 = 163.83 \text{ KN}$

$$N_u = 1.35G1 + 1.5Q1 = 1628.73 \text{ KN}$$

$$N_s = G1 + Q1 = 1188.26 \text{ KN}$$

❖ Vérification de la section de poteau : BAEL (B.8.4.1) :

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être ou plus égale à la valeur suivante

$$N_U \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

f_{bc} : $0.85 (f_{c28}/\gamma_b) = 14.2$ MPa.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

γ_b : 1.5 ; γ_s : 1.15

$f_e = 400$ Mpa ; $f_{c28} = 25$ Mpa

✓ Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central)

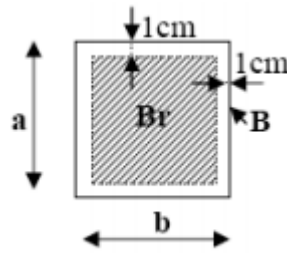


Figure. 4.8. Détermination de la section Br

a. Condition de stabilité:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \min(\lambda_y, \lambda_x) \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \\ \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \end{array} \right.$$

$$L_f = 0.7 L_0 \longrightarrow L_0 = 408 - 45 = 363 \longrightarrow L_f = 363 \times 0.7 = 254.1 \text{ cm}$$

$$\lambda = \max (\lambda_x ; \lambda_y) = \max \left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = 3.46 \times 254.1 / 40 = 22 < 50 \dots\dots CV \\ \lambda_y = 3.46 \times 254.1 / 45 = 19.53 < 50 \dots\dots CV \end{array} \right.$$

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ :

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{0.85}{1+0,2(\lambda/35)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \times 0.6 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Donc:

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0,2(22/35)^2} = 0.80 \quad \text{Pas de risque de flambement}$$

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

$$\begin{array}{l} B_r = (a-2) (b-2) \quad \text{cm}^2 \\ B_r = (40-2) (45-2) = 1634 \text{ cm}^2 \end{array}$$

A: est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}} ; A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4u \text{ cm}^2, 0.2 \% B) \quad u : \text{périmètre}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{8(b+h)}{100} = \frac{4(2(b+h))}{100} = \frac{8(40+45)}{100} = 6.8 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2(b \times h)}{100} = \frac{0.2(40 \times 45)}{100} = 3.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Selon le **RPA99 V2003 (.7.4.2.1...page72)** le pourcentage minimal des armatures est de

$$A_{min}/B = 0.8\% \quad (\text{zone IIa})$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.8\% B = \frac{0.8 \times (40 \times 45)}{100} = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{min}^{BAEL} ; A_{min}^{RPA}) = \max (3.60 ; 14.4) = 14.4 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (art : 7.4.3.1 ; p64) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

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

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

$$N_d = N_{ser} = G + Q = 1288260 \text{ N}$$

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \frac{1212550}{400 \times 450 \times 25} = 0.26 \leq 0.3 \quad \text{CV}$$

❖ Vérification de la section de poteau :

$$N_U \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_U = 1628730 \leq \overline{Nu} = 0.80 \times \left[\frac{163400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1440 \times \frac{400}{1.15} \right] = 2821436.393 \text{ N} \quad (\text{CV}).$$

4.3.3. Descente des charges sur le poteau rive (F9)

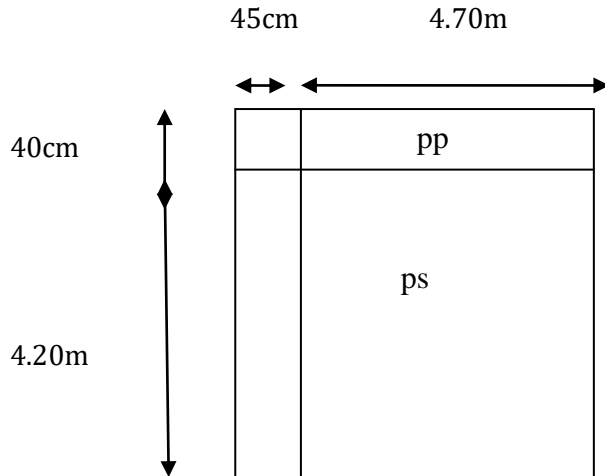


Figure. 4.9. Surface afférente (poteau rive)

- **La surface afférente pour la charge permanente:**
 $S_g = (2.1) \times (2.35) = 4.94\text{m}^2$
- **La surface afférente pour la charge d'exploitation:**
 $S_{q0} = (2.1+0.30) \times (2.35 +0.30) = 6.36 \text{ m}^2$
- $S_{\text{poteau}} = 6.36 - (0.40 \times 0.45) = 6.18\text{m}^2$

niveaux	Éléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher Terrasse : $5.43 \times 4.94 = 26.82$	26.82	
	$P_S : (0.3 \times 0.35) \times (2.1) \times 25 = 5.51$	5.51	
	$P_p : (0.3 \times 0.40) \times (2.35) \times 25 = 7.05$	7.05	
	Acrotère : $(2.1 + 0.30 + 0.30 + 2.35) \times 1.8325 = 9.25$	9.25	
	$Q_b = 1 \times 6.36 = 6.36$		6.36
	Venant 1-1	48.63	6.36
2-2	Venant 1-1	48.63	6.36
	$P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$	13.77	
	Mure extérieure ₁ : $2.80 \times (3.06 - 0.40) \times 2.1 = 15.64$	15.64	
	Mure extérieure ₂ :		

	$2.80 \times (3.06 - 0.45) \times 2.35 = 17.17$	17.17	
	Venant 2-2	95.21	6.36
3-3	Venant 2-2 Plancher étage courant : $5.21 \times 4.94 = 25.74$ $P_S : (0.3 \times 0.35) \times (2.1) \times 25 = 5.51$ $P_P : (0.3 \times 0.40) \times (2.35) \times 25 = 7.05$ $Q_b = 1.5 \times 6.36 = 9.54$	95.21 25.74 5.51 7.05	6.36 9.54
	Venant 3-3	133.51	15.9
4-4	Venant 3-3 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$ Mure extérieure ₁ : $2.80 \times (3.06 - 0.40) \times 2.1 = 15.64$ Mure extérieure ₂ : $2.80 \times (3.06 - 0.45) \times 2.35 = 17.17$	133.51 13.77 15.64 17.17	15.9
	Venant 4-4	180.09	15.9
5-5	Venant 4-4 Plancher étage courant : $5.21 \times 4.94 = 25.74$ $P_S : (0.3 \times 0.35) \times (2.1) \times 25 = 5.51$ $P_P : (0.3 \times 0.40) \times (2.35) \times 25 = 7.05$ $Q_b = 1.5 \times 6.36 \times 0.9 = 8.59$	180.09 38.3 5.51 7.05	15.9 8.59
	Venant 5-5	218.39	24.49
6-6	Venant 5-5 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$ Mure extérieure ₁ : $2.80 \times (3.06 - 0.40) \times 2.1 = 15.64$ Mure extérieure ₂ : $2.80 \times (3.06 - 0.45) \times 2.35 = 17.17$	218.39 46.58 15.64 17.17	24.49

	Venant 6-6	264.97	24.49
7-7	Venant 6-6 Plancher étage courent : $5.21 \times 4.94 = 25.74$ $P_S : (0.3 \times 0.35) \times (2.1) \times 25 = 5.51$ $P_p : (0.3 \times 0.40) \times (2.35) \times 25 = 7.05$ $Q_b = 1.5 \times 6.36 \times 0.8 = 7.63$	264.97 38.3	24.49 7.63
	Venant 7-7	303.27	32.12
8-8	Venant 7-7 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$ Mure extérieure ₁ : $2.80 \times (3.06 - 0.40) \times 2.1 = 15.64$ Mure extérieure ₂ : $2.80 \times (3.06 - 0.45) \times 2.35 = 17.17$	303.27 46.52	32.12
	Venant 8-8	349.79	32.12
9-9	Venant 8-8 Plancher étage courent : $5.21 \times 4.94 = 25.74$ $P_S : (0.3 \times 0.35) \times (2.1) \times 25 = 5.51$ $P_p : (0.3 \times 0.40) \times (2.35) \times 25 = 7.05$ $Q_b = 1.5 \times 6.36 \times 0.7 = 6.68$	349.79 38.3	32.12 6.68
	Venant 9-9	388.09	38.8
10-10	Venant 9-9 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$ Mure extérieure ₁ : $2.80 \times (3.06 - 0.40) \times 2.1 = 15.64$ Mure extérieure ₂ : $2.80 \times (3.06 - 0.45) \times 2.35 = 17.17$	388.09 46.52	38.8
	Venant 10-10	434.61	38.8

11-11	<p>Venant 10-10</p> <p>Plancher étage courent : Plancher étage courent : $5.21 \times 4.94 = 25.74$</p> <p>$P_s : (0.3 \times 0.35) \times (2.1) \times 25 = 5.51$</p> <p>$P_p : (0.3 \times 0.40) \times (2.35) \times 25 = 7.05$</p> <p>$Q_b = 1.5 \times 6.36 \times 0.6 = 5.72$</p>	434.61	38.8
	Venant 11-11	472.91	44.52
12-12	<p>Venant 11-11</p> <p>$P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$</p> <p>Mure extérieure₁ :</p> <p>$2.80 \times (3.06 - 0.40) \times 2.1 = 15.64$</p> <p>Mure extérieure₂ :</p> <p>$2.80 \times (3.06 - 0.45) \times 2.35 = 17.17$</p>	472.91	44.52
	Venant 12-12	519.49	44.52
13-13	<p>Venant 12-12</p> <p>Plancher étage courent :</p> <p>$5.21 \times 4.94 = 25.74$</p> <p>$P_s : (0.3 \times 0.35) \times (2.1) \times 25 = 5.51$</p> <p>$P_p : (0.3 \times 0.40) \times (2.35) \times 25 = 7.05$</p> <p>$Q_b = 1.5 \times 6.36 \times 0.5 = 4.77$</p>	519.49	44.52
	Venant 13-13	557.79	49.29
14-14	<p>Venant 13-13</p> <p>$P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$</p> <p>Mure extérieure₁ :</p> <p>$2.80 \times (3.06 - 0.40) \times 2.1 = 15.64$</p> <p>Mure extérieure₂ :</p> <p>$2.80 \times (3.06 - 0.45) \times 2.35 = 17.17$</p>	557.79	49.29
	Venant 14-14	604.37	49.29

15-15	Venant 14-14 Plancher étage courant : $5.21 \times 4.94 = 25.74$ $P_s : (0.3 \times 0.35) \times (2.1) \times 25 = 5.51$ $P_p : (0.3 \times 0.40) \times (2.35) \times 25 = 7.05$ $Q_b = 1.5 \times 6.36 \times 0.5 = 4.77$	604.37 38.3	49.29 4.77
	Venant 15-15	642.67	54.06
16-16	Venant 15-15 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$ Mure extérieure ₁ : $2.80 \times (3.06 - 0.40) \times 2.1 = 15.64$ Mure extérieure ₂ : $2.80 \times (3.06 - 0.45) \times 2.35 = 17.17$	642.67 46.58	54.06
	Venant 16-16	689.25	54.06
17-17	Venant 16-16 Plancher étage courant : $5.21 \times 4.94 = 25.74$ $P_s : (0.3 \times 0.35) \times (2.1) \times 25 = 5.51$ $P_p : (0.3 \times 0.40) \times (2.35) \times 25 = 7.05$ $Q_b = 1.5 \times 6.36 \times 0.5 = 4.77$	689.25 38.3	4.77
	Venant 17-17	727.55	58.83
18-18	Venant 17-17 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 3.06) = 13.77$ Mure extérieure ₁ : $2.80 \times (3.06 - 0.40) \times 2.1 = 15.64$ Mure extérieure ₂ : $2.80 \times (3.06 - 0.45) \times 2.35 = 17.17$	727.55 46.58	58.83
	Venant 18-18	774.13	58.83

19-19	Venant 18-18 Plancher étage courent : $5.21 \times 4.94 = 25.74$ $P_s : (0.3 \times 0.35) \times (2.1) \times 25 = 5.51$ $P_p : (0.3 \times 0.40) \times (2.35) \times 25 = 7.05$ $Q_b = 2.5 \times 6.36 \times 0.5 = 7.95$	774.13 38.3	58.83 7.95
	Venant 19-19	812.43	66.78
20-20	Venant 19-19 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.4 \times 0.45 \times 4.08) = 18.36$ Mure extérieure ₁ : $2.80 \times (4.08 - 0.40) \times 2.1 = 21.64$ Mure extérieure ₂ : $2.80 \times (4.08 - 0.45) \times 2.35 = 23.89$	812.43 18.36 21.64 23.89	66.78
Venant total	Venant 20-20	876.32	66.78

Tableau. 4.14 : Descente des charges sur le poteau de rive(E9)

Donc :

- ✓ Charge permanente : $G1 = 876.32 \text{ K N}$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q1 = 66.78 \text{ KN}$

$$N_u = 1.35G1 + 1.5Q1 = 1283.20 \text{ KN}$$

$$N_s = G1 + Q1 = 943.1 \text{ KN}$$

❖ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (art : 7.4.3.1 ; p64) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

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

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

$$N_d = N_{\text{ser}} = G + Q = 943100 \text{ N}$$

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \frac{943100}{400 \times 450 \times 25} = 0.21 \leq 0.3 \quad \text{CV}$$

❖ Vérification de la section de poteau :

$$N_U \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_U = 1283200 \leq \overline{Nu} = 0.80 \times \left[\frac{163400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1440 \times \frac{400}{1.15} \right] = 2821436.393 \text{ N} \quad (\text{CV}).$$

4.4. Conclusion :

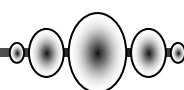
Le but de ce chapitre était la détermination des Évaluations des charges et Descente des charges.

- Les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux ; Ensuite Vérification de l'effort normal réduit

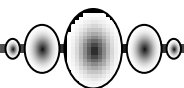


Parties

02



Chapitre 5:
Calcul des éléments secondaires



5. Calcul des éléments secondaires

Introduction :

Les éléments secondaires (non structuraux), sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, ni du système porteur. Leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagés, ils sont réalisés généralement en maçonnerie ou en béton. Les éléments à étudier sont :

- 1) Acrotère
- 2) Balcons
- 3) Planchers
- 4) Ascenseur
- 5) Escaliers

5.1. Etude de l'acrotère :

5.1.1. Introduction :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse

Inaccessible en flexion composée pour une bande de **1.00 m** de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_G dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :

5.1. 2. Surface:

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

5.1.3. Les charges:

a. Les Charges permanentes :

G_1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G_2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 1.7125 + 0.12 = 1.8325 \text{ KN/ml}$

b. Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontale solliciter l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m .

D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage [2] se trouve dans la zone sismique IIa $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L' RPA99: $\Rightarrow C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 1.8325 \text{ KN/ml.}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.8325 = 0.8796 \text{ KN/ml} = 87.96 \text{ dan/ml}$

87.96 dan/ml < 100 dan/ml.

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $F = Q = 100 \text{ dan/ml} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$,

5.1.4 .Les sollicitations:

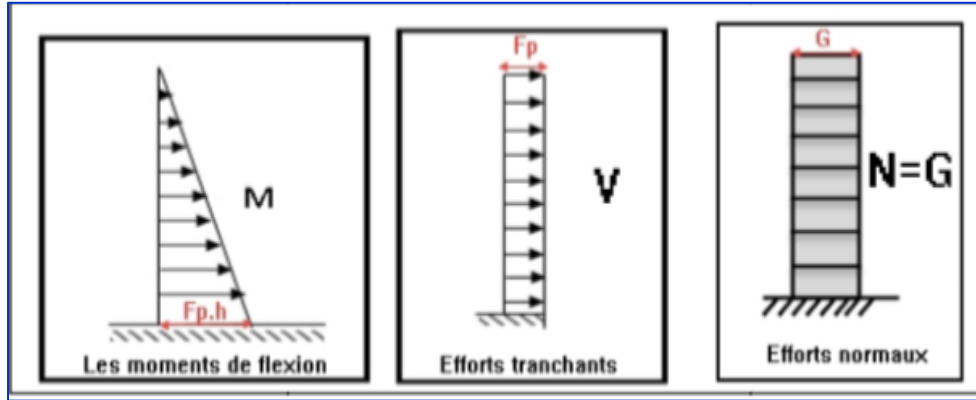


Figure 5.1.1. Schéma statique.

Section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

- $M = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ dan.m}$
- $N = G = 183.25 \text{ dan/ml}$
- $T = Q = 100 \text{ dan/ml}$

5.1.5. Combinations d'action ($M_G=0$):

- **E.L.U: ($1.35G + 1.5Q$)**

$$N_u = 1 \times N = 1 \times 183.25 = 183.25 \text{ dan/ml}$$

On ne le majoré pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 60 = 90 \text{ dan.m}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 100 = 150 \text{ dan/ml}$$

- **E.L.S : ($G + Q$)**

$$N_{ser} = N_g = 183.25 \text{ dan/ml.}$$

$$M_{ser} = M_g + M_q = 0.6 \times 100 + 0 = 60 \text{ dan.m.}$$

5.1.6. Calcul de ferrailage:

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$ et de hauteur $h=10 \text{ cm}$.

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries ($c=3 \text{ cm}$)

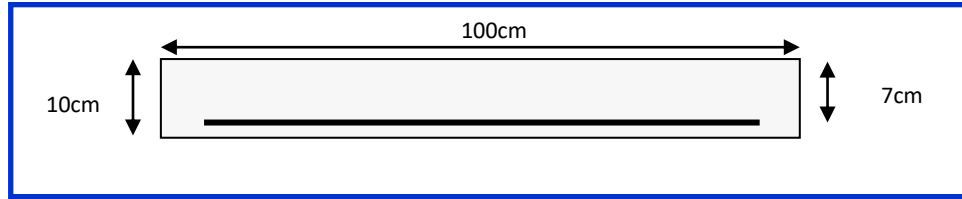


Figure 5.1.2. Section à ferrailer.

5.1.7. Diamètre des barres : BAEL (art A.7.2.1) :

Les diamètres employés sont : $\Phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_L \leq 10mm$

On prend : $\Phi_l = 8mm$ et on prend : $\Phi_t = 6mm < \Phi_l$

5.1.7.1. Protection des armatures :

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures ; soit $c=3cm$ à partir de l'axe de l'armature.

5.1.7.2. Armatures longitudinales :

✚ E.L.U

1. Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1832.5} = 0.491 m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 m \quad \Rightarrow e_G = 0.491 m > h/2 = 0.05 m$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_l égale au moment par rapport aux armatures tendues.

2. Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1832.5 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 936.65 N \cdot m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.01346 < \mu l = 0.392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_f'=0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.017) = 0.993$$

$$\mu = 0.01346 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.0176 \quad , \quad \beta = 0.993$$

$$A'' = \frac{Ml}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{936.65}{348 \times 0.933 \times 7} = 0.387 \text{cm}^2$$

3. Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression :

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s \times 100}; \quad \text{Et} \quad A' = A_f' = 0$$

$$A = 0.387 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.334 \text{Cm}^2$$

✚ E.L.S :

1. Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.327 \text{m}$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

2. Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_{ser}^1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1832.5 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 636.65 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{636.65}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.00064$$

$$\mu_1 = 0.00064 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.999 \quad ; \quad k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 1.91 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$A^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \times \beta_1 \times d} = \frac{636.65}{201.63 \times 0.999 \times 7} = 0.451 \text{ cm}^2$$

3. Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 0.451 - \frac{636.65}{100 \times 201.63} = 0.360 \text{ cm}^2$$

5.1.7. 3. Condition de non fragilité :

- Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1).

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad (f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}).$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{min}) = (0.334 ; 0.360 ; 0.84)$$

$$\Rightarrow A = A^{min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a dopte : } A^\ell = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

5.1.7. 4. Pourcentage minimale des armatures longitudinales :

Selon B.A.E. L91 (B.5.3.1)

$$A_L \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{ser} ; A_L) = \max (0.38 ; 0.45 ; 2.5) = 2,5 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : $A_1 = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2,51 \text{ cm}^2$.

5.1.7.5. Armatures de répartitions:

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0.35 \div 0.705).$$

$$\text{On a dopte : } A^r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- L'espacement des armatures :

$$A_\ell = 5 \text{ } \emptyset 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant:** BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable,

alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5.1.2. Présentation du ferrailage :

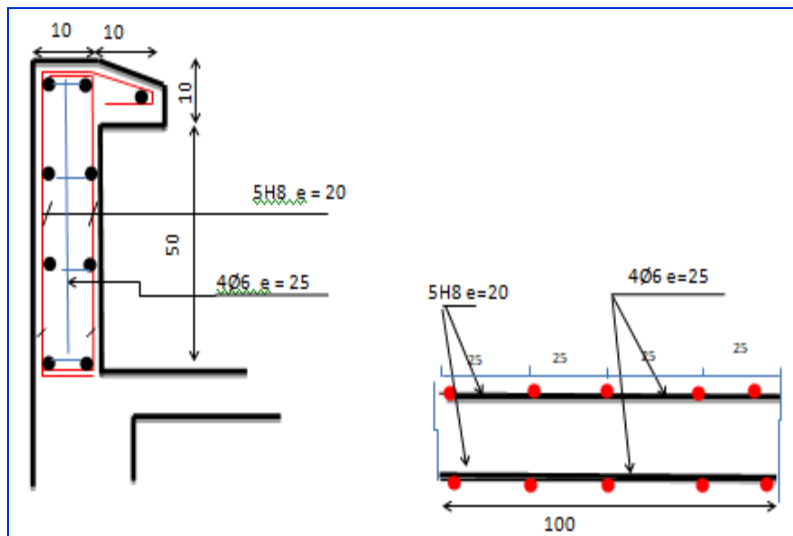


Figure. 5.1.3. Schéma ferrailage de l'acrotère

5.2. Les Balcons :

Dans les bâtiments usage d'habitation et commerciale, le balcon est un élément décoratifs, les balcons sont ancrés dans les poutres et sont sollicités en flexion simple. Les types étudiés est représenté par les figures ci-dessous :

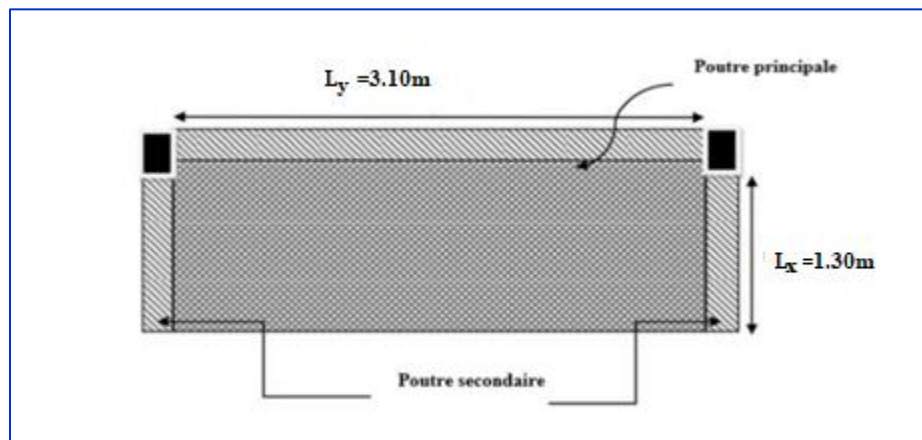


Figure.5.2.1.types des balcons.

5.2.1. Méthode de calcul :

D'après le livre « CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME », M.BELAZOUGUI, 1972.

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

G : charge permanentes

Q : Surcharge d'exploitation.

P : charge de murs extérieurs et l'acrotère.

5.2.2. Évaluation des charges :

5.2.2.1. Terrasse :

$$g = G \times 1m = 6.37 \text{KN/m}\ell \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1m = 1 \text{ KN/m}\ell \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = 1.8325 \times 1m = 1.8325 \text{ KN/m}\ell \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

5.2.2.2 Étage courant :

$$g = G \times 1m = 5.31 \text{KN/m}\ell \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1m = 3.5 \text{ KN/m}\ell \quad (\text{surcharge d'exploitation}).$$

$$P = (3.06 - 0.45) \times 2.80m = 7.308 \text{ KN/m}\ell \quad (\text{poids du mur extérieure de 30cm}).$$

5.2.2.3. Combinaison des charges:

- Terrasse:

$$\text{E.L.U} : P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (6.37 + 1.8325) + 1.5 \times (1) = 12.5734 \text{KN/m}\ell$$

$$\text{E.L.S} : P_{ser} = g + q = 9.2025 \text{KN/m}\ell.$$

- Étage courant:

$$\text{E.L.U} : P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (5.31 + 7.308) + 1.5(3.5) = 22.2843 \text{KN/m}\ell$$

$$\text{E.L.S} : P_{ser} = g + q = 16.118 \text{KN/m}\ell$$

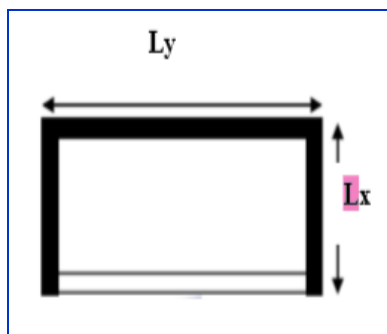
5.2.3. Le calcul de sollicitations:

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.30}{3.10} = 0.419 > 0.4 \quad (\text{la dalle travaillant dans deux sens})$$

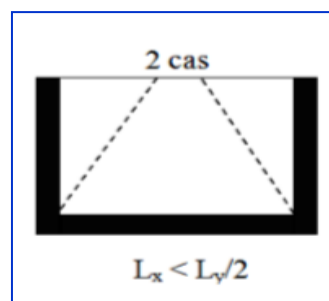
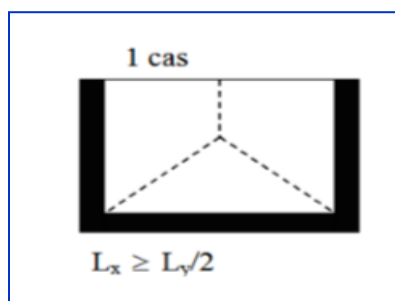
- D'après Livre OUVRAGE EN BETON ARME, M.BELAZOUGUI.
- Article (3.2.3) P.168 « Cas particuliers-Dalle sur 3 appuis ».

❖ Méthode de calcul :

Dalle pleines sur 3 appuis (balcon):



On utilise pour ce cas le théorème des lignes de rupture



1er cas : Si $L_x \geq \frac{L_y}{2}$

$$M_y = \frac{P L_y^2}{8} \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{P \cdot L_y^3}{48}$$

$$M_x = \frac{P \cdot L_y^3}{24}$$

2eme cas : Si $L_x \leq \frac{L_y}{2}$

$$M_y = \frac{P L_x^3}{6}$$

$$M_x = \frac{p \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2}{3} \cdot p L_x^3$$

$$L_x = 1.30m$$

$$L_y = 3.10m$$

- $L_x = 1.30 \leq \frac{3.10}{2} = 1.55m$ (le 2eme cas)

$$\begin{cases} M_y = \frac{P L_x^3}{6} \\ M_x = \frac{p \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2}{3} \cdot p L_x^3 \end{cases}$$

5.2.3.1. Calcul des moments :

- terrasse:

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x$$

- ELU:

$$P_u = 12.5734 \text{ KN/m}^2$$

$$M_y = \frac{P L x^3}{6} = \frac{12.57 \times 1.30^3}{6} = 4.60 \text{ KN.m}$$

$$M_x = \frac{p \cdot L x^2 \cdot L y}{2} - \frac{2}{3} \cdot p L x^3 = \frac{12.57 \times 1.30^2 \times 3.10}{2} - \frac{2}{3} \cdot 12.57 \times 1.30^3 = 14.52 \text{ KN.m}$$

5.2.3.2. Evaluation des moments en travées et sur appuis:**5.2.3.2.1. Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times 14.52 = 4.356 \text{ KN.m}$$

5.2.3.2.2. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 12.342 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 3.91 \text{ KN.m}$$

P_u (KN)	M_y (KN .m)	M_x (KN .m)	M_{ax} (KN .m)	M_{ay} (KN .m)	M_{tx} (KN .m)	M_{ty} (KN .m)
12.573	4.60	14.52	4.356	4.356	12.342	3.91

Moment de dalle à terrasse (ELU)

- ELS :

$$P_s = 9.2025 \text{ KN/ml}$$

Ps (KN)	M _y (KN .m)	M _x (KN .m)	M _{ax} (KN .m)	M _{ay} (KN .m)	M _{tx} (KN .m)	M _{ty} (KN .m)
9.2025	3.37	10.63	3.19	3.19	9.04	2.86

Moments de dalle à terrasse (ELS)

✚ Étage courant:

- ELU :

Pu=22.2843KN/mℓ

Pu (KN)	M _y (KN .m)	M _x (KN .m)	M _{ax} (KN .m)	M _{ay} (KN .m)	M _{tx} (KN .m)	M _{ty} (KN .m)
22.284	8.16	25.73	7.72	7.72	21.87	6.94

Moment de dalle à étage courant (ELU)

- ELS :

Ps=16.118KN/mℓ

Pu (KN)	M _y (KN .m)	M _x (KN .m)	M _{ax} (KN .m)	M _{ay} (KN .m)	M _{tx} (KN .m)	M _{ty} (KN.m)
16.118	5.90	18.61	5.58	5.58	15.82	5.02

Moments de dalle à étage courant (ELS)

5.2.3.3. Ferraillage :

L'enrobage :

$$C \geq c_0 + \frac{\phi}{2} \quad C_0 = 1\text{cm (fissuration peu préjudiciable) [(CBA93.A.7.1)]}$$

$$\phi \leq \frac{h}{10} = 15/10 = 1.5\text{cm} \quad C \geq 1 + 1.5 / 2 = 1.75 \text{ cm} \approx 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on adopte : } C = 2\text{cm} \quad d = h - c = 15 - 2 = 13\text{cm.}$$

$$d = 13\text{cm} ; c = 2\text{cm}$$

$$dx = h - c = 15 - 2 = 13\text{cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13 - \frac{1+1}{2} = 13 - 1 = 12 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.392, \quad \text{avec} \quad \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

✚ Terrasse:
➤ En travée

$$M_{tx} = 12.342 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{12342}{14.2 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0.051 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.065$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.065) = 0.974$$

$$\mu = 0.051 \Rightarrow \alpha = 0.065 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{12342}{348 \times 0.974 \times 13} = 2.80 \text{ cm}^2$$

$$M_{ty} = 3.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{3910}{14.2 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0.019 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.024$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.024) = 0.990$$

$$\mu = 0.019 \Rightarrow \alpha = 0.024 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{3910}{348 \times 0.990 \times 12} = 0.946 \text{ cm}^2$$

Moment	M_{max} (KN.m)	b	d	μ	α	β	σ_s	A_{Calcul} cm^2
M_{tx}	12.342	100	13	0.051	0.065	0.974	348	2.80
M_{ty}	3.91	100	12	0.019	0.024	0.990	348	0.946

➤ **Sur appui:**

$$M_{ax} = 4.356 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{4356}{14.2 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0.018 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.023) = 0.991$$

$$\mu = 0.018 \Rightarrow \alpha = 0,023 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d \cdot x} = \frac{4356}{348 \times 0.992 \times 13} = 0.971 \text{ cm}^2$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 4.356 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{4356}{14.2 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0.021 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.027$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.027) = 0.989$$

$$\mu = 0.021 \Rightarrow \alpha = 0,027 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d \cdot y} = \frac{4356}{348 \times 0.989 \times 12} = 1.055 \text{ cm}^2$$

Moment	M_{max} (KN.m)	b	d	μ	α	β	σ_s	A_{Calcul} cm^2
Max	4.356	100	13	0.018	0.023	0.991	348	0.971
May	4.356	100	12	0.021	0.027	0.989	348	1.055

✚ **Étage courant:**

➤ En travée:

Moment	M_{max} (KN.m)	b	d	μ	A	β	σ_s	A_{Calcul} cm^2
Mtx	21.87	100	13	0.091	0.119	0.952	348	5.080
Mty	6.94	100	12	0.034	0.043	0.983	348	1.691

➤ Sur appui :

Moment	M_{max} (KN.m)	b	D	μ	A	β	σ_s	A_{Calcul} cm^2
Max	7.72	100	13	0.032	0.041	0.984	348	1.73
May	7.72	100	12	0.038	0.048	0.981	348	1.88

5.2.3.4. Condition de non fragilité : CBA93 (art. A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En travée : } A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57$$

$$\text{Sur appuis : } A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45$$

5.2.3.5. Pourcentage minimal des armatures : CBA93 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

✓ Terrasse :

		$A_{cal} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	$A'_{min} \text{ cm}^2$	$A_{max} \text{ cm}^2$	$A_{adp} \text{ cm}^2$
En travée	Sans X	2.80	1.57	1.5	2.80	5T12= 5.65cm ²
	Sans Y	0.95	1.45	1.5	1.50	4T10=3.14cm ²
En appui	Sans X	0.79	1.57	1.5	1.57	4T10=3.14cm ²
	Sans Y	1.05	1.45	1.5	1.05	4T10=3.14cm ²

✓ Étage courant :

		$A_{cal} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	$A'_{min} \text{ cm}^2$	$A_{max} \text{ cm}^2$	$A_{adp} \text{ cm}^2$
En travée	Sans X	5.08	1.57	1.5	5.08	5T12= 5.65cm ²
	Sans Y	1.69	1.45	1.5	1.69	4T10=3.14cm ²
En appui	Sans X	1.73	1.57	1.5	1.73	4T10=3.14cm ²
	Sans Y	1.88	1.45	1.5	1.88	4T10=3.14cm ²

5.2.3.6. Espacement entre les armatures : [BAEL91 (article A.8.2, 42)] :

❖ Les armatures longitudinales:

1. Terrasse: $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$ Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.
2. Étage couran : $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

❖ Les armatures transversales :

1. Terrasse : $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 33 \text{ cm}$.
2. Étage courant : $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$$S_t^l \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \implies S_t^l = 25\text{cm} < 33 \text{ cm}$$

$$S_t^t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) \implies S_t^t = 33\text{cm} < 45\text{cm}$$

5.2.3.7. Vérification à l'état limite de servies:

Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable (éléments exposés aux intempéries (pluie, vent...) ou bien en contact avec l'eau) :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{CBA93 (article A 4.5.3.3)}$$

f_e : limite élastique.

η : coefficient de fissuration avec : $\eta = 1,6$ pour H.A (diamètres ≥ 6 mm)

f_{ij} : la contrainte du béton à la traction à j jours.

❖ Les contraintes limites :

La contrainte de compression du béton :

$$\sigma_{bc}^{\text{III}} = 0.6 f_{c28} \quad ; \quad \sigma_{bc}^{\text{III}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^{\text{III}}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{ij}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{(1.6 \times 2.1)} \right] = 201.63 [\text{MPa}]$$

❖ la contrainte dans le béton :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{\text{III}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc}^{\text{III}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser. y}}{I}$$

$$\text{On a : } A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2.$$

Recherche de la position de la fibre neutre (valeur de y) :

On a :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - n A_{st} (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 5.65y - 15 \times 5.65 \times 13 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3.922 \text{ cm}$$

Alors le moment d'inertie est :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n A_{st} (d - y)^2 = \frac{1 \times 3.922^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (13 - 3.922)^2 = 7004.36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.58 \times 10^6 \text{N.mm} \times 39.22 \text{mm}}{7004.36 \times 10^4 \text{mm}^4} = 3.12 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.12 \text{MPa} < \sigma_{bc}^{\text{III}} = 15 \text{MPa}$ Condition Vérifiée.

❖ la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5.58 \times 10^6 \text{N.mm}}{7004.36 \times 10^4 \text{mm}^4} \times (130 - 39.22) = 108.48 \text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 108.48 \text{MPa} < \sigma_{st} = 201.63 \text{MPa}$(Condition Vérifiée)

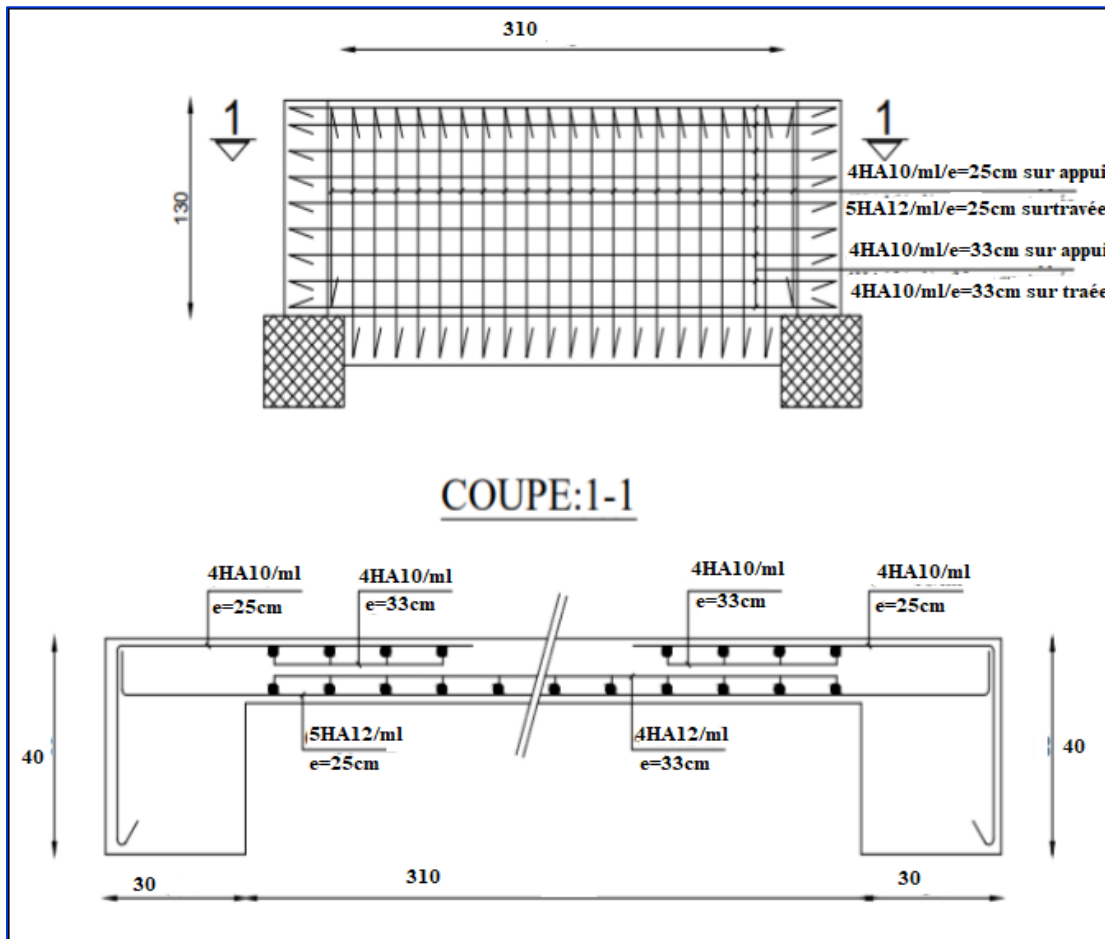


Figure 5.2.2. Schéma de ferrailage de balcon.

5. 3. Les planchers à corps creux :

5.3.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à corps creux... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions $(20 \times 24 \times 65) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

- Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- ✓ Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- ✓ Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- ✓ Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

5.3.2. Méthode de calcul :

D'après le [B.A.E.L91] Pour la détermination des efforts tranchantes et des moments fléchissant (calculées à la flexion simple) dans le cas des poutrelles ; on utilise l'une des trois méthodes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode Caquot.
- ✓ Méthode des trois moments

5.3.3. Calcul des poutrelles :

5.3.3.1. La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- a. La fissuration n'est pas préjudiciable.
- b. Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- c. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- d. Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

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

5.3.3.1.1. Principe de la méthode forfaitaire : [BAEL 91]

➤ Les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ Le rapport des charges d'exploitations sur la Somme des charges d'exploitations

Et permanents en valeur pondérée.

- M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.
- M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- M_t : Moment en travée de la travée considérée.
- L_i : Portée de la travée.

Les conditions à vérifier sont :

▪ Les moments en travée:

- $M_t \geq \max[1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{(travée de rive)} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{(travée intermédiaire)} \end{cases}$

Avec :

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

▪ Les moments en appui:

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.6M_0$: pour poutre de deux travées

➤ Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

En supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

15% Si c'est une poutre à deux travées

10% Si c'est une poutre à plus de deux

Avec : $V_0 = \frac{qL}{2}$

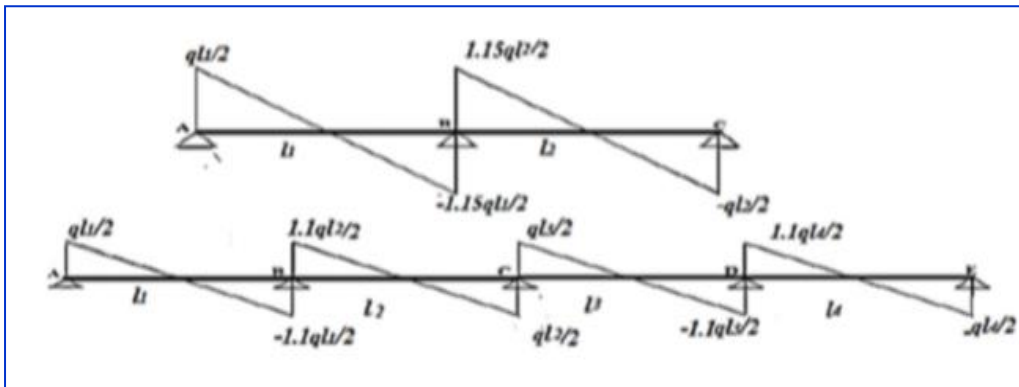


Figure 5.3.1. Evaluation des efforts tranchants

5.3.3.2. La méthode de Caquot:

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

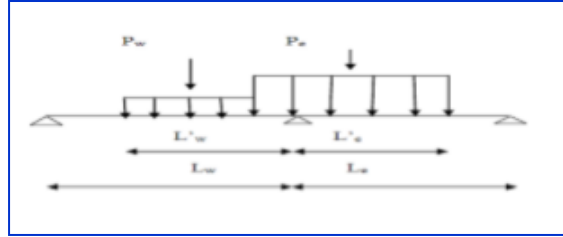


Figure .5.3.2.poutre continues.

5.4.3.2.1. Condition d'application :

- ✓ $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- ✓ Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

- Calcul des moments max sur les appuis: (BAEL. Art. L. III,3)

Travée de rive : $M_a = 0$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_a = -\frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8.5(L_w + L_e)}$$

- Calcul des moments max sur les travées:

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$M_{tm} = \frac{qX^2}{2} + M_w$$

- Calcul Les efforts tranchants max sur les travées :

$$T_d = \frac{qL}{2} + \frac{M_e - M_w}{L} ;$$

$$T_g = -\frac{qL}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

○ Dimensionnement des poutrelles:

$$h = 20 \text{ cm}; \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}; \quad b = 65 \text{ cm}$$

5.3.4. Combinaison des charges :

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	ELU (KN/ml) $qu = (1,35G + 1,5Q) \times b$	ELS (KN/ml) $qs = (G + Q) \times b$
Terrasse inaccessible	5.43	1.00	0.65	5.74	4.18
Etage courant	5.21	1.5	0.65	6.03	4.36

Tableau 5.1 : Évaluation des charges et surcharges sur poutrelles.

5.3.5. Les différents types de poutrelles :

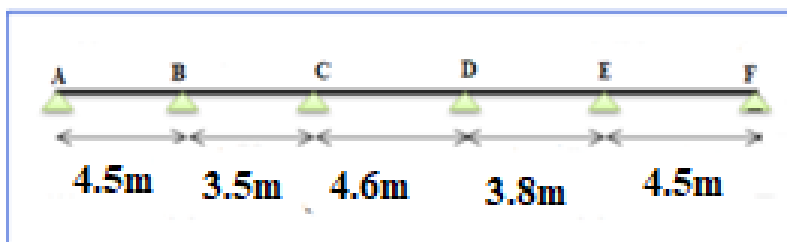
5.3.5.1. Calcul des planchers a corps creux :

Nous avons deux types des poutrelles continues dans le plancher étage courant et le plancher terrasse.

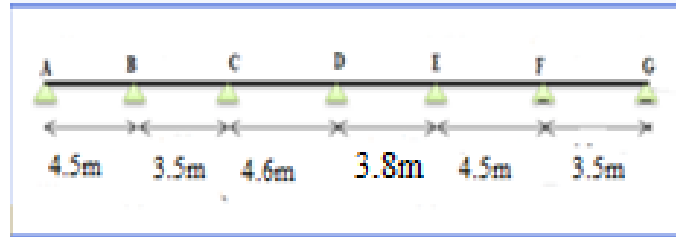
5.4.5.1. 1. Types des nervures :

Nous avons 3 types des poutrelles à calculer :

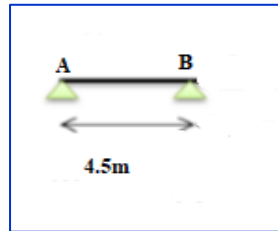
Type 1 : plancher repose sur (7) appuis.



Type 2 : plancher repose sur (6) appuis.



Type 3 : plancher repose sur (2) appuis.



5.3.6. Calcul des sollicitations dans les poutrelles :

5.3.6.1 .Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- a. Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{4.50}{3.50} = 1.28; \frac{3.50}{5.00} = 0.7; \frac{4.60}{3.40} = 1.35; \frac{3.40}{4.50} = 0.75; \frac{4.50}{3.50} = 1.28 \leq 1.25 \rightarrow \text{C. N. V}$$

- b. Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5\text{KN/m}^2)$

- Plancher étage courant :

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5.21 = 10.42\text{KN/m}^2) ; 5\text{KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{C. V}$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 5 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5.21 = 10.42\text{KN/m}^2) ; 5\text{KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{C. V}$$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 5.43 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5.43 = 10.86\text{KN/m}^2) ; 5\text{KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{C. V}$$

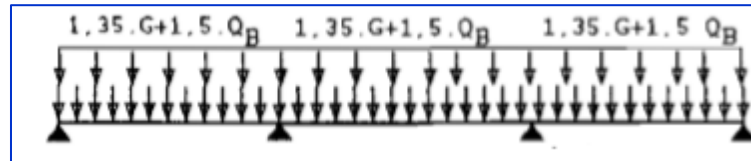
- c. Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée C. V

- d. Fissuration peu nuisible C. V

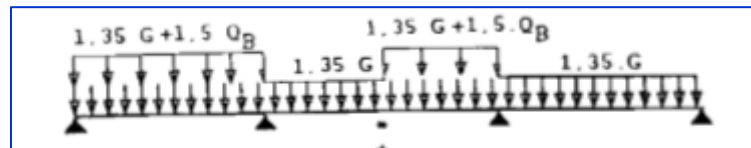
Nous utilisons la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 1^{ème} condition n'est pas vérifiée).

5.3.6.2. Détermination des efforts internes :

Cas1

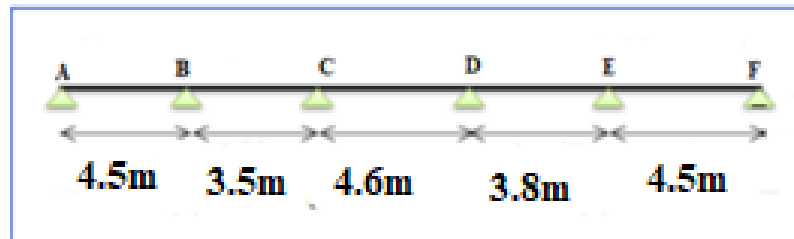


Cas2



1. Plancher terrasse inaccessible:

- type 01:



- Calcul des moments max au niveau des appuis :

En prend :

$L' = L$ (travée de rive)

$L' = 0.8 L$ (travée intermédiaire)

- Calcul des moments max sur les appuis:

Travée de rive : $M_a = 0$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_a = -\frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8.5(L_w' + L_e')}$$

➤ Calcul des moments max sur les travées:

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$M_{tm} = \frac{qX^2}{2} + M_w$$

➤ Calcul Les efforts tranchants max sur les travées :

$$T_d = \frac{qL}{2} + \frac{M_e - M_w}{L} ;$$

$$T_g = -\frac{qL}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

ELU:

Les cas des charges		A	B	C	D	E	F
Cas 1	Ma	0	-10.46	-7.48	-7.83	-11.15	0
	X _{tm}	1.85	1.60	2.27	1.75	2.68	
	M _{tm}	9.82	-3.11	7.30	0.95	9.46	
	T _w	10.59	9.19	13.12	10.03	15.39	
	T _e	-15.24	-10.9	-13.28	-11.78	-10.44	
Cas 2	Ma	0	-10.11	-7.09	-7.35	-10.26	0
	X _{tm}	1.86	1.93	2.29	1.74	2.65	

	M_{tm}	9.93	-1.24	5.39	-0.14	9.89
	T_w	10.67	9.21	10.89	8.26	15.20
	T_e	-15.16	-7.45	-11.00	-9.81	-10.63

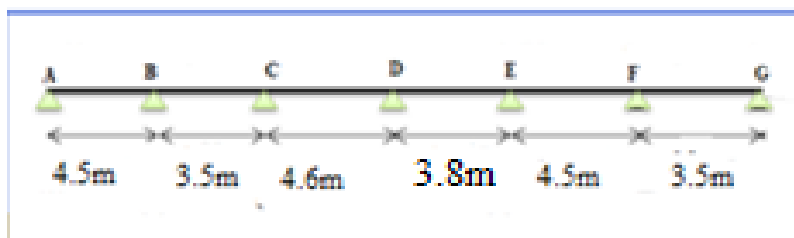
Tableau.5.2 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU type 01

ELS:

Les cas des charges		A	B	C	D	E	F
Cas 01	Ma	0	-7.62	-5.45	-5.70	-7.75	0
	X_{tm}	1.84	1.90	2.30	1.77	2.66	
	M_{tm}	7.07	-0.08	5.51	0.25	8.17	
	T_w	8.19	7.94	9.56	7.45	11.12	
	T_e	-10.61	-6.70	-9.67	-8.48	-7.68	
Cas 02	Ma	0	-7.37	-5.16	-5.35	-7.46	0
	X_{tm}	1.86	1.93	2.29	1.74	2.65	
	M_{tm}	7.23	-0.91	5.80	-0.10	7.22	
	T_w	7.77	6.70	9.57	6.04	11.06	
	T_e	-11.04	-5.44	-9.66	-7.15	-7.75	

Tableau.5.3 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELS type 01

- **type 02:**



ELU:

Les cas des charges		A	B	C	D	E	F	G
Cas 1	Ma	0	-10.46	-7.48	-7.83	-7.60	-8.16	0
	X _{tm}	1.85	1.60	2.30	1.91	2.23	2.17	
	M _{tm}	9.82	-3.11	7.70	2.64	6.67	5.35	
	T _w	10.59	9.19	13.22	10.97	12.79	12.38	
	T _e	-15.24	-10.9	-13.18	-10.84	-13.04	-7.71	
Cas2	Ma	0	-10.11	-7.09	-7.35	-7.11	-7.82	0
	X _{tm}	1.86	1.93	2.30	1.91	2.22	2.22	
	M _{tm}	9.93	-1.24	5.50	1.33	7.03	3.91	
	T _w	10.67	9.21	13.21	9.11	12.76	10.56	
	T _e	-15.16	-7.45	-13.19	-8.98	-13.07	-6.10	

Tableau.5.4 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU type 02

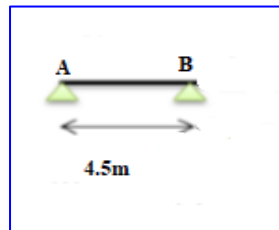
ELS:

Les cas des charges		A	B	C	D	E	F	G
Cas 1	Ma	0	-7.62	-5.45	-5.70	-5.54	-6.20	0
	X _{tm}	1.84	1.90	2.30	1.91	2.21	2.17	
	M _{tm}	7.07	-0.08	5.61	1.92	4.67	3.64	
	T _w	8.19	7.94	9.63	7.98	9.26	9.09	
	T _e	-10.61	-6.70	-9.60	-7.90	-9.55	-5.54	
Cas2	Ma	0	-7.37	-5.16	-5.35	-5.18	-5.70	0
	X _{tm}	1.86	1.93	2.30	1.91	2.22	2.22	

	M_{tm}	7.23	-0.91	5.90	0.98	5.12	2.85
	T_w	7.77	6.70	9.62	6.64	9.29	7.70
	T_e	-11.04	-5.44	-9.60	-6.55	-9.52	-4.44

Tableau.5.3.5 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELS type 02

- **type 03:**

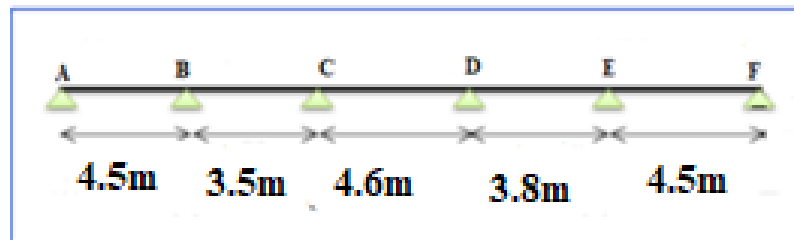


travée AB	L	P	M_0	M_a	M_t	M_e	M_w	T_e	T_w
ELU	4.50	5.74	14.53	4.36	12.35	0	0	12.92	-12.92
ELS	4.50	4.18	10.58	1.25	3.55	0	0	9.41	-9.41

Tableau.5..6 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU et ELS type 03

2. Plancher étagé courant:

- **type 01:**



ELU:

Les cas des charges		A	B	C	D	E	F
Cas 1	Ma	0	-10.99	-7.86	-8.23	-11.22	0
	X _{tm}	1.85	1.90	2.29	1.77	2.66	
	M _{tm}	10.21	-0.11	7.95	-2.28	10.11	
	T _w	11.13	11.45	13.79	10.67	16.06	
	T _e	-16.01	-9.66	-13.95	-12.24	-11.07	
Cas 2	Ma	0	-10.59	-7.28	-7.88	-10.85	0
	X _{tm}	1.86	1.96	2.28	1.74	2.64	
	M _{tm}	10.43	-1.81	8.39	-0.96	10.43	
	T _w	11.21	8.94	13.74	7.97	15.91	
	T _e	-15.92	-7.05	-14	-9.39	-11.22	

Tableau.5..7: Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU type 01

ELS:

Les cas des charges		A	B	C	D	E	F
Cas 01	Ma	0	-7.94	-5.68	-5.95	-8.11	0
	X _{tm}	1.84	1.90	2.29	1.77	2.66	
	M _{tm}	7.38	-0.07	5.75	0.88	7.31	
	T _w	8.04	8.28	9.97	7.72	11.61	
	T _e	-11.57	-6.98	-10.09	-8.85	-8.00	
Cas 02	Ma	0	-7.60	-5.29	-5.47	-7.68	0
	X _{tm}	1.86	1.95	2.29	1.73	2.64	
	M _{tm}	7.54	-1.17	6.14	-0.41	7.51	
	T _w	8.12	6.58	9.99	5.84	11.52	
	T _e	-11.50	-5.26	-10.07	-7	-8.10	

Tableau.5.3.8 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELS type 01

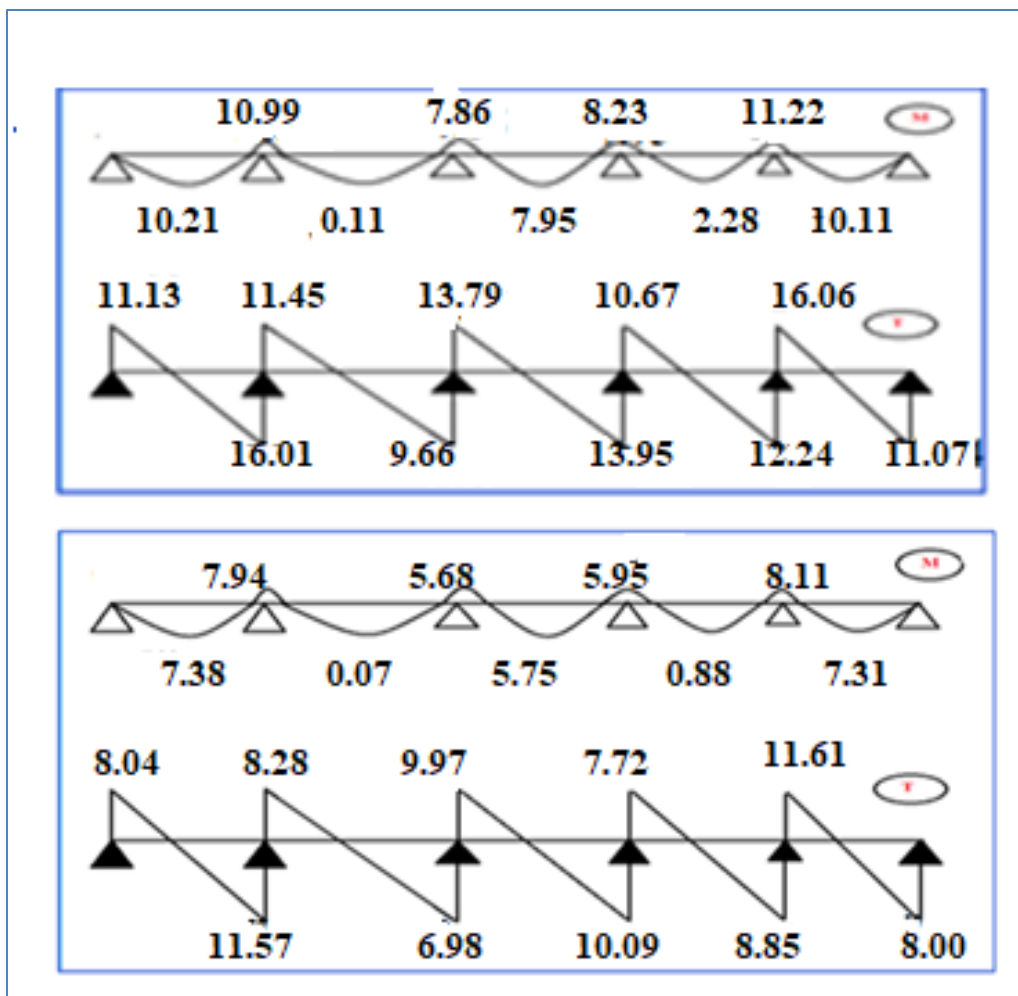
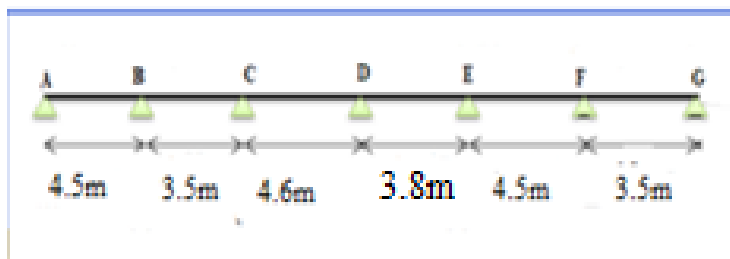


Figure . 5. 3.2 : Diagramme des moments et des efforts tranchants Cas 01 de type 01 à ELU et ELS

- type 02:

**ELU:**

Les cas des charges		A	B	C	D	E	F	G
Cas 1	Ma	0	-10.99	-7.86	-8.23	-7.99	-8.95	0
	X _{tm}	1.85	1.90	2.30	1.91	2.21	2.17	
	M _{tm}	10.21	-0.11	8.09	2.77	6.74	5.25	
	T _w	11.13	11.45	13.89	11.52	13.35	13.10	
	T _e	-16.01	-9.66	-13.85	-11.39	-13.78	-8.00	
Cas 2	Ma	0	-10.59	-7.28	-7.88	-7.26	-7.91	0
	X _{tm}	1.86	1.96	2.30	1.94	2.23	2.24	
	M _{tm}	10.43	-1.81	8.67	0.72	7.73	3.56	
	T _w	11.21	8.94	13.88	8.85	13.42	10.26	
	T _e	-15.92	-7.05	-13.85	-8.52	-13.71	-5.74	

Tableau.5.9 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU type 02

ELS:

Les cas des charges		A	B	C	D	E	F	G
Cas 1	Ma	0	-7.94	-5.68	-5.95	-5.77	-6.47	0

	X_{tm}	1.84	1.90	2.30	1.91	2.21	2.17	
	M_{tm}	7.38	-0.07	5.85	2	4.88	3.80	
	T_w	8.04	8.28	10.04	8.33	9.65	9.48	
	T_e	-11.57	-6.98	-10.01	-8.24	-9.97	-5.78	
Cas 2	Ma	0	-7.60	-5.29	-5.47	-5.29	-5.77	0
	X_{tm}	7.54	-1.17	6.24	1.91	2.23	2.24	
	M_{tm}	8.12	6.58	10.04	0.7	5.55	2.71	
	T_w	-11.50	-5.26	-10.02	6.47	9.70	7.56	
	T_e	7.54	-1.17	6.24	-6.37	-9.91	-4.27	

Tableau.5.10 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELS type 02

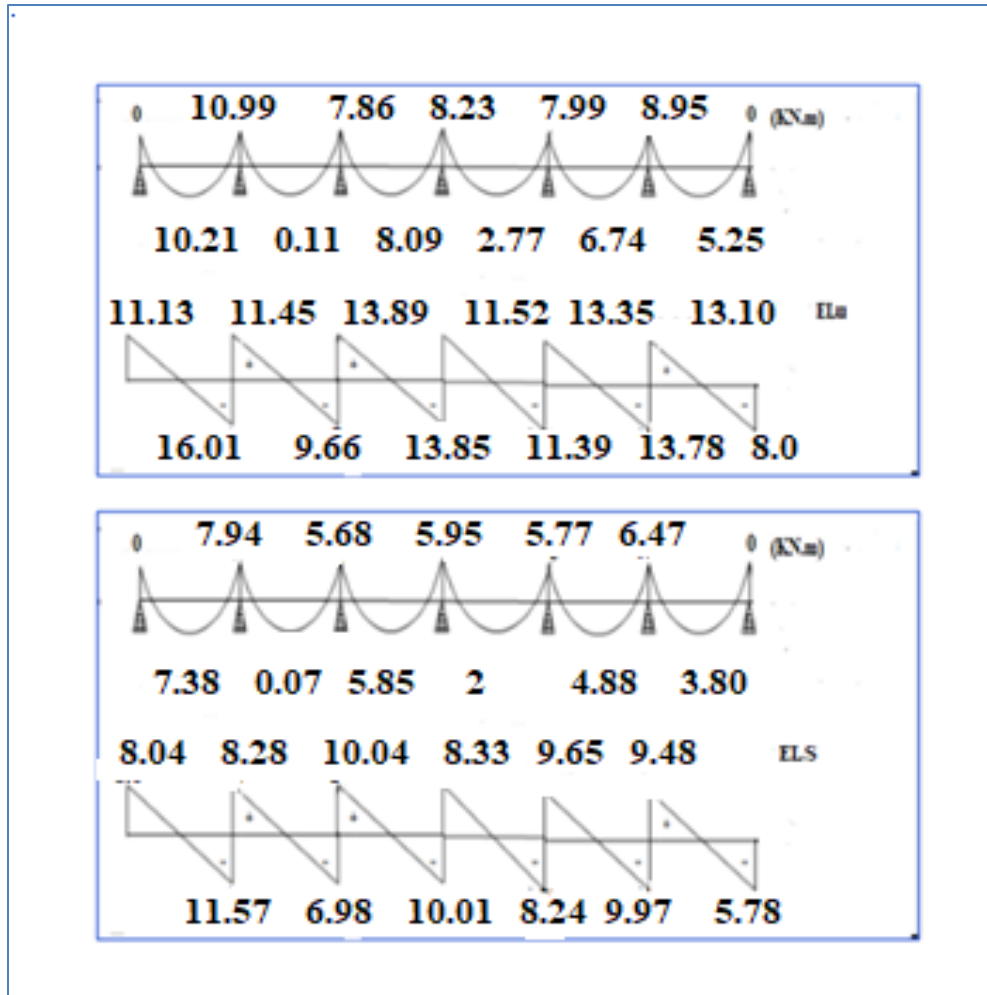
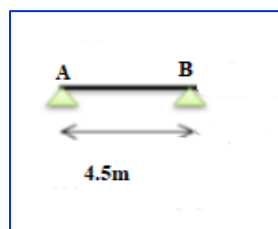


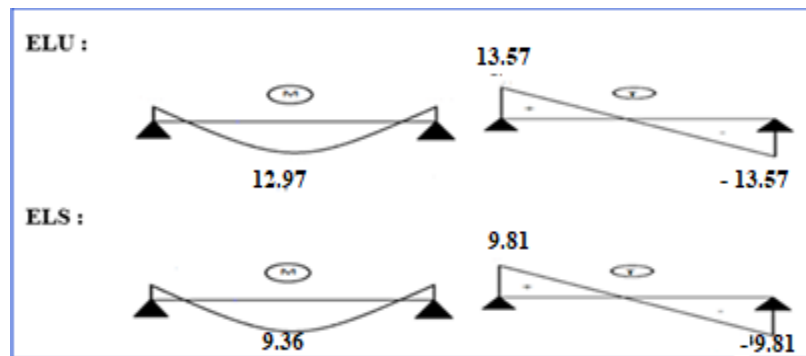
Figure 5.3.3 : Diagramme des moments et des efforts tranchants Cas 01 de type 02 ELU et ELS

- type 03:



travée AB	L	P	M ₀	M _a	M _t	M _e	M _w	T _e	T _w
ELU	4.50	6.03	15.26	4.58	12.97	0	0	13.57	-13.57
ELS	4.50	4.36	11.04	3.31	9.36	0	0	9.81	-9.81

Tableau.5.11: Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU et ELS type 03



.Figure 5.3.4 : Diagramme des moments et des efforts tranchants Cas 01 de type 03 à ELU et ELS

5.3.7. Calcul du ferrillage :

$$b = 65\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm}$$

$$h = 20\text{m} ; h_0 = 4\text{cm}$$

L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2}$$

$$C_0 = 1\text{cm} \text{ (fissuration peu préjudiciable)}. \text{ (CBA 93.A.7.1)}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2.\text{cm} \text{ (CBA93.A.7.2.1)}$$

$$C \geq 1 + \frac{2.}{2} = 2\text{cm}$$

Donc on adopte : $C = 2 \text{ cm} \rightarrow d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$

A) Planche étage courant :

	M max (appui)	M max (travée)	Tmax
E.L.U	11.22	12.97	16.06
E.L.S	8.11	9.36	11.61

❖ **Les armatures longitudinales** :

ELU :

✚ **En Travée:**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_{tab} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 12970 \text{ N.m} \leq M_{tab} = 59072 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée

Comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{12970}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.043 \leq \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.043 \Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.055 \Rightarrow \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.978$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12970}{348 \times 0.978 \times 18} = 2.12 \text{ cm}^2$$

✚ Sur Appuis:

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$.

Ma (N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
11220	0.20	0.392	0.29	0.885	2.02

ELS:

D'après le BAEL83

* La fissuration est peut nuisible \leftrightarrow Il n'y a aucune vérification concernent σ_s

Suivante est vérifiée: $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	A	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	2.12	12970	9360	1.39	25	0.445	vérifier
Appui	2.02	11220	8110	1.38	25	0.440	vérifier

a) Condition de non-fragilité: CBA93 article (A.4.2.1)

$$A_{r\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En Travée : } A_{r\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.10}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{t\min} \geq 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.10}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

b) Pourcentage minimal: CBA93 (art B.6.4)

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\text{En Travée : } A_{\min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{\min} \geq 0.001 \times 12 \times 20 = 0.24 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif: $A = \max (A_{cal}; A_{\min}; A_{\min}')$

Eléments	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A min' (cm ²)	A max (cm ²)	A adop(cm ²)
Travée	2.12	1.41	1.3	2.12	2HA12=2.26
Appuis	2.02	0.26	0.24	2.02	2HA12=2.26

c) Diamètre minimale Φ_t : CBA93 article (A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10}\right)$$

Φ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

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

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235 (BAEL99 (A.6.1, 252))

$$A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

d) Espacement des cadres S_t : CBA93 article (A.5.1, 22)

$$S_t(1) \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = (16.2; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t(1) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t(2) \leq \left(\frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \right) = \left(\frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12} \right) = 27.91 \text{ cm}$$

$$S_t(3) \leq \frac{[0.9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha) A_t]}{[b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k)]} = \frac{[0.9 \times 235 \times 1 \times 0.57]}{[12 \times 1.15] (0.74 - 0.3 \times 2.10 \times 1)} = 79.42 \text{ cm}$$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

$St \leq \min (St1; St2; St3)$

$St \leq \min (16.2 ; 27.91 ; 79.42) \rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$

Alors on prend : **St=15 cm**

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

e) Vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (A.5.1)

La contrainte tangente : $\tau_u = T_u / (b_0 \times d)$... **CBA93 article (A.5.1.1)**

-**T_u** : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

-**b₀** : Désigne la largeur de l'âme.

-**d** : La hauteur utile de la nervure.

-**T_u** = 16060 N

$$\tau_u = \frac{16060}{120 \times 180} = 0.74 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211).

$$\tau_u = 0.74 \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

D'après CBA93 article (A.5.1.31)

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a:

$$\frac{2T_u}{b_0 \times a} \leq \frac{0.8 \times f_{cj}}{Yb_e} \Rightarrow T_u \leq (0.8 / 2Yb) \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9.d = 16.2 \text{ cm}$.

$$T_u = 16060 \text{N}$$

$$16060 \text{N} \leq 0.267 \times 162 \times 120 \times 25 = 129762 \text{N} \dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Au droit d'un appui simple, La section A armatures longitudinales inférieure doit être telle que l'on ait

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$201 \geq 1.15 \frac{16060}{400} = 46.2 \text{mm}^2 \dots \text{Condition vérifié}$$

$$A = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2 = 201 \text{mm}^2$$

g) Vérification de la flèche: BAEL91 (article B.6.8.424)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0.047 \geq 0.044 \dots \text{condition vérifié}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0.047 \geq \frac{12970}{15 \times 20093.75} = 0.043 \dots \text{Condition vérifié}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.60}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.0019 \leq \frac{3.60}{400} = 0.0090 \dots \text{condition vérifié}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

h) La dalle mince (Table de compression): BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas Dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Treillis soudé FeE 500 → $f_e = 500 \text{ MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc $L_n = 65 \text{ cm}$

$50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$:

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{430} = 0.60 \text{ cm}^2, \text{ soit : } 5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

i) Espacement :

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \dots \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

j) Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 \dots \text{On adopte } 3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2$$

k) Espacement :

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \dots \text{Soit : } S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension **(20×30) cm²**

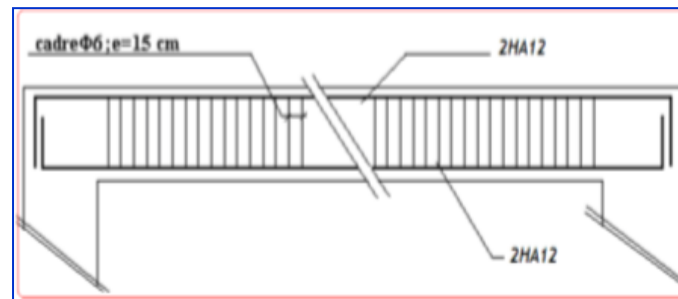
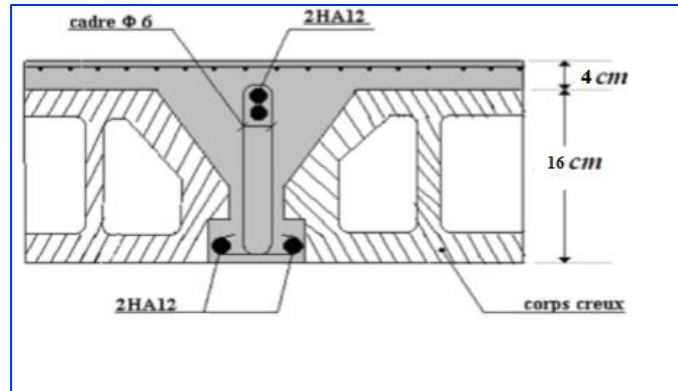


Figure.5.3.5. Ferrailage des plancher étage courant

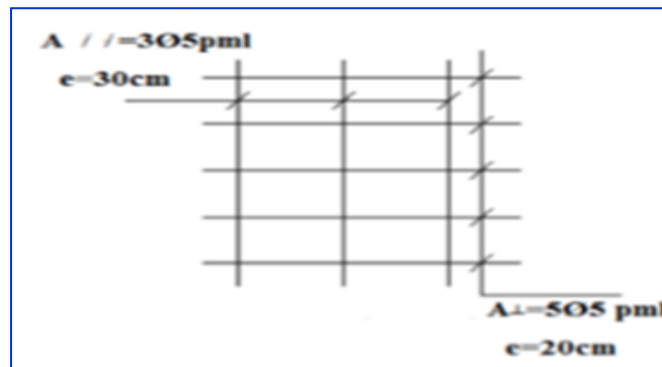


Figure.5.3.6 .Ferrailage de la dalle mince (Treillis soudé)

B) Planche terrasse :

❖ **Les armatures longitudinales :**

M max (appui)	M max (travée)	Tmax
------------------	----------------	------

E.L.U	11.15	12.35	15.39
E.L.S	7.75	8.17	11.12

ELU :

✚ En Travée:

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_{tab} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 N.m$$

$$M_t^{\max} = 12350 N.m \leq M_{tab} = 59072 N.m$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée

Comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{12350}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.041 \leq \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.041 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.053 \Rightarrow \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.979$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12350}{348 \times 0.979 \times 18} = 2.01 \text{ cm}^2$$

✚ Sur Appuis:

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$.

Ma (N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
----------	-------	---------	----------	---------	----------------------

11150	0.20	0.392	0.28	0.886	2.01
-------	------	-------	------	-------	------

ELS:

D'après le BAEL83

* La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s

Suivante est vérifiée: $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	A	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	2.01	12350	8170	1.51	25	0.505	vérifier
Appui	2.01	11150	7750	1.44	25	0.470	vérifier

a) **Condition de non-fragilité:** CBA93 article (A.4.2.1)

$$A_{r\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En Travée : } A_{r\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.10}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{r\min} \geq 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.10}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

a) **Pourcentage minimal:** CBA93 (art B.6.4)

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\text{En Travée : } A_{\min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{\min} \geq 0.001 \times 12 \times 20 = 0.24 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif: A = max (Acal; Amin; Amin ')

Eléments	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A min' (cm ²)	A max (cm ²)	A adop(cm ²)
Travée	2.01	1.41	1.30	2.01	2HA12=2.26
Appuis	2.01	0.26	0.24	2.01	2HA12=2.26

b) Diamètre minimale Φ_t : CBA93 article (A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10}\right)$$

Φ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

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

Soit : $\phi_t = 6mm$ FeE235 (BAEL99 (A.6.1, 252))

$$A_t = 2\phi_6 = 0.57cm^2$$

c) Espacement des cadres St : CBA93 article (A.5.1, 22)

$$S_t(1) \leq \min(0.9d; 40cm) = (16.2; 40)cm \Rightarrow S_t(1) = 16.2cm$$

$$S_t(2) \leq \left(\frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}\right) = \left(\frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12}\right) = 27.91cm$$

$$S_t(3) \leq \frac{[0.9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha) A_t]}{[b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k)]} = \frac{[0.9 \times 235 \times 1 \times 0.57]}{[12 \times 1.15] (0.71 - 0.3 \times 2.10 \times 1)} = 124.8cm$$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

$$St \leq \min (St1; St2; St3)$$

$$St \leq \min (16.2 ; 27.91 ; 124.8) \rightarrow St \leq 16.2cm$$

Alors on prend : **St=15 cm**

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

d) Vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (A.5.1)

La contrainte tangente : $\tau_u = T_u / (b_0 \times d)$...CBA93 article (A.5.1.1)

-**T_u** : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

-**b₀** : Désigne la largeur de l'âme.

-**d** : La hauteur utile de la nervure.

-**T_u**=15390N

$$\tau_u = \frac{15390}{120 \times 180} = 0.71 \text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{MPa}\right) = \min(3.33; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).

$$\tau_u = 0.71 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

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

D'après CBA93 article (A.5.1.31)

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a:

$$\frac{2T_u}{b_0 \times a} \leq \frac{0.8 \times f_{cj}}{Y b_e} \Rightarrow T_u \leq (0.8 / 2Y b) \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9.d = 16.2 \text{ cm}$.

$$T_u = 15390N$$

$$15390N \leq 0.267 \times 162 \times 120 \times 25 = 129762N \dots \text{Condition vérifié}$$

Au droit d'un appui simple, La section A armatures longitudinales inférieure doit être telle que l'on ait

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$201 \geq 1.15 \frac{15240}{400} = 43.82mm^2 \dots \text{Condition vérifié}$$

$$A = 4HA8 = 2.01cm^2 = 201mm^2$$

l) Vérification de la flèche: BAEL91 (article B.6.8.424)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0.047 \geq 0.044 \dots \text{condition vérifié}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{24}{430} = 0.047 \geq \frac{12350}{15 \times 19171.88} = 0.043 \dots \text{Condition vérifié}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.60}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.0019 \leq \frac{3.60}{400} = 0.0090 \dots \text{condition vérifié}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

m) La dalle mince (Table de compression): BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Treillis soudé FeE 500 → $f_e = 500MPa$

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc $L_n=65\text{cm}$

$50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm}$:

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{430} = 0.60\text{cm}^2, \text{ soit : } 5\text{Ø}5 = 0.98\text{ cm}^2$$

n) Espacement :

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \dots \text{Soit : } S_t=20\text{cm}$$

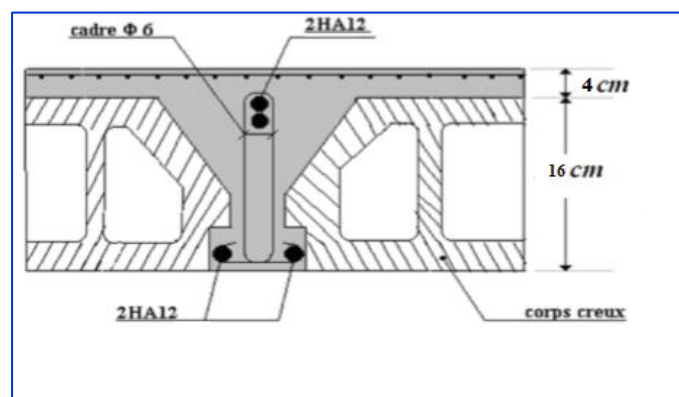
o) Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49\text{cm}^2 \dots \text{On adopte } 3\text{Ø}5 = 0.59\text{ cm}^2$$

p) Espacement :

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33.33\text{cm} \dots \text{St}=30\text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30)\text{ cm}^2$



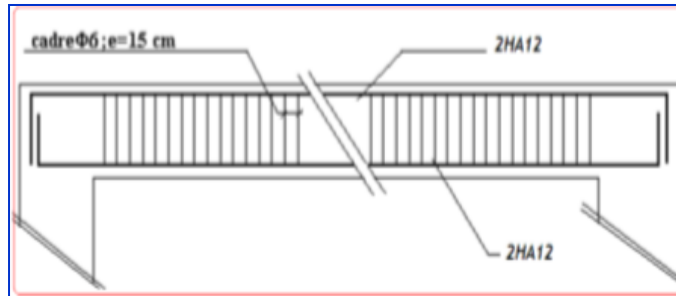


Figure.5.3.7. Ferrailage des plancher étage courant

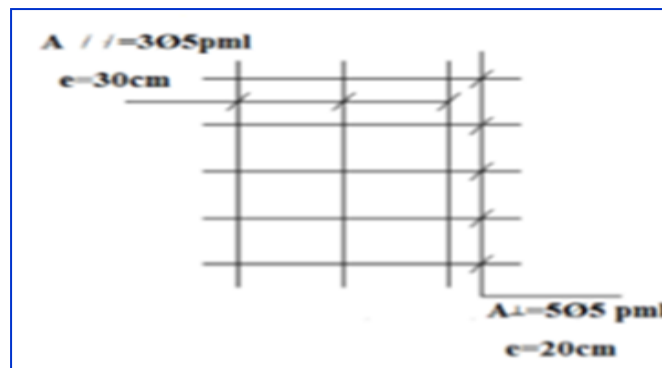


Figure.5.3.8 .Ferrailage de la dalle mince (Treillis soudée)

5.4. L'ascenseur

5.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une

cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

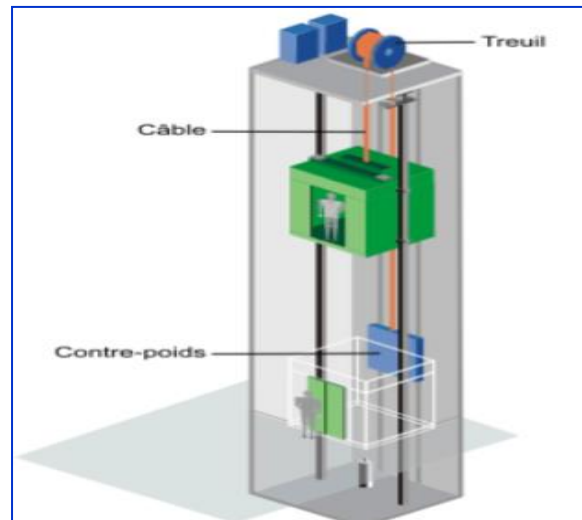


Figure.5.4.1. Schéma d'un ascenseur mécanique

5.4.2. Etude de l'ascenseur:

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

5.5. Etude d'escalier :

5.5.1. Méthode de calcul :

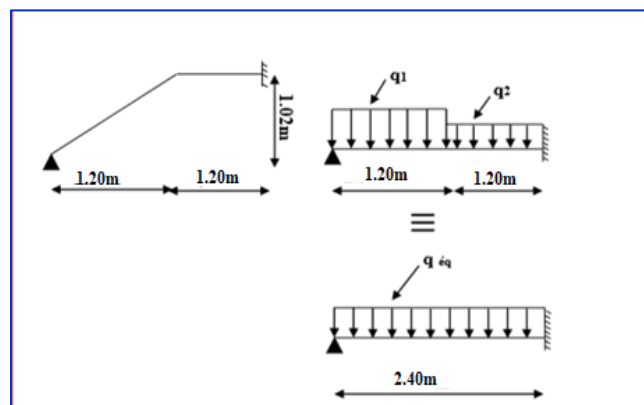
L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose. Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

5.5.2. Type(01) :

✚ **L'escalier étage :**

5.5.2.1. Schéma statique :



Figures .5.5.1. Schéma statique d'escalier volée (1)(3)

5.5.2.2. Evaluation des charges :

Le volée $G1 = 8.59\text{KN/m}^2$; $Q1 = 2.50 \text{ KN/m}^2$.

Le Palier $G2 = 5.31\text{KN/m}^2$; $Q2 = 2.50 \text{ KN/m}^2$

5.5.2.3. Combinaison des charges :

ELU :

- La volée : $1.35 \times 8.59 + 1.5 \times 2.5 = 15.35\text{KN/ml}$.
- Le palier : $1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5 = 10.92\text{KN/ml}$.

ELS:

- La volée : $8.59 + 2.5 = 11.09\text{KN/ml}$
- Le palier : $5.31 + 2.5 = 7.81\text{KN/ml}$.

5.5.2.4. Détermination des sollicitations :

Pour la méthode des charges équivalentes:

✓ La charge équivalente : $p_{\acute{e}q} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$

• **ELU :**
$$q_{\acute{e}q} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{15.35(1.20) + 10.92(1.20)}{1.20 + 1.20} = 13.14\text{KN/m}$$

• **ELS :**
$$q_{\acute{e}q} = \frac{11.09(1.20) + 7.81(1.20)}{1.20 + 1.20} = 9.45\text{KN/m}$$

Après un calcul d'R.D.M, on trouve les résultats suivants :

✓ $R1 = q_{\acute{e}q} \times \frac{3L}{8}$

✓ $R2 = q_{\acute{e}q} \times \frac{5L}{8}$

✓ Moment :
$$M(x) = -q_{\acute{e}q} \times \frac{x^2}{2} + q_{\acute{e}q} \times \frac{3L \cdot x}{8}$$

✓ L'effort tranchant :
$$T(x) = -q_{\acute{e}q} \cdot x + q_{\acute{e}q} \times \frac{3L}{8}$$

$M_{\max} \longrightarrow T(x) = 0 \longrightarrow X = \frac{3L}{8} = 0.9\text{m}$

$Ma = M(x=2.4\text{m})$

	q _{éq} (KN/ml)	M _t (KN .m) X=0.9	M _a (KN .m) X=2.4	T _u (KN) _{R2}	T _u (KN) _{R1}
ELU	13.14	5.33	-9.45	-19.71	11.83
ELS	9.45	3.83	-6.79	-14.18	8.51

Tableau 5.14 : Moments et effort tranchants

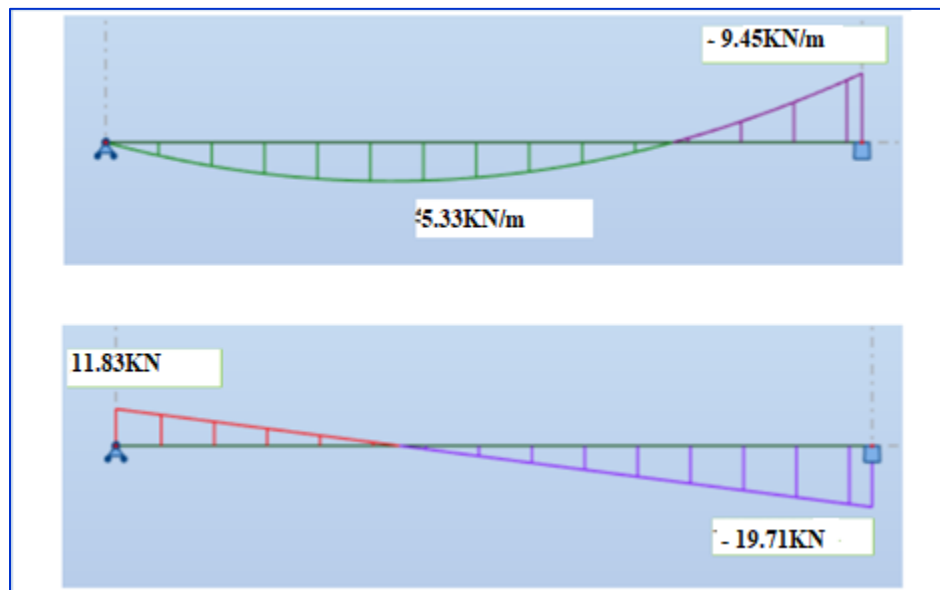


Figure 5.5.2: Diagramme des moments et effort tranchants à l'ELU.

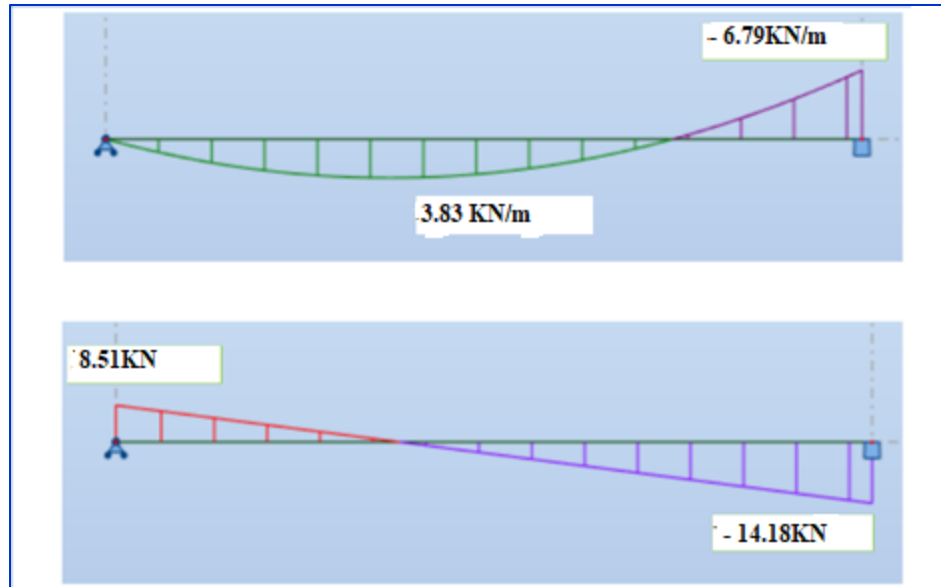


Figure 5.5.3: Diagramme des moments et effort tranchants à l'ELS.

5.5.2.5. Calcul du ferrailage :

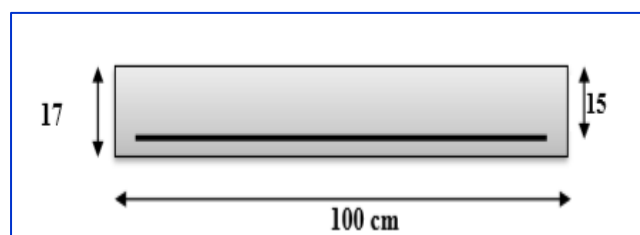


Figure 5.5.4. Section à ferrailer.

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

Avec :

- largeur $b=100$ cm
- hauteur $h=17$ cm.

▪ **L'enrobage :**

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$C_0 = 1$ cm (fissuration peu préjudiciable) [(BAEL91 article .A.7.1)]

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{17}{10} = 1.7 \text{ cm [(BAEL91 article A.7.2.1)]}$$

$$C \geq 1 + \frac{1.7}{2} = 1.85 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 2$ cm $d = h - c = 17 - 2 = 15$ cm.

$d = 15$ cm ; $c = 2$ cm.

➤ **Armatures Longitudinal :**

- **En travée:**

$$\mu = \frac{Mt}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.33 \cdot 10^6}{14.2 \cdot 1000 \cdot 150^2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad A_{sc}=0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha) = 150(1 - 0.4 \times 0.025) = 148.5$$

$$\mu = 0.02 \Rightarrow \alpha = 0.025 \rightarrow \beta = 0.990 \rightarrow Z_u = 148.5$$

$$A_{calc} = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot Z_u} = \frac{5.33 \cdot 10^6}{348 \times 148.5} = 103.14 \text{ cm}^2 = 1.0314 \text{ mm}^2$$

- **Sur appuis:**

$$\mu = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9.45 \cdot 10^6}{14.2 \cdot 1000 \cdot 150^2} = 0.03 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad A_{sc}=0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$Zu = d(1 - 0.4\alpha) = 150(1 - 0.4 \times 0.038) = 147.54$$

$$\mu = 0.03 \Rightarrow \alpha = 0.038 \rightarrow \beta = 0.985 \rightarrow Zu = 147.7$$

$$A_{calc} = \frac{Ma}{\sigma_s \cdot Zu} = \frac{9.45 \cdot 10^6}{348 \times 147.7} = 184 \text{ cm}^2 = 1.84 \text{ mm}^2$$

✚ ELS :

D'après le BAEL91

- La fissuration est peu nuisible \longrightarrow Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	5.33	3.83	1.39	25	0.445	vérifier
Appui	9.45	6.79	1.39	25	0.445	vérifier

a) Condition de non-fragilité: CBA93 article (A.4.2.1)

$$A_{tmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{tmin} \geq 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.10}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

b) Pourcentage minimal: CBA93 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times 100 \times 17 = 1.7 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif: $A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}})$

Eléments	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A min' (cm ²)	A max (cm ²)	A adop(cm ²)
Travée	1.03	1.81	1.7	1.81	3HA10=2.36
Appuis	1.84	1.81	1.7	1.84	4HA10=3.14

c) Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4}$$

Désignation	As (cm ²)	Ar (cm ²)	Ar adp (cm ²)
Travée	2.36	0.59	3HA6 = 0.85
Appui	3.14	0.77	4HA6 = 1.13

d) Espacement entre les armatures : (BAEL 91 A.8.2.42)

➤ **Armatures longitudinales :**

$$St \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (51; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \rightarrow \text{appui} \\ s_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33\text{cm} \rightarrow \text{travée} \end{array} \right\}$$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$St \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (68; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \rightarrow \text{appui} \\ s_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33\text{cm} \rightarrow \text{travée} \end{array} \right\}$$

e) **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19710}{1000 \times 150} = 0.13\text{MPa} \text{ , CBA93 article (A.5.1.1)}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, **CBA93 article (A.5.1.2.1.1)**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.13\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MP} \dots \text{Condition vérifiée}$$

f) **Vérification de la flèche : CBA93 (article B.6.5.1)**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow M_t = 0.85M_0 / (10M_0); \frac{17}{240} = 0.071 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \text{ CNV}$$

$$2) \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{Fe} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 15} = 0.0021 \leq \frac{4.2}{400} = 0.012 \dots \text{ CV}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{240} = 0.071 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \text{ CV}$$

Comme les conditions (1) ne sont pas vérifiées, donc IL faut évaluer la Flèche.

g) **Évaluation des fleches : CBA93 article (B.6.5.2) :**

La part de la flèche totale Δ_{ft} qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :

$$\Delta_{ft} = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

5.5.2.6. Calcul de la flèche : [BAEL91 (article : B.6.5.3)]

1) La pailleasse :

- Position du centre de gravité de la section homogène:

$$Y_G = \frac{b.h \cdot \frac{h}{2} + \eta.A.d}{b.h + \eta.A} = \frac{100 \times 17 \times \frac{17}{2} + 15 \times 3.14 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 3.14} = 8.68 \text{ cm}$$

Alors : $Y'_G = h - Y_G = 17 - 8.68 = 8.32 \text{ cm}$.

$$\delta = d - Y_G = 15 - 8.68 = 6.32 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie rendue homogène :

$$I_0 = \left[\frac{b.h^3}{12} + b.h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 \right] + \eta.A(d - y_G)^2$$

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 17^3}{12} + 100 \times 17 \left(\frac{17}{2} - 8.68 \right)^2 \right] + 15 \times 3.14 \times (15 - 8.68)^2 = 42878.034 \text{ cm}^4$$

- Déformations instantanées:

$$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0021} = 10.05$$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100 \times 15} = 0.0021$$

- Déformations de longue durée:

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{r28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.0021} = 4.02$$

5.5.2.7. Calcul des moments fléchissant a E.L.S :

-g : C'est l'ensemble des charges permanentes.

-j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

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

○ Charge avant mise du revêtement (J):

$$J_{eq} = \frac{(G_{dalle.plaine} \times L_{palier}) + (poide.de.la.paillasse + poide.de.march) \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$J_{eq} = \frac{(3750 \times 1.20) + (5210 + 1870) \times 1.20}{1.20 + 1.20} = 5415 N / ml$$

○ Charge après mise du revêtement (g):

$$g_{eq} = \frac{(G_{plaine} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}} = \frac{(5310 \times 1.20) + (8590 \times 1.20)}{1.20 + 1.20} = 6950 N / ml$$

Charge à l'ELS

$$P = g_{eq} + Q = 6950 + 2500 = 9450 N/ml$$

○ Les moments correspondants:

$$M_j = \frac{0.85 \times J_{eq} \times L^2}{8} = \frac{0.85 \times 5415 \times (2.4)^2}{8} = 3313.89 N.ml$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g_{eq} \times L^2}{8} = \frac{0.85 \times 6950 \times (2.4)^2}{8} = 4253.4 N.m$$

$$M_p = \frac{0.85 \times P \times L^2}{8} = \frac{0.85 \times 9450 \times (2.4)^2}{8} = 5783.4 N.m$$

○ Calcul des contraintes:

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0.0021 \times 100 = 0.21$$

-D'après le tableau n°7 BAEL 91 page 316 (Annexe BAEL de P. Charon)

$$\beta_l = 0.928$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{A_T \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3313.89}{3.14 \times 0.928 \times 15} = 75.82 MPa$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_T \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4253.4}{3.14 \times 0.928 \times 15} = 97.31 MPa$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{A_T \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5783.4}{3.14 \times 0.928 \times 15} = 132.32 MPa$$

○ Calcul de coefficients μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{T28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{T28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0021 \times 75.82 + 2.1} = -0.36$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{T28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{T28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0021 \times 97.32 + 2.1} = -0.26$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{T28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{T28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0021 \times 132.32 + 2.1} = -0.14$$

○ Module de déformation longitudinale instantané :

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 MPa$$

- Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ MPa}$$

- Calcul des inerties:

$$I_0 = 42878.034 \text{ cm}^4$$

$$I_j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 42878.034}{1 + 10.05 \times -0.36} = -18016 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 42878.034}{1 + 10.05 \times -0.26} = -29241 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 42878.034}{1 + 10.05 \times -0.14} = -115887 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 42878.034}{1 + 4.02 \times -0.26} = -1043492 \text{ cm}^4$$

- Flèche correspondant:

$$F_j = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_j} = \frac{3313.89 \times 240^2}{10 \times 32164.2 \times -18016} = -0.03 \text{ cm}$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{4253.4 \times 240^2}{10 \times 32164.2 \times -29241} = -0.03 \text{ cm}$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{5783.4 \times 240^2}{10 \times 32164.2 \times -115887} = 0.009 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_v} = \frac{4253.4 \times 240^2}{10 \times 108189 \times -1043492} = -2.17 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) = (-2.17 + 0.03) + (-0.009 + 0.03) = -2.12 \text{ cm}$$

Selon BAEL 91 Chapitre 11

$$\Delta F_{tot} \leq F_{adm} = \frac{L}{500} ; \text{ Si } L \leq 5 \text{ m} ; L = 240 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm}$$

$$\Delta F_{tot} = -2.12 \leq F_{adm} = \frac{L}{500} = 0.48 \quad (\text{CV})$$

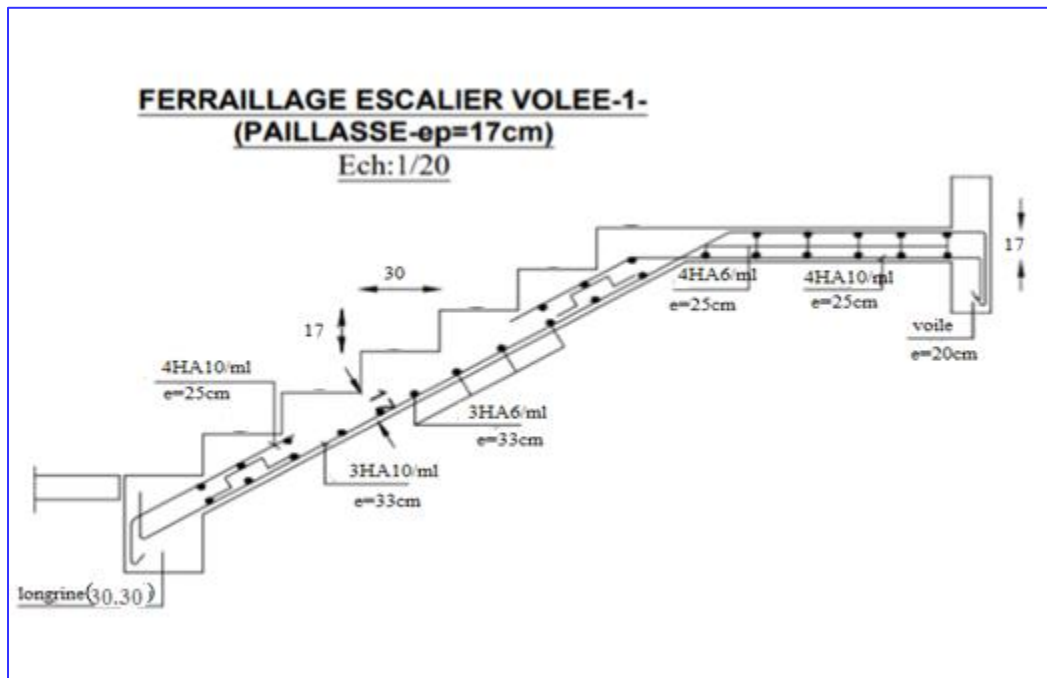
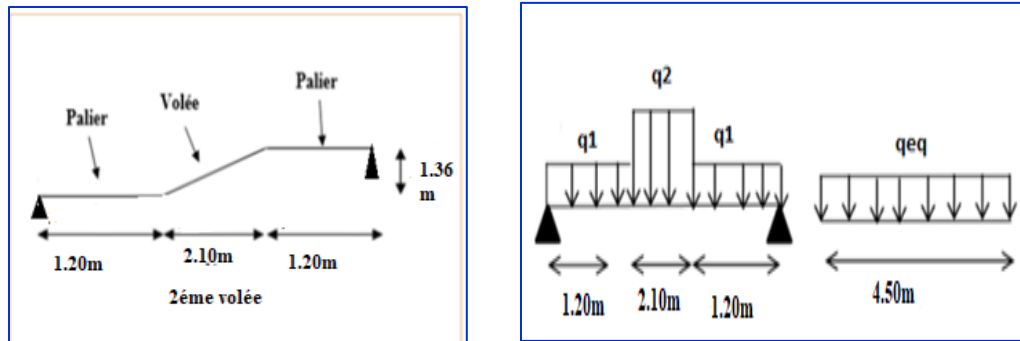


Figure.5.5.5. Schéma de ferrailage de l'escalier type (01)

5.5.3. Type (2):

5.5.3.1. Schéma Statique:



Figures .5.5.6. Schéma statique d'escalier volé (2)

5.5. 3.2. Evaluation des charges :

Le volée $G1 = 8.44\text{KN/m}^2$; $Q1 = 2.50\text{ KN/m}^2$.

Le Palier $G2 = 5.31\text{KN/m}^2$; $Q2 = 2.50\text{ KN/m}^2$

5.5.3.3. Combinaison des charges :

ELU :

- La volée : $1.35 \times 8.44 + 1.5 \times 2.5 = 15.14\text{KN/ml}$.
- Le palier : $1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5 = 10.92\text{KN/ml}$.

ELS:

- La volée : $8.44 + 2.5 = 10.94\text{KN/ml}$
- Le palier : $5.31 + 2.5 = 7.81\text{KN/ml}$.

5.5.3.4. Détermination des sollicitations :

Pour la méthode des charges équivalentes:

✓ La charge équivalente : $p_{eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$

• ELU :
$$q_{eq} = \frac{(q_1 l_1) \times 2 + q_2 l_2}{2 \times l_1 + l_2} = \frac{15.14(2.10) + (10.92(1.20)) \times 2}{2 \times 1.20 + 2.10} = 12.89\text{KN/m}$$

- **ELS :** $q_{\text{éq}} = \frac{10.94(2.10) + (7.81(1.20)) \times 2}{2 \times 1.20 + 2.10} = 9.27 \text{KN/m}$

Après un calcul d'R.D.M, on trouve les résultats suivants :

- **Moments et Effort Tranchants :**

- ✓ Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{\text{éq}}.l^2}{8}$
- ✓ Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$
- ✓ Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$
- ✓ L'effort tranchant : $T_U = q_{\text{éq}} \times \frac{l}{2}$

	$q_{\text{éq}}$ (KN/ml)	M_t (KN .m)	M_a (KN .m)	M_0 (KN .m)	T_u (KN)
ELU	12.89	27.74	-9.79	32.63	29.00
ELS	9.27	19.94	-7.04	23.46	20.85

Tableau 5.15 : Moments et effort tranchants

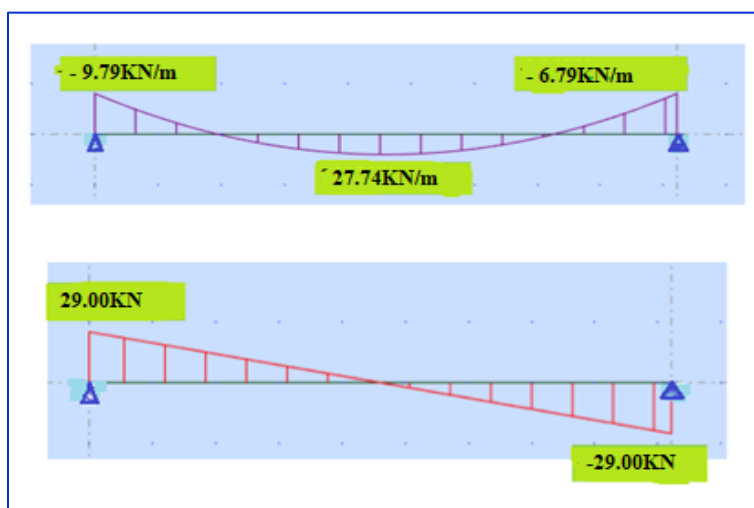


Figure 5.5.7: Diagramme des moments et effort tranchants à l'ELU.

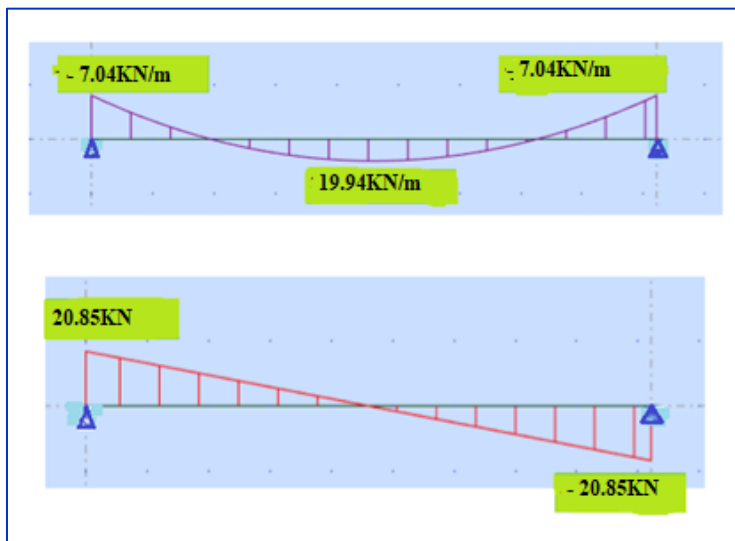


Figure 5.5.8: Diagramme des moments et effort tranchants à l'ELS.

5.5.3.5. Calcul du ferrailage :

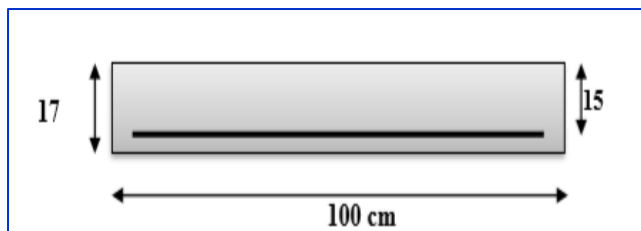


Figure 5.5.9. Section à ferriller.

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

- largeur $b=100$ cm
- hauteur $h=17$ cm.

▪ L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable) [(BAEL91 article .A.7.1)]

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{17}{10} = 1.7 \text{ cm [(BAEL91 article A.7.2.1)]}$$

$$C \geq 1 + \frac{1.7}{2} = 1.85 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 2\text{cm}$ $d = h - c = 17 - 2 = 15\text{cm}$.

$d = 15\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$.

➤ **Armatures Longitudinal :**

○ **En travée:**

$$\mu = \frac{Mt}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{27.74 \cdot 10^6}{14.2 \cdot 1000 \cdot 150^2} = 0.09 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.12$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha) = 150(1 - 0.4 \times 0.12) = 142.8$$

$$\mu = 0.09 \Rightarrow \alpha = 0.12 \rightarrow \beta = 0.952 \rightarrow Z_u = 142.8$$

$$A_{calc} = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot Z_u} = \frac{27.74 \cdot 10^6}{348 \times 142.8} = 558.2 \text{ cm}^2 = 5.58 \text{ mm}^2$$

○ **Sur appuis:**

$$\mu = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9.79 \cdot 10^6}{14.2 \cdot 1000 \cdot 150^2} = 0.03 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha) = 150(1 - 0.4 \times 0.038) = 147.54$$

$$\mu = 0.03 \Rightarrow \alpha = 0.038 \rightarrow \beta = 0.985 \rightarrow Z_u = 147.7$$

$$A_{calc} = \frac{Ma}{\sigma_s \cdot Zu} = \frac{9.79 \cdot 10^6}{348 \times 147.7} = 190.5 \text{ cm}^2 = 1.905 \text{ mm}^2$$

✚ ELS :

D'après le BAEL91

- La fissuration est peu nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	27.74	19.94	1.39	25	0.445	vérifier
Appui	9.79	7.04	1.39	25	0.445	vérifier

a) Condition de non-fragilité: CBA93 article (A.4.2.1)

$$A_{t\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{t\min} \geq 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.10}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

b) Pourcentage minimal: CBA93 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times 100 \times 17 = 1.7 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif: $A = \max (A_{cal} ; A_{\min})$

Eléments	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A min' (cm ²)	A max (cm ²)	A adop(cm ²)
Travée	5.58	1.81	1.7	5.58	5HA12=5.65
Appuis	1.90	1.81	1.7	1.90	3HA10=2.36

c) Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4}$$

Désignation	As (cm ²)	Ar (cm ²)	Ar adp (cm ²)
Travée	5.65	1.41	4HA8 =2.01
Appui	2.36	0.59	3HA6 = 0.85

d) Espacement entre les armatures : (BAEL 91 A.8.2.42)

➤ Armatures longitudinales :

$$St \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (51; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33\text{cm} \rightarrow \text{appui} \\ s_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \rightarrow \text{travée} \end{array} \right\}$$

➤ Armatures de répartitions :

$$St \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (68; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33\text{cm} \rightarrow \text{appui} \\ s_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \rightarrow \text{travée} \end{array} \right\}$$

e) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{29000}{1000 \times 150} = 0.19 \text{MPa} \quad , \text{CBA93 article (A.5.1.1)}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, **CBA93 article (A.5.1.2.1.1)**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

f) Vérification de la flèche : CBA93 (article B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow M_t = 0.85M_0 / (10M_0); \frac{17}{450} = 0.038 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \text{CNV}$$

$$2) \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{Fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.0038 \leq \frac{4.2}{400} = 0.012 \dots \text{CV}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{450} = 0.038 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \text{CNV}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la Flèche.

g) Evaluation des fleches : CBA93 article (B.6.5.2) :

La part de la flèche totale Δ_{ft} qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :

$$\Delta_{ft} = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

5.5.3.6. Calcul de la flèche : [BAEL91 (article : B.6.5.3)]

1) La pailleasse :

- **Position du centre de gravité de la section homogène:**

$$Y_G = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A} = \frac{100 \times 17 \times \frac{17}{2} + 15 \times 5.65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5.65} = 8.81 \text{ cm}$$

Alors : $Y'_G = h - Y_G = 17 - 8.81 = 8.19 \text{ cm}$.

$$\delta = d - Y_G = 15 - 8.81 = 6.19 \text{ cm}$$

○ **Calcul du moment d'inertie rendue homogène :**

$$I_0 = \left[\frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 \right] + \eta \cdot A (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 17^3}{12} + 100 \times 17 \left(\frac{17}{2} - 8.81 \right)^2 \right] + 15 \times 5.65 \times (15 - 8.81)^2 = 44352.33 \text{ cm}^4$$

○ **Déformations instantanées:**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0038} = 5.53$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.0038$$

○ **Déformations de longue durée:**

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.0038} = 2.21$$

5.5.2.7. Calcul des moments fléchissant a E.L.S :

-g : C'est l'ensemble des charges permanentes.

-j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

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

○ Charge avant mise du revêtement (J):

$$J_{eq} = \frac{(G_{dalle.plaine} \times L_{palier}) + (poidede.la.paillasse + poidede.march) \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$J_{eq} = \frac{(3750 \times 1.20) \times 2 + (5060 + 1870) \times 2.10}{2 \times 1.20 + 2.10} = 5234 \text{ N/ml}$$

○ Charge après mise du revêtement (g):

$$g_{eq} = \frac{(G_{plaine} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}} = \frac{(5310 \times 1.20) \times 2 + (8440 \times 2.10)}{2 \times 1.20 + 2.10} = 6771 \text{ N/ml}$$

Charge à l'ELS

$$P = g_{eq} + Q = 6771 + 2500 = 9271 \text{ N/ml}$$

○ Les moments correspondants:

$$M_j = \frac{0.85 \times J_{eq} \times L^2}{8} = \frac{0.85 \times 5234 \times (4.5)^2}{8} = 11261.3 \text{ N.ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g_{eq} \times L^2}{8} = \frac{0.85 \times 6771 \times (4.5)^2}{8} = 14568.2 \text{ N.ml}$$

$$M_p = \frac{0.85 \times P \times L^2}{8} = \frac{0.85 \times 9271 \times (4.5)^2}{8} = 19947.1 \text{ N.ml}$$

○ Calcul des contraintes:

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0.0038 \times 100 = 0.38$$

-D'après le tableau n°7 BAEL 91 page 316 (Annexe BAEL de P. Charon)

$$\beta_1 = 0.905$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{A_T \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{11261.3}{5.65 \times 0.905 \times 15} = 146.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_T \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{14568.2}{5.65 \times 0.905 \times 15} = 189.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{A_T \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{19947.1}{5.65 \times 0.905 \times 15} = 206.1 \text{ MPa}$$

○ Calcul de coefficients μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{T28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{T28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0038 \times 146.8 + 2.1} = 0.15$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{T28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{T28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0038 \times 189.9 + 2.1} = 0.26$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{T28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{T28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0038 \times 206.1 + 2.1} = 0.30$$

○ Module de déformation longitudinale instantané :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

○ Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ MPa}$$

○ Calcul des inerties:

$$I_0 = 44352.33 \text{ cm}^4$$

$$I_j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 44352.33}{1 + 5.53 \times 0.15} = 26667.2 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 4435233}{1 + 5.53 \times 0.26} = 20013 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 4435233}{1 + 5.53 \times 0.30} = 18348.1 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 4435233}{1 + 2.21 \times 0.26} = 30984.1 \text{ cm}^4$$

○ **Flèche correspondant:**

$$F_j = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_j} = \frac{11261.3 \times 450^2}{10 \times 32164.2 \times 26667.2} = 0.27 \text{ cm}$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{14568.2 \times 450^2}{10 \times 32164.2 \times 20013} = 0.46 \text{ cm}$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{19947.1 \times 450^2}{10 \times 32164.2 \times 18348.1} = 0.68 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_v} = \frac{14568.2 \times 450^2}{10 \times 10818.9 \times 30984.1} = 0.88 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) = (0.88 - 0.27) + (0.68 - 0.46) = 0.83 \text{ cm}$$

Selon BAEL 91 Chapitre 11 $\Delta F_{tot} \leq F_{adm} = \frac{L}{500}$; Si $L \leq 5\text{m}$; $L=250\text{cm}$

$$F_{adm} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm} \quad ; \quad \Delta F_{tot} = 0.83 \leq F_{adm} = \frac{L}{500} = 0.9 \quad (\text{CV})$$

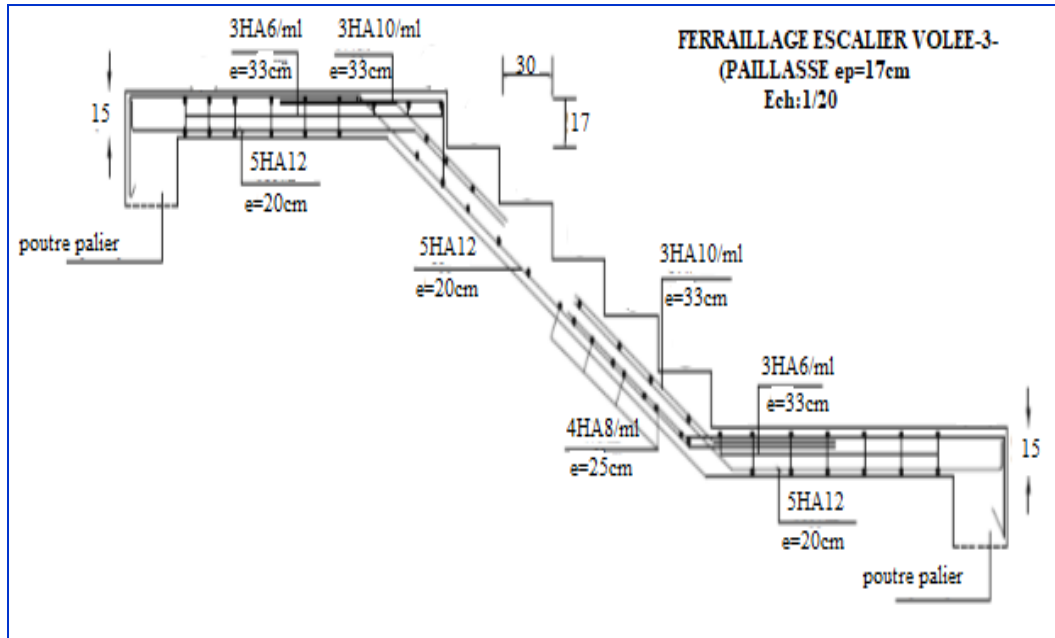
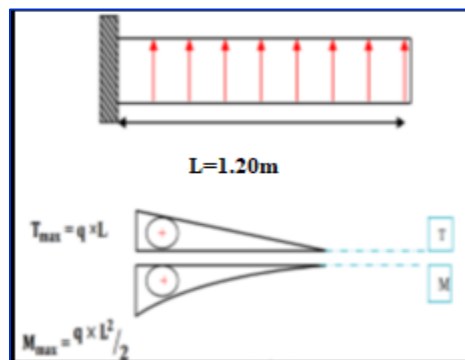


Figure.5.5.10. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2)

5.5.4. Poutre palière :

5.5.4.1. Calcul de la poutre palière : console : type1

▪ **Schéma statique :**



Figures .5.5.11. Schéma statique d'escalier consol

5.5.4.2. Dimensionnement :

Condition de la portée Par **CBA93**

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{max}$$

$$b = (0.3 \div 0.6) h$$

$$L_{\max} = 4.50 \text{ m}$$

$$28.12 \leq h_t \leq 45$$

On prend : $h_t = 40 \text{ cm}$.

$$10.5 \leq b \leq 21$$

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

❖ Vérification vis-à-vis du RPA99/ V2003 :

- ✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ CV (CV : condition vérifiée)
- ✓ $h_p = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV
- ✓ $\frac{h_p}{b} = 40 / 30 = 1.3 < 4$ CV
- ✓ $b_{\max} = 1.5h_t + b_1 = 1.5 \times 40 + 30 = 90 \text{ CV}$

5.5.4.3. Evaluations des charges :

- Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- Poids de palier : $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la paillasse : $G_p = 8.59 \text{ KN/m}^2$
- La réaction d'escalier :
$$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = \frac{8.59(1.20) + (5.31(1.20)) \times 3.5}{2 \times 3.5} = 8.34 \text{ KN/m}$$
- La surcharge :
$$q = 250 \times \frac{3.5}{2} = 4.38 \text{ KN/ml}$$

On prend une largeur d'escalier qui est : $b = 1 \text{ m}$ donc les charges sont

$$q_{\text{palier}} = 5.31 \times 1 = 5.31 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 8.59 \times 1 = 8.59 \text{ KN / ml}$$

5.5.4.4. Calcul de la poutre à la flexion :

Combinaisons d'actions :

$$-E.L.U : \quad P_u = 1,35 (g + P) + 1,5 q = 21.88 \text{ KN / ml}$$

- E.L.S : $P_{ser} = g + P + q = 15.72 \text{KN/m}$

- les sollicitations :

ELU:

$$M_u = \frac{puL^2}{2} = \frac{21.88 \times 1.20^2}{2} = 15.75 \text{KN.m}$$

$$T_u = \frac{PuL}{2} = \frac{21.88 \times 1.20}{2} = 13.13 \text{KN}$$

ELS:

$$M_{ser} = \frac{p_{ser}L^2}{2} = \frac{15.72 \times 1.20^2}{2} = 11.32 \text{KN.m}$$

5.5.5. Calcul de ferrailage:

Armatures longitudinales Déterminer le ferrailage pour le cas défavorable

✚ **ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{15750}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.032$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0.032) = 0.987$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{15750}{348 \times 0.987 \times 38} = 1.21 \text{cm}^2$$

$$A_{adp} = 2T12 = 2.26 \text{cm}^2$$

✚ **ELS :**

D'après le BAEL91

- La fissuration est peu nuisible \longrightarrow Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifiée : } \alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15.75}{11.32} = 1.39$$

$$\alpha = 0.032 \leq \alpha_l = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445$$

condition vérifiée

- **Condition de non-fragilité : CBA93 article (A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.37 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale: CBA93 article (B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0.001.b.h = 0.001 \times 30 \times 40 \Rightarrow A'_{\min} \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale: RPA99**

$$A_{\min}^{rpa} \geq 0.5\%.b.h = 0.005 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_{\min}^{rpa} \geq 6 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferrailage:**

Section	A_{cal} (cm^2)	A'_{\min} (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{Rpa} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	Barres
Choix	1.21	1.37	1.2	6	6.03	3HA16

- **Vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{13130}{0.30 \times 0.38} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.12 \text{ MPa}$$

Selon **BAEL 83**, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres

$$\text{minimale : } \quad \varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right\} \quad \varnothing_t \leq \min (40/35; 1.4; 30/10) = 1.4 \text{ cm.}$$

Soit : $\varnothing_t = 8 \text{ mm.}$

❖ **Espacement des armatures transversales : RPA99**

▪ **dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{cm} \right).$$

$$S_t \leq \min (40/4, 16.8 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 7,5 \text{ cm}$$

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

▪ **dans la zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow S'_t \leq 20$$

$$S'_t = 15 \text{ cm}$$

▪ **la longueur de la zone nodale : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$.**

❖ **La quantité des armatures transversales :**

↪ **BAEL 91 (art .A.5.2.1).**

$$A_t \geq 0.4b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{15}{235} = 0.76.$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8f_e} .$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (0.12 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 0.28 .$$

↪ **RPA 99:**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = \mathbf{4T8}$$

- **Calcul de la poutre à la torsion :**

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de la paillasse.

la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4):

$M_{tor} = Ma$ (Escalier).

$$M_{tor} = M_{app} \times \frac{L}{2} = 11.32 \times \frac{1.20}{2} = 6.792 \text{KN.m}$$

Le moment de torsion maximale.

- ❖ **Vérification du béton :**

- **Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL (art A.5.4.21)**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$T_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 13130 \text{N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 6$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 816 \text{ cm}^2$$

$$T_{uv} = \frac{13130}{2 \times 816 \times 6} = 1.34 \text{MPa}$$

- **Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = (1.34)^2 + (0.12)^2 = 1.81$$

$$(\tau_{ultim})^2 = (3.33)^2 = 11.09$$

$$1.81 \leq 11.09 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Les armatures longitudinales:**

$$A_l = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

$$U = 2[(b - b_t) + (h - b_t)] = 2[(30 - 6) + (40 - 6)] = 116 \text{cm}$$

$$A_t = \frac{116 \times 13130}{2 \times 816 \times \frac{400}{1.15}} = 2.68 \text{ cm}^2 \quad A = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales:**

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13130 \times 15}{2 \times 816 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espaceur d'armature.

On prend un espaceur de 15cm Soit : $4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- ❖ **Les armatures totales :**

a. **Armatures longitudinales :** $A_\lambda^{\text{tot}} = A_\lambda^{\text{fl}} + A_\lambda^{\text{tor}}$

- **Nappe supérieure :**

$$A_\lambda^{\text{tot}} = A_\lambda^{\text{fl}} + A_\lambda^{\text{tor}} / 2 = 6.00 + (2.68 / 2) = 7.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_\lambda^{\text{tot}} = 3\text{HA}16 + 3\text{HA}10 = 8.39 \text{ cm}^2$$

- **Nappe inférieure :**

$$A_\lambda^{\text{tot}} = A_\lambda^{\text{tor}} / 2 = (2.68 / 2) = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_\lambda^{\text{tot}} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

b. **Armatures transversales:** $A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}}$

$$A_t^{\text{tot}} = 0.35 + 1.35 = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } A_t = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale des armatures :**

$$\frac{\sum A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.68 \times 400}{6 \times 116} = 1.54 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.35 \times 400}{6 \times 15} = 1.55 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

- **Condition de la flèche :**

Pour une poutre encadrée de ses extrémités, la flèche est $f = \frac{pl^4}{384EI}$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.30 \times 0.40^3 / 12 = 0.0016 \text{ m}^4$$

- I : l'inertie de la poutre
- E : module de YOUNG $E = 3.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
- L : longueur de la poutre $L = 1.20 \text{ m}$
- P : 21880N/m

$$f = \frac{pl^4}{384EI} = \frac{21880 \times 1.20^4}{384 \times 320000} = 0.00037$$

On doit vérifier que $f < \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.5 \text{ cm}$

$$f < \bar{f} = 0.62 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

❖ **Vérification de la flèche : CBA93 article (B.6.5.2)**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{120} = 0.33 > 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{40}{120} = 0.33 \geq 0.085 \quad \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{30 \times 38} = 0.0067 \leq 0.0105. \quad \dots\dots\dots \text{cv}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

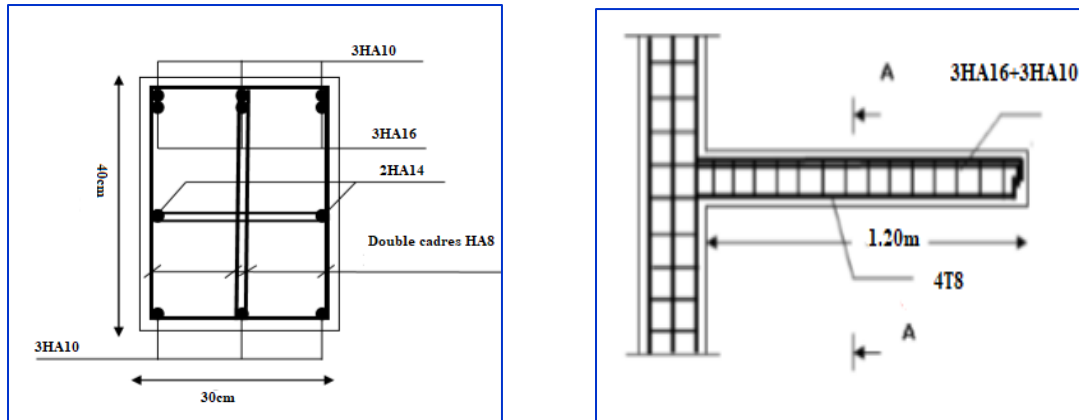


Figure 5.5.12.Poutre palière (console)

5.5.5. Poutre palière: type 2

La poutre palière est soumise simultanément à la flexion et à la torsion.

Poids propre de la poutre : $p_p = 0.30 \times 0.40 \times 25000 = 3 \text{ K N/ml}$.

- Poids propre de mure intérieur :

$$P_{\text{mur}} = \frac{\text{hétage} - (\text{hps} + \text{hp plière}) \times G_{\text{mur}}}{2} = \frac{4.08 - (0.40 + 0.40) \times 1.5}{2} = 2.46 \text{ N/ml}$$

$$G = p_{\text{mur}} + p_{\text{poutre}} = 3 + 2.46 = 5.46 \text{ KN/ml}$$

5.5.5.1. Calcul de la poutre palière à la flexion :

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$P_u = 1.35 (5.46) + 1.5 (2.5) = 11.12 \text{ KN/ml}$$

-Le moment isostatique : $M_0 = P_u \times \frac{l^2}{8} = 11.12 \times \frac{3.5^2}{8} = 17.03 \text{ KN /ml}$

-L'effort tranchant: $T_u = P_u \times \frac{l}{2} = 19.46 \text{ KN/ml}$

	p_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	$M_t=0.85 M_0$	$M_a=0.3M_0$	T_u (KN)
ELU	11.12	17.03	14.48	5.11	19.46
ELS	7.96	12.19	10.36	3.66	13.93

✚ **E.L.U :**

	Mu(K.m)	μ	A	β	A_{cal} (cm ²)
travée	14.48	0.024	0.030	0.988	1.11
appuis	5.11	0.008	0.010	0.996	0.39

✚ E.L.S

- **La contrainte maximale de béton comprimée** : BAEL 91(A.4.5.2.page 29).

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	Mu(N.m)	Ms(N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0.030	14.48	10.36	1.40	25	0.45	CV
Sur appui	0.010	5.11	3.66	1.40	25	0.45	CV

- **Condition de non-fragilité** : CBA93 article (A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.37 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale**: CBA93 article (B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0.001.b.h = 0.001 \times 30 \times 40 \Rightarrow A'_{\min} \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale**: RPA99

$$A_{\min}^{rpa} \geq 0.5\%.b.h = 0.005 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_{\min}^{rpa} \geq 6 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\min} ; A'_{\min})$.

Tableau Récapitulatif :

Section	A_{cal} (cm ²)	A'_{\min}	A_{\min}	A_{Rpa}	A_{adp}	Barres
---------	------------------------------	-------------	------------	-----------	-----------	--------

		(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
En travée	1.11	1.37	1.2	6	6.03	3HA16
Sur appui	0.39	1.37	1.2	6	6.03	3HA16

❖ Vérification de La contrainte de cisaillement : (BAEL91 (A.5.1, 21 page34).

▪ La contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19460}{0.30 \times 0.38} = 0.17 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa} > \tau_u = 0.17 \text{MPa}$$

• Armature de réparation : BAEL 91 (art A.8.2.41) page 62

Selon BAEL 91, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètre

$$\text{minimale : } \quad \emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right\} \quad \emptyset_t \leq \min (40/35; 1.4; 30/10) = 1.4 \text{ cm.}$$

Soit : $\emptyset_t = 8 \text{ mm.}$

Donc on adopte des cadres $\emptyset 8$ d'où $A_t = 4 \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2.$

❖ Espacement des armatures transversales : RPA99

▪ dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \text{ cm} \right).$$

$$S_t \leq \min (40/4, 16.8 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 7.5 \text{ cm}$$

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

▪ dans la zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow S'_t \leq 20$$

$$S'_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **la longueur de la zone nodale :** $L' = 2h = 80\text{cm}$.

❖ **La quantité des armatures transversales :**

BAEL 91 (art .A.5.2.1)

$$A_t \geq 0.4b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{15}{235} = 0.76.$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8f_e} .$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (0.17 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 0.28 .$$

RPA 99:

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 .$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A = 1.35\text{cm}^2 .$$

$$A_t = 1.35\text{cm}^2 .$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 = \mathbf{4T8}$$

5.5.5.2. Calcul de la poutre palière à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de la paillasse.

la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4):

$M_{\text{tor}} = Ma$ (Escalier).

$$M_{\text{tor}} = M_{\text{app}} \times \frac{L}{2} = 5.11 \times \frac{3.50}{2} = 8.943\text{KN.m}$$

Le moment de torsion maximale.

❖ **Vérification du béton :**

• **Contrainte tangente due à l'effort tranchant :BAEL (art A.5.4.21)**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$T_{uv} = \frac{T_u}{2. \Omega. b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 13130\text{N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 6$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 816 \text{ cm}^2$$

$$T_{uv} = \frac{19460}{2 \times 816 \times 6} = 1.99 \text{ MPa}$$

- **Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = (1.99)^2 + (0.17)^2 = 3.99$$

$$(\tau_{ultim})^2 = (3.33)^2 = 11.09$$

$$3.99 \leq 11.09 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Les armatures longitudinales:**

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

$$U = 2[(b - bt) + (h - bt)] = 2[(30 - 6) + (40 - 6)] = 116 \text{ cm}$$

$$A_{lc} = \frac{116 \times 8943}{2 \times 816 \times \frac{400}{1.15}} = 1.83 \text{ cm}^2 \quad A = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales:**

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{19460 \times 15}{2 \times 816 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espace de l'armature.

On prend un espace de 15cm Soit : $4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- ❖ **Les armatures totales :**

$$\hookrightarrow \text{Armatures longitudinales:} \quad A_{\lambda}^{\text{tot}} = A_{\lambda}^{\text{fl}} + A_{\lambda}^{\text{tor}}$$

Travée:

- **Nappe inférieure :**

$$A_{\lambda}^{\text{tot}} = A_{\lambda}^{\text{fl}} + A_{\lambda}^{\text{tor}} / 2 = 6.00 + (1.83 / 2) = 6.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\lambda}^{\text{tot}} = 3HA16+3HA10 = 8.39 \text{ cm}^2$$

Appui:

• **Nappe supérieure :**

$$A_{\lambda}^{\text{tot}} = A_{\lambda}^{\text{fl}} + A_{\lambda}^{\text{tor}} / 2 = 6.00 + (1.83 / 2) = 6.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\lambda}^{\text{tot}} = A_{\lambda}^{\text{tot}} = 3HA16+3HA10 = 8.39 \text{ cm}^2$$

↳ **Armatures transversals:** $A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}}$

$$A_t^{\text{tot}} = 1.35 + 0.51 = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } A_t = 4 \text{ } \varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale des armatures :**

$$\frac{\sum A_t \cdot f_e}{b_o \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.83 \times 400}{6 \times 116} = 1.05 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.51 \times 400}{6 \times 15} = 2.26 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

• **Condition de la flèche :**

Pour une poutre encastree de ses extremités, la flèche est $f = \frac{pl^4}{384EI}$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.30 \times 0.40^3 / 12 = 0.0016 \text{ m}^4$$

- I : l'inertie de la poutre
- E : module de YOUNG $E = 3.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
- L : longueur de la poutre $L = 3.50 \text{ m}$
- P : 11120N/m

$$f = \frac{pl^4}{384EI} = \frac{11120 \times 350^4}{384 \times 320000} = 0.015$$

On doit vérifier que $f < \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.5cm$

$$f < \bar{f} = 0.85 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

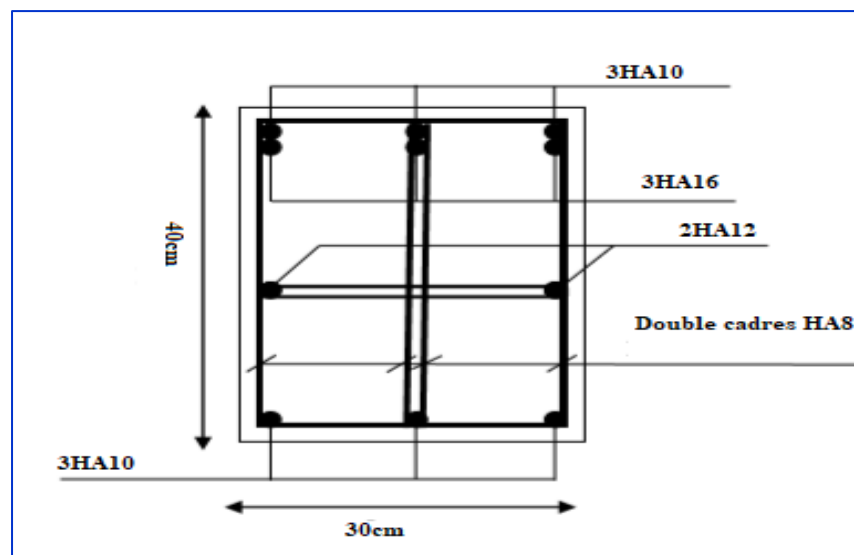
❖ **Vérification de la flèche** : CBA93 article (B.6.5.2)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{350} = 0.11 > 0.0625 \quad \dots\dots\dots cv$$

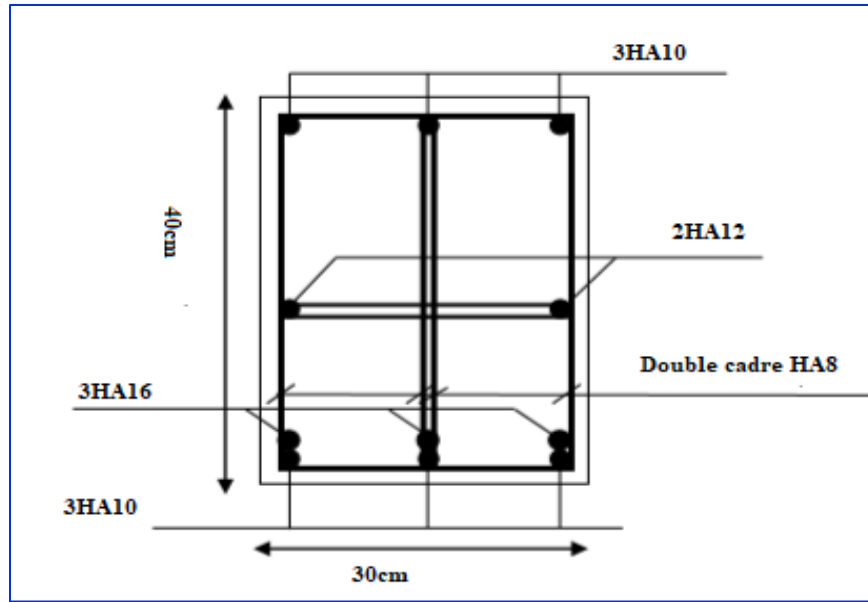
$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{40}{350} = 0.11 \geq 0.085 \quad \dots\dots\dots cv$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.16}{30 \times 38} = 0.0063 \leq 0.0105. \quad \dots\dots\dots cv$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.



Sur appui



En travée

Figure.5.5.13.Ferrailage de poutre palière.

5.5.6. Conclusion :

Le but de ce chapitre était la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée, nous avons eu plusieurs types de poutrelles, ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre projet comprend types de dalle pleine, elle ont été étudiée et ferrillée avec les sollicitations les plus défavorables. Puis, nous avons fait l'étude de l'ascenseur.

Notre structure présente deux escaliers, ces derniers sont à trois volées, dans ce chapitre nous avons étudié et ferrillé les deux escaliers.

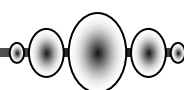
L'acrotère est calculé à la flexion composée, son ferrailage a été déterminé en respectant les règles.

La poutre palière a été étudiée sous des sollicitations de flexion et de torsion, ainsi que la poutre

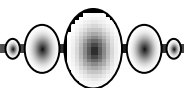


Parties

03



Chapitre 6 :
Etude sismique



6. Etude sismique :

6.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets des structures dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

6.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

6.3. Calcul dynamique du bâtiment :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

6.3.1. Méthode statique équivalente:

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

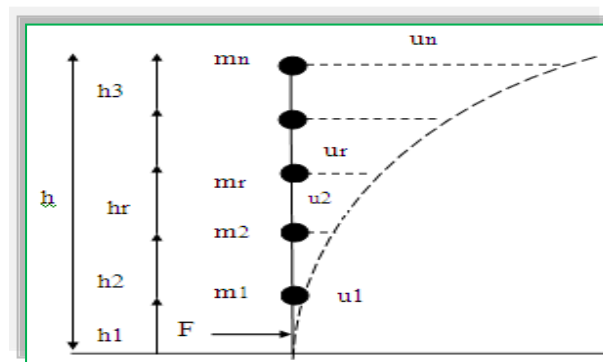


Figure. 6.1. Méthode statique équivalente

6.3.1.1. Domaine d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (IIa) (Vérifiée)

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant la condition de hauteur suivante :

Dans le cas d'un bâtiment implanté en zone (IIa) et le groupe d'usage 2 il faut que la hauteur ne dépasse pas 7niveaux ou 23m (Vérifiée)

6.3.1.2. Modèle admis par la méthode statique équivalente :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec des masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir

de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

6.3.1.3 .Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$\text{Soit : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad \text{RPA99/version2003 (art 4, 2,3)}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

- La formule empirique donnée par **RPA99/V2003** est la suivante:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q \cdot$$

Avec :

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Le tableau suivant résume les pénalités appliquées à la structure

Critère q	Pqx	Pqy
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05

Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
ΣP_q	0.20	0.20

Tableau. 6.1. Valeurs des pénalités P_q

A : coefficient d'accélération de zone donné par le **tableau (4-1)** ci dessous suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau 6.2 : Coefficients d'accélération de zone **A**

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIa donc : **A = 0.15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le **tableau 4,7 du RPA99/version 2003**.

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

. $\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau (4-7) présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 6.3. Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend :

$\xi = 7 \%$.

D'où $\eta = 0.882 > 0,7$

6.3.1.4. Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6 et 4-7 du RPA99/version2003).

On donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{d}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

d_{tran} : la dimension transversal du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

d_{long} : la dimension longitudinal du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

○ Pour le sens transversal :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_N = 31.62 \text{ m} \\ d_{\text{tran}} = 24.40 \text{ m} \\ C_T = 0.05 \end{array} \right.$$

$$\text{Alors : } T = \min(0,58\text{s}, 0,67\text{s})$$

$$\text{Donc } T = 0,58\text{s}$$

○ Pour le sens longitudinal :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_N = 31.62 \text{ m} \\ d_{\text{tran}} = 23.80 \text{ m} \\ C_T = 0.05 \end{array} \right.$$

$$\text{Alors : } T = \min(0,58\text{s}, 0,67\text{s})$$

$$\text{Donc } T = 0,58\text{s}$$

► $T_2 = 0,40 \text{ sec}$, $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ (site 2) (tab 4-7RPA99/V2003)

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

Sens X $T = 0,58\text{s}$ donc $T_2 \leq T \leq 3\text{s} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_{(x)})^{2/3}$; $D_x = 1.72$

Sens Y $T = 0,58\text{s}$ donc $T_2 \leq T \leq 3\text{s} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_{(y)})^{2/3}$; $D_y = 1.72$

Donc $D_{\text{lon}} = D_{\text{tran}}$ (même calcul):

$$D_x = D_y = 1.72$$

R : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec

Interaction on a :

$$R = 5$$

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \Sigma P_q \quad Q = 1.2$$

W : poids de la structure :

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99/version2003,

Dans notre cas $\beta=0,20$

$W = W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

6. 3.1.5. Résumé des résultats :

Paramètres	Résultats
A	0.15
$D_{tr}=D_{lon}$	1.72
Q	1.2
R	5
W	6138215.32
$T_{lon}=T_{tr}$	0.58
η	0.882

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_L = V_T = \frac{(0.15 \times 1.72 \times 1.20 \times 6138.21532)}{5} = 380.08t$$

Sens	A	D	R	Q	W(t)	V _{stat}	0,8 V _{stat}
Longitudinal	0.15	1.72	5	1.2	6138.21532	380.08	304.06
Transversal	0.15	1.72	5	1.2	6138.21532	380.08	304.06

Tableau 6. 4 : L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente

6.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de la charge sismique de calcul la plus défavorable.

6.3.2.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

6.3.2.2. Spectre de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans **L'article 4.3.3 du RPA 99 / version 2003**

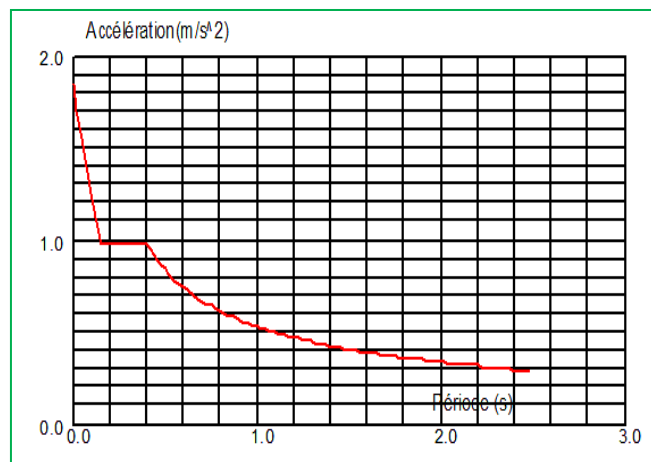


Figure. 6.2. Spectre de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Sa /g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

6.3.3. Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

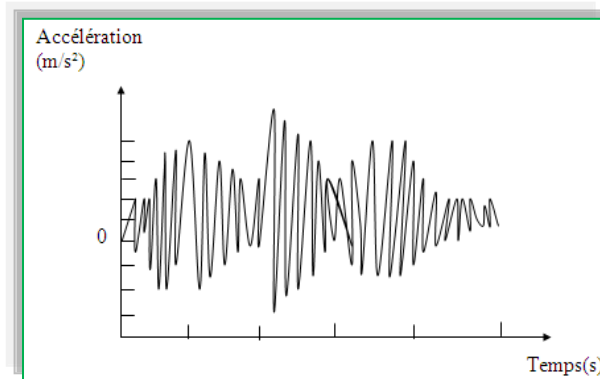


Figure. 6.3. Méthode d'analyse par accélérogramme

6.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
 - Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
 - Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.
2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.
3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
4. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, les nombres minimaux de modes K retenir doit être

$$\text{Tel que : } K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

6.5. Modélisation :

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99V2 003, page 33, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

6.5.1. Disposition des voiles :

La forme architecturale de la structure à étudier, nous a poussés à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4), on doit introduire des voiles.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée ci-dessous, Cette disposition nous a permis d'éviter des modes de torsions aux deux premiers modes et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

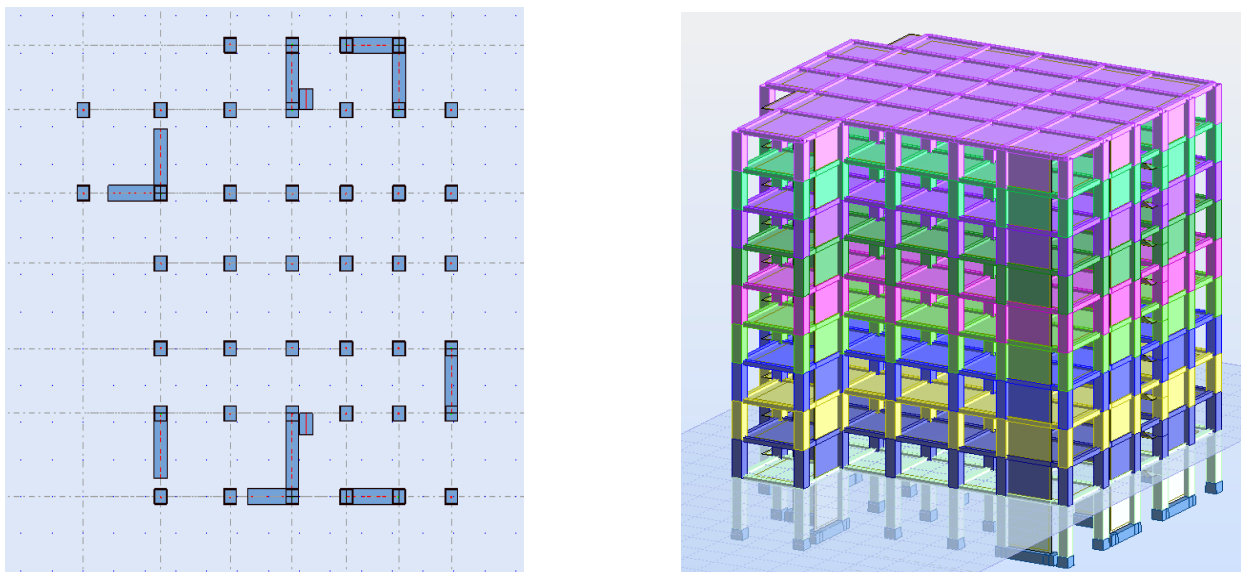


Figure 6.4. Disposition des voiles

6.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

6.6.1. Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1,33	0,75	70,26	0,21	70,26	0,21
1,4	0,71	70,42	72,92	0,17	72,71
1,8	0,56	70,59	73,27	0,16	0,35
5,26	0,19	70,82	89,13	0,24	15,86
5,6	0,18	88,7	89,35	17,88	0,22
7,18	0,14	89,11	89,48	0,4	0,13
11,23	0,09	89,14	95,02	0,04	5,55
12,42	0,08	94,79	95,04	5,65	0,02
15,41	0,06	95,03	95,06	0,24	0,02
18,21	0,05	95,06	97,54	0,03	2,47

Tableau.6.5 : période et facteur de participation massique du modèle

a. Constatation :

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.75S$

2°/ le 1^{er} mode est un mode *translation* pure selon l'axe X avec 70.26 %.

3°/ le 2^{ème} mode est un mode *translation* pure selon l'axe Y avec 72.71 %.

4°/ le 3^{ème} mode est un mode de *torsion*.

5°/ On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/V2003)

b. Proposition :

- Poteaux change $40 \times 45 \text{ cm}^2 \Rightarrow 70 \times 70 \text{ cm}^2$
- On change les positions des voiles.

Remarque:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- La période fondamentale $T_X(\text{dyn}) = 0.75\text{s}$
- La période fondamentale $T_Y(\text{dyn}) = 0.71\text{ s}$

Donc: $T_X = 0.75\text{s} > T_{\text{RPA}} = 0,58\text{s}$.
 $T_Y = 0.71\text{s} > T_{\text{RPA}} = 0,58\text{s}$.

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3T_{\text{empirique}}$

Tableau 6.6 : la période de calcul de VMSE.

➔ $T_{\text{dynamique}} < 1.3T_{\text{statique}}$

La direction X :

$T_{x \text{ dynamique}} = 0.75\text{s}$

$T_{\text{statique}} = 0.58\text{s}$

$1.3T_{\text{statique}} = 0.75\text{s}$

$\frac{T_{x(\text{dyn})}}{T_{\text{stat}}} \approx 1.29 < 1.3$; $T_{\text{statique}} = 0.58\text{s} < T_{x \text{ dynamique}} = 0.75\text{s} \leq 1.3T_{\text{statique}} = 0.75\text{s}$

On prend la valeur de la période $T_x = T_{x \text{ dynamique}} = 0.75\text{s}$

La direction Y :

$T_{y \text{ dynamique}} = 0.71\text{s}$

$T_{\text{statique}} = 0.58\text{s}$

$1.3T_{\text{statique}} = 0.75\text{s}$

$\frac{T_{y(\text{dyn})}}{T_{\text{stat}}} \approx 1.22 < 1.3$; $T_{\text{statique}} = 0.58\text{s} < T_{y \text{ dynamique}} = 0.71\text{s} \leq 1.3T_{\text{statique}} = 0.75\text{s}$

On prend la valeur de la période $T_y = T_{y \text{ dynamique}} = 0.71\text{s}$

↙ Donc : $T_x=0.75\text{sec}$; $T_y=0.71\text{sec}$.

6.6.2. Comportement de la structure :

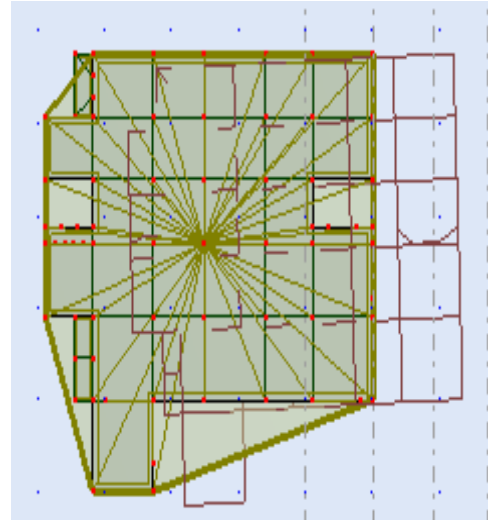
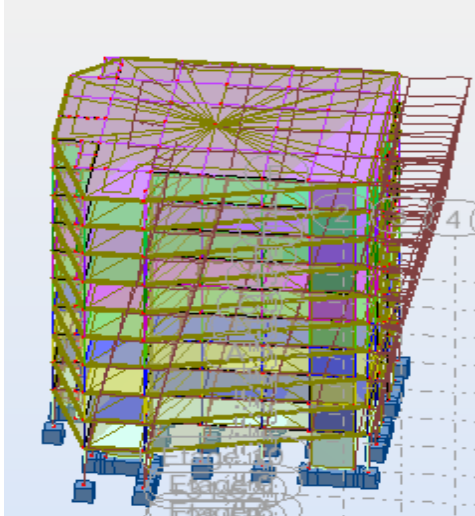


Figure 6.5. (Mode 1) translation suivant l'axe x-x ($T_1=0,75$).

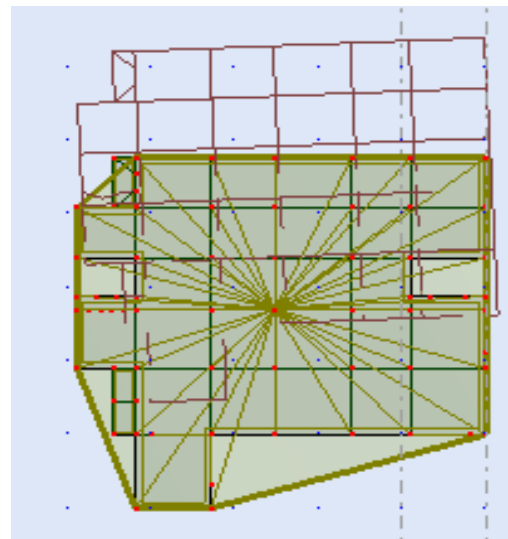
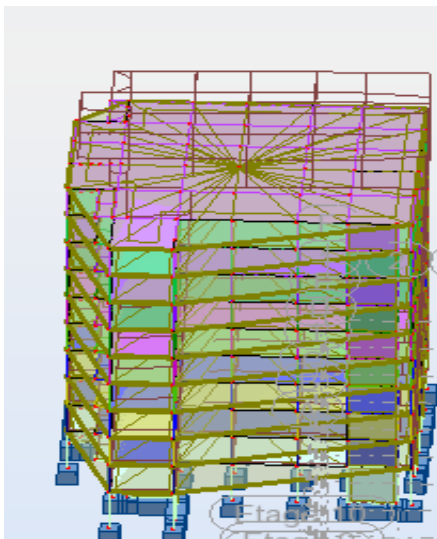


Figure 6.6. (Mode 2) translation suivant l'axe y-y ($T_2=0,71$).

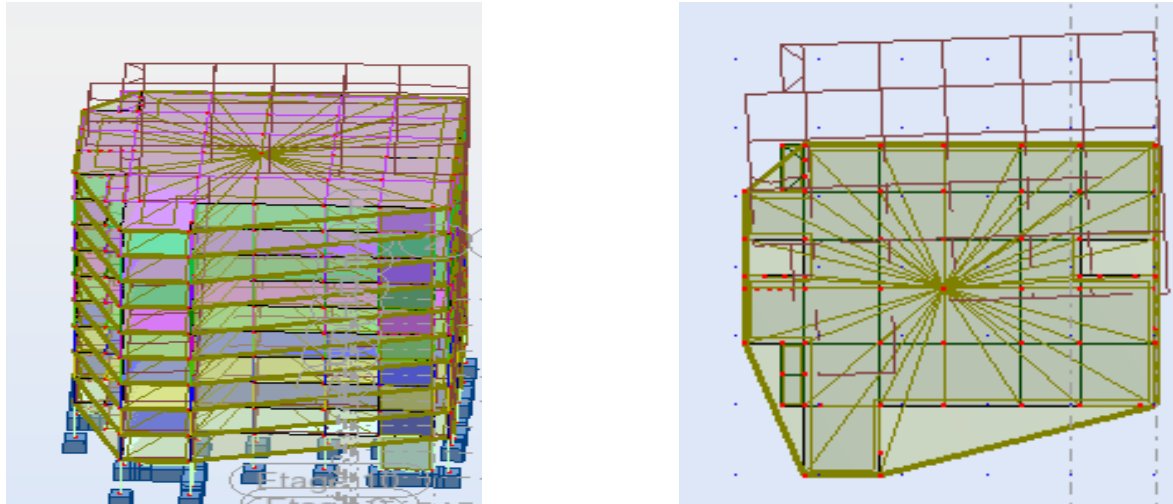


Figure 6.7 (Mode 3) rotation suivant l'axe z-z ($T_3=0,56$).

- **Vérfications de l'interaction Portiques-Voiles : selon RPA 99 version 2003**

(Art 3.4.4.a) p 19 :

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

- **Charges verticales : voiles $\leq 20\%$:**

	FZ [KN]	FZ sur les voiles [KN]
Etage 1	-65819.43	-11921.09
Etage 2	-57649.76	-9590.70
Etage 3	-51093.84	-8532.31
Etage 4	-44537.92	-7370.52
Etage 5	-37982.00	-6196.12
Etage 6	-31426.08	-5011.58
Etage 7	-24870.16	-3819.74
Etage 8	-18314.24	-2622.68
Etage 9	-11758.32	-1427.53
Etage 10	-5178.99	-113.90

Tableau. 6.7 : Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles

- ✓ Les sollicitations verticales totales de la structure : -65819.43 KN
- ✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : -11921.09KN

$$\frac{F_{zvoiles}}{F_{total}} = \frac{-11921.09}{-65819.43} \times 100 = 18.11\% < 20\% \quad \text{Condition vérifié}$$

✚ Charges horizontales : portiques > 25% :

	Fx	Fx poteau
Etage 1	3365.58	906.00
Etage 2	3282.76	670.90
Etage 3	3138.13	767.89
Etage 4	2953.48	822.76
Etage 5	2730.44	848.94
Etage 6	2452.69	843.93
Etage 7	2118.74	812.67
Etage 8	1734.31	766.41
Etage 9	1269.79	668.71
Etage 10	655.58	757.78

Tableau.6.8 : L'effort tranchant modal à la base sens X

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{906.00}{3365.58} \times 100 = 26.92\% > 25\% \quad \text{Condition vérifié}$$

	Fy	Fy poteau
Etage 1	3548.71	1015.85
Etage 2	3457.75	967.90
Etage 3	3312.50	1068.36
Etage 4	3120.72	1120.68
Etage 5	2872.31	1128.19
Etage 6	2569.64	1094.26
Etage 7	2208.86	1027.01
Etage 8	1782.48	943.44
Etage 9	1286.79	799.64
Etage 10	655.58	757.78

Tableau. 6.9 : L'effort tranchant modal à la base sens Y

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{1015.85}{3548.71} \times 100 = 28.63\% > 25\% \quad \text{Condition vérifié}$$

DONC : La condition de l'interaction portique-voile est condition vérifier.

Remarque: La Structure est à système de contreventement par des voiles et des portiques « Mixte »

6.6.3. Vérification la force sismique :

La résultante des forces sismique a la base obtenue par la méthode de l'analyse modale $V_{\text{dynamique}}$ ne doit pas être inférieure a **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{statique} **RPA99V2003 (Article 4.3.6),**

- A cause de la symétrie les calculs dans le sens longitudinale et transversal est mémé

$$V_{\text{statique}} = 380.08t$$

On a la force sismique donnée par la méthode dynamique :

$$V_{\text{dynamique}} \begin{cases} \text{Longitudinalement} : V_{\text{dynamique}}^l = 336.558t \\ \text{Transversalement} : V_{\text{dynamique}}^t = 354.871t \end{cases}$$

$$0,8V_{\text{statique}} = 304.06t$$

$$\frac{V_{\text{dynamique}}}{V_{\text{statique}}} = \begin{cases} \text{Longitudinalement} = 0.89 > 0,8 \\ \text{Transversalement} = 0.93 > 0.8 \end{cases}$$

6.7. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (**art 4.2.5 RPA99/version2003**)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\begin{cases} F_t = 0,07 T \cdot V & \text{si } T > 0,7 S \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0,7 S \end{cases}$$

On a : $T = 0.58 < 0,7 \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par L'expression (**art 4.11 RPA99/version2003**)

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i ,

h_i : niveau du plancher,

F_t : force concentrée au sommet de la structure,

Les résultats sont présentés dans le tableau

On a : $V_{\text{dyn } x} = 336.558\text{t}$

Niveau	W_i (t)	H_i	$W_i * H_i$	F_i (t) tr = $F_i(t)lon$
9	587.63239	31.62	18580.86	57.73
8	609.02530	28.56	17393.9	54.05
7	609.02530	25.5	15530.27	48.25
6	609.02530	22.44	13666.63	42.46
5	609.02530	19.38	11803.00	36.67
4	609.02530	16.32	9939.37	30.88
3	609.02530	13.26	8075.74	25.09
2	609.02530	10.2	6212.11	19.30
1	609.02530	7.14	4348.47	13.51
RDC	678.38021	4.08	2767.79	8.60
		Somme	108318.14	

Tableau 6.10 résultat des forces sismiques (x-x)

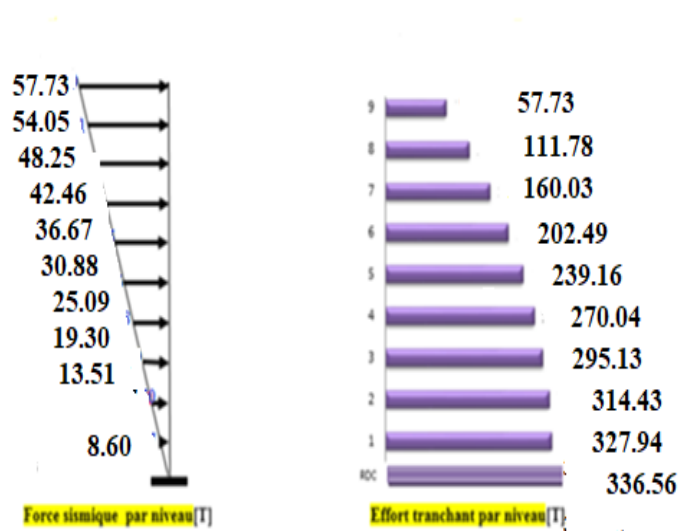


Figure.6.8 : Schéma représentant la distribution de la force sismique et l'effort tranchant selon la hauteur(X)

On a : $V_{dyn Y} = 354.871t$

Niveau	$W_i (t)$	H_i	$W_i * H_i$	$F_i (t) \text{ tr} = F_i(t)lon$
9	587.63239	31.62	18580.86	60.87
8	609.02530	28.56	17393.9	56.99
7	609.02530	25.5	15530.27	50.88
6	609.02530	22.44	13666.63	44.77
5	609.02530	19.38	11803.00	38.67
4	609.02530	16.32	9939.37	32.56
3	609.02530	13.26	8075.74	26.46
2	609.02530	10.2	6212.11	20.35
1	609.02530	7.14	4348.47	14.25
RDC	678.38021	4.08	2767.79	9.07
Somme			108318.14	

Tableau 6.11 résultat des forces sismiques (y-y)

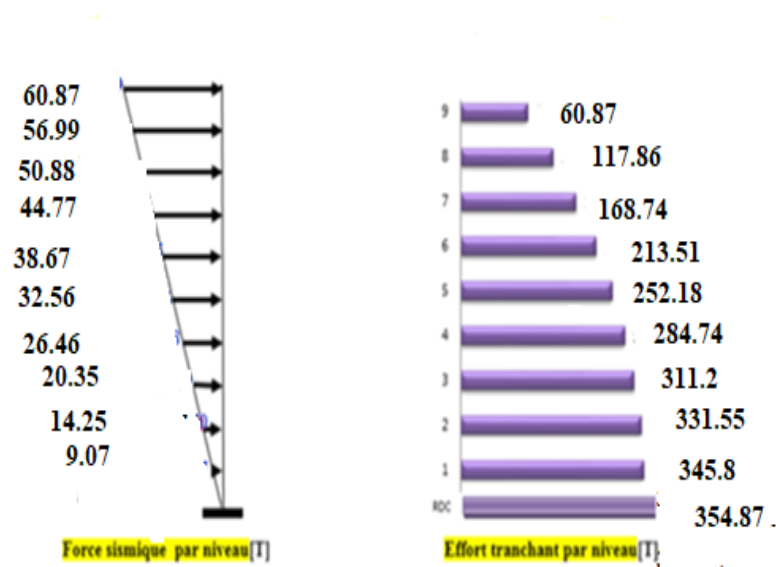


Figure.6.9 : Schéma représentant la distribution de la force sismique et l’effort tranchant selon la hauteur(y)

6.8. Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

avec :

- ✓ M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times \frac{L}{2}$
- ✓ M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$
- ✓ W : Poids du bâtiment

Niveau	F_i (t) tr = $F_i(t)$ lon	H_i	$F_{ii} * H_i = M_r$
9	57.73	31.62	1825.42
8	54.05	28.56	1543.67
7	48.25	25.5	1220.38
6	42.46	22.44	952.80
5	36.67	19.38	710.66
4	30.88	16.32	503.96

3	25.09	13.26	332.69
2	19.30	10.2	196.86
1	13.51	7.14	96.46
RDC	8.60	4.08	34.08
		Somme	7416.95

Tableau. 6.12.- Distribution du moment de renversement à chaque étage(x)

Niveau	$F_i(t) \text{ tr} = F_i(t)_{\text{lon}}$	H_i	$F_{ii} * H_i = M_r$
9	60.87	31.62	1924.71
8	56.99	28.56	1627.63
7	50.88	25.5	1297.44
6	44.77	22.44	1004.64
5	38.67	19.38	749.42
4	32.56	16.32	531.38
3	26.46	13.26	350.86
2	20.35	10.2	207.57
1	14.25	7.14	101.75
RDC	9.07	4.08	37
		Somme	7832.4

Tableau. 6.13.- Distribution du moment de renversement à chaque étage(y)

W (T)	L_x (m)	$L_x/2$ (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	Vérification
6138.215 47	24.4	12.2	74886.28	7416.95	10.09	CV

Tableau. 6.14. Vérification au renversement dans le Sens longitudinal

W (T)	L _y (m)	L _y /2 (m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s /M _r	Vérification
6138.21 547	23.8	11.9	73044.82	7832.4	9.32	CV

Tableau. 6.15.- Vérification au renversement dans le Sens transversal

En conclusion : La stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux sens

6.9. Vérification des déplacements horizontaux :

6.9. 1. Les déplacements latéraux inter- étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{représente la hauteur de l'étage.}$$

Avec :

$$\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

(idem dans le sens y, Δ_{ey}^k). Avec :

δ_{ex}^k est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans

le sens y, δ_{ey}^k).

6.9.2. Les déplacements résultantes de la combinaison des charges G+Q+E :

On a : $R = 5$

Après analyse des résultats on obtient le tableau ci-dessous

NIVEAU	Δ_{ex}	Δ_{ey}	Δ_x	Δ_y	$\bar{\Delta}$	
RDC	0.8	0.8	4	4	40,8	Verifier
1	1	1.2	5	6	30,6	Verifier
2	1.4	1.4	7	7	30,6	Verifier
3	1.6	1.6	8	8	30,6	Verifier
4	1.8	1.6	9	8	30,6	Verifier
5	1.8	1.6	9	8	30,6	Verifier
6	1.8	1.6	9	8	30,6	Verifier
7	1.8	1.4	9	7	30,6	Verifier
8	1.8	1.4	9	7	30,6	Verifier
9	1.6	1.2	8	6	30.6	Verifier

Tableau .6.16 : Déplacements absolus pour les deux directions principales

6.9.3. Justification vis a vis de l'effet P- Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k, \Delta_k / V_k, h_k \leq 0,10. \text{ RPA99/V2003 (art5.9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » ,

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E)

h_k : hauteur de l'étage « k ».

↪ Sens longitudinal 'X' :

NIVEAU U	$W_i (t)$	P_K	Δ_K	V_K	$h_i (m)$	Θ
9	587.63239	587.63	0.008	57.73	3.06	0.027
8	609.02530	1196.66	0.009	111.78	3.06	0.031
7	609.02530	1805.69	0.009	160.03	3.06	0.033
6	609.02530	2414.72	0.009	202.49	3.06	0.035
5	609.02530	3023.75	0.009	239.16	3.06	0.037
4	609.02530	3632.78	0.009	270.04	3.06	0.039
3	609.02530	4241.81	0.008	295.13	3.06	0.038
2	609.02530	4850.84	0.007	314.43	3.06	0.035
1	609.02530	5459.87	0.005	327.94	3.06	0.027
RDC	678.38021	6138.25	0.004	336.45	4.08	0.018

Tableau 6.17. Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens longitudinal↪ Sens transversal 'Y' :

NIVEAU	W_i	P_K	Δ_K	V_K	h_i	Θ
9	587.63239	587.63	0.006	60.87	3.06	0.019
8	609.02530	1196.66	0.007	117.86	3.06	0.023
7	609.02530	1805.69	0.007	168.74	3.06	0.025
6	609.02530	2414.72	0.008	213.51	3.06	0.030
5	609.02530	3023.75	0.008	252.18	3.06	0.031
4	609.02530	3632.78	0.008	284.74	3.06	0.033
3	609.02530	4241.81	0.008	311.2	3.06	0.036
2	609.02530	4850.84	0.007	331.55	3.06	0.033
1	609.02530	5459.87	0.006	345.8	3.06	0.031

RDC	678.38021	6138.25	0.004	354.87	4.08	0.017
-----	-----------	---------	-------	--------	------	-------

Tableau 6.18 justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens transversal

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul de éléments structuraux.

6.10. Caractéristique géométrique et massique:

a. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur),

- Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

Les caractéristiques massiques de la structure sont présentées ci –après

	Calcul automatique
Niveau	W
9	587632.39
8	609025.30
7	609025.30
6	609025.30
5	609025.30
4	609025.30
3	609025.30
2	609025.30
1	609025.30
RDC	678380.21
TOTAL	6138215.32Kg

Tableaux 6.19 caractéristiques massiques

b. Centre de gravité des rigidités :

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_G = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi}.

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi}.

c. L'excentricité théorique :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{CT} - X_{CM}$$

$$e_y = Y_{CT} - Y_{CM}$$

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]
6/ 1	Etage 1	678380,21	7,14 48,92 2,04	6,42 48,61 2,51	29477361,32	41087772,45	70565133,76	0,72	0,31
6/ 2	Etage 2	609024,84	7,14 48,90 5,61	6,41 48,63 6,04	26199958,44	36244672,37	62444630,81	0,73	0,27
6/ 3	Etage 3	609024,84	7,14 48,90 8,67	6,41 48,63 9,10	26199958,44	36244676,88	62444635,32	0,73	0,27
6/ 4	Etage 4	609024,84	,14 48,90 11,73	,41 48,63 12,16	26199958,44	36244672,37	62444630,81	0,73	0,27
6/ 5	Etage 5	609024,84	,14 48,90 14,79	,41 48,63 15,22	26199958,44	36244676,88	62444635,32	0,73	0,27
6/ 6	Etage 6	609024,84	,14 48,90 17,85	,41 48,63 18,28	26199958,44	36244672,36	62444630,81	0,73	0,27
6/ 7	Etage 7	609024,84	,14 48,90 20,91	,41 48,63 21,34	26199958,44	36244672,36	62444630,81	0,73	0,27
6/ 8	Etage 8	609024,84	,14 48,90 23,97	,41 48,63 24,40	26199958,44	36244672,36	62444630,81	0,73	0,27
6/ 9	Etage 9	609024,84	,14 48,90 27,03	,41 48,63 27,46	26199958,44	36246192,78	62446151,23	0,73	0,27
6/ 10	Etage 10	587632,39	,18 48,90 30,09	,41 48,61 30,53	24666279,71	34170792,67	58837072,38	0,77	0,30

Tableau6.20 : les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

ex₀ : excentricité théorique suivant x.

ey₀ : excentricité théorique suivant y.

d. L'excentricité accidentelle :

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être

Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

- ex totale = ex théorique $\pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$
- ey totale = ey théorique $\pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$

L'excentricité à prendre dans le calcul :

$$\text{Sens X : } e_{acc} = 0.05 \times 23.8 = 1,19 \text{ m}$$

$$\text{Sens Y : } e_{acc} = 0.05 \times 24.4 = 1,22 \text{ m}$$

Nom	Masse [kg]	ex0 [m]	ey0 [m]
Etage 1	678380.21	1.22	1.19
Etage 2	609025.30	1.22	1.19
Etage 3	609025.30	1.22	1.19
Etage 4	609025.30	1.22	1.19
Etage 5	609025.30	1.22	1.19
Etage 6	609025.30	1.22	1.19
Etage 7	609025.30	1.22	1.19
Etage 8	609025.30	1.22	1.19
Etage 9	609025.30	1.22	1.19
Etage 10	587632.39	1.22	1.19

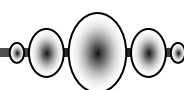
6.11. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

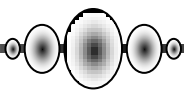
Toutes les étapes de l'étude dynamique, à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003



Chapitre 7 :
Étude au vent et effet de neige



7.1 .Étude au vent :

7.1.1. Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres :

- ✓ le site.
- ✓ l'altitude.
- ✓ la région.
- ✓ les dimensions de l'ouvrage.

7.1.2. Application des R N V 99 /2013:

La vérification de la stabilité d'ensemble:

La vérification de la stabilité d'ensemble: Les RNV 99/V2013 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire. Notre construction appartient à la catégorie IV (art 1.1.3 RNV99 /V2013)

- ✓ Largeur 23.8 m.
- ✓ Longueur 24.40 m.
- ✓ Hauteur totale sans l'acrotère 31.62 m.

L'application des RNV 99/2013 exige les étapes suivantes :

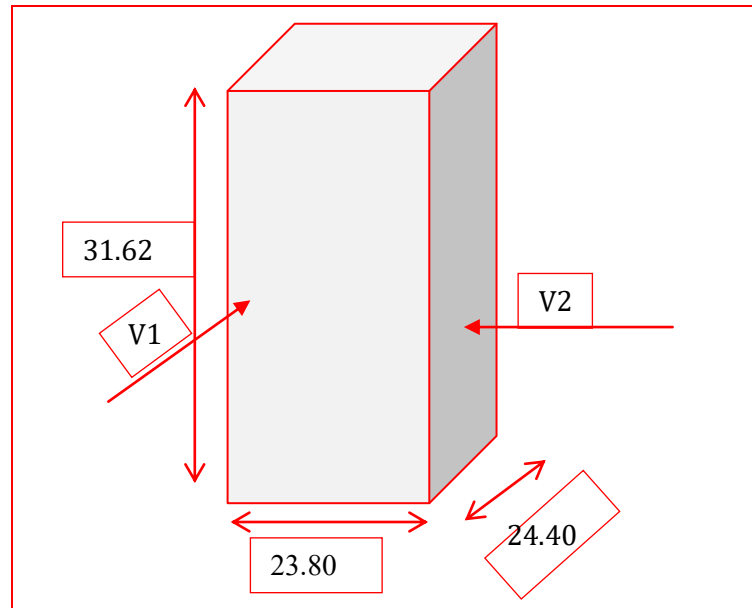


Figure.7.1. Action du vent

1) Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

La pression dynamique de point $q_{dyn}(z_j)$ à l'hauteur de référence (z_j) est un donne par

La formule (2.1 p50 des RNV99/V2013).

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$$

Z_j : est la hauteur de référence.

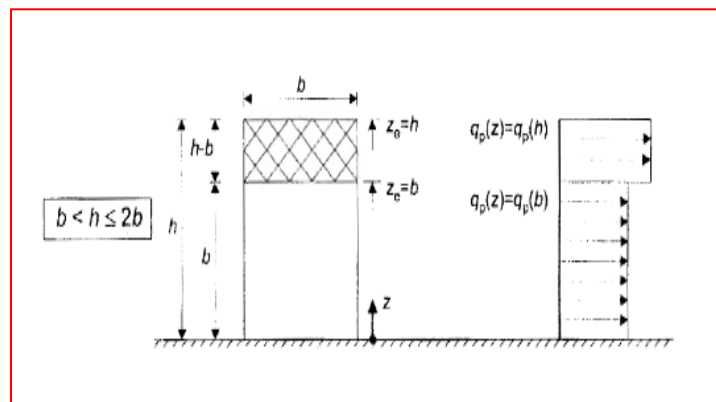


Figure 7.2. Hauteur de référence (z_j) et profil correspondant de la pression dynamique

q_{ref} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes. Donnée par le tableau 2.2 en fonction de la zone du vent.

$$\text{Zone I} \rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2.$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent. Ce peut être calculé par la formule (2.2):

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times [1 + 7 \times I_v(Z)]$$

C_t : coefficient de topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent. Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 des RNV99/V2013).

C_r : coefficient de rugosité, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent. Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 des RNV99/V2013).

$$\text{Site plat} \rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$$

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent; Sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$Z_{min} \leq Z \leq 200m \rightarrow C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

$$Z \leq Z_{min} \rightarrow C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau 2.4 définition des catégories de terrain RNV99/2013 on a :

Catégorie de terrain	K_T	Z_0	Z_{min}	ϵ
(IV) Zone dont au moins 15% de la surface est occupé par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m	0.234	1	10	0.67

Le tableau suivant résume les coefficients cités ci avant:

Sans Y :

Z (m)	Cr	Iv	Ce (z)	CT	qref(N/m ²)	Qdyn (N/m ²)
23.8	0.742	1.348	5.746	1	375	2154.75
31.62	0.808	1.238	6.311	1	375	2366.63

2) détermination du coefficient dynamique Cd :

Paramètre	Forme analytique	Référence	Résultat
Li(zeq)	$Li(z)=300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\epsilon$	cf. § 3.3.1 formule 3.3a	87.18
Q ²	$Q^2 = \frac{1}{1+0.9 \times \left(\frac{(b+h)}{Li(zeq)}\right)^{0.63}}$	cf. § 3.3.1 formule 3.2	0.619
n _{1,x} (Hz)	n _{1,x} =46/h	cf. § 3.3.4.2 formule 3.14	1.45
δ	δ = δs + δa avec δa = 0	cf. § 3.3.2 formule S.9 tableau 3.1	0.1
V _m (zeq)	V _m (z) = Ct(z) × Cr(z) × Vréf	cf. annexe 2	20.2
N _x	$N_x = \frac{n_{1,x} Li(zeq)}{V_m(zeq)}$	cf. § 3.3.2 formule 3.6	6.25
R _N	$R_N = \frac{6.8 \times N_x \times h}{(1+10.2 \times N_x)^{5/3}}$	cf. § 3.3.2 formule 3.5	1.29
η	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{Li(zeq)}$	cf. §3.3.2 formule 3.8a Pour h =31.62m	10.42
	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{Li(zeq)}$	cf. § 3.3.2 formule 3.8b Pour b=27m	7.85
R _h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta h}\right) - \left(\frac{1}{2\eta h^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta h})$	cf. § 3.3.2 formule 3.7a	0.048

Rb	$Rb = \left(\frac{1}{\eta b}\right) - \left(\frac{1}{2\eta b^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta b})$	cf. § 3.3.2 formule 3.7b	0.064
R²	$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \times RN \times Rh \times Rb$	cf. § 3.3.2 formule 3.4	1.953
V	$V = n_{1,x} \times \sqrt{\left(\frac{R^2}{Q^2 + R^2}\right)} \geq 0.08$	cf. § 3.3.3 formule 3.12	1.264
G	$g = \sqrt{2} \times \ln(600 \times V) + \frac{0.6}{\sqrt{2} \times \ln(600 \times V)} \geq 3$	cf. § 3.3.3 formule 3.11	3.80
Iv	$I(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$ pour $z > z_{min}$	Cf. § 2.4.6 formule 2.5a	1.238
Cd	$Cd = \frac{1 + 2 \times g \times Iv(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7Iv}$	cf. §.3.3 formule 3.1	0.884

3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée. C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,1} & S &\leq 1m^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(s) & 1m^2 &< S < 10m^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} & S &\geq 10m^2
 \end{aligned}$$

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Parois verticales :

Sens Y :

$$h = 31.62 \text{ m} ; b = 23.8 \text{ m} ; d = 24.40 \text{ m}$$

$e = \text{Min}(b, 2h)$. $\Rightarrow e = \text{Min}(23.8 ; 2 \times 31.62)$. $e = 23.8 \text{ m}$. Donc $e < d = 24.40 \text{ m}$

$d > e$ (1^{ère} cas) alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

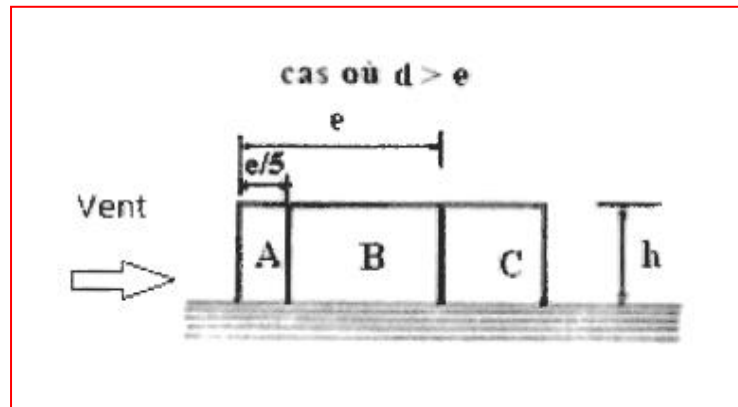
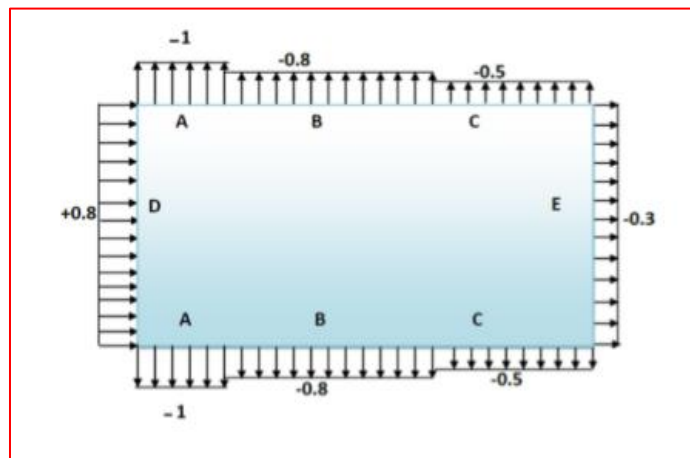


Figure 7.3 : Légende pour les parois verticales sens Y.

A'	B'	C'	D'	E'
Cpe, 10	Cpe, 10	Cpe, 10	Cpe, 10	Cpe, 10
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 7.1 : coefficients de pressions extérieures Cpe.



Sens X :

$h = 31.62 \text{ m}$; $b = 24.40 \text{ m}$; $d = 23.8 \text{ m}$

$e = \text{Min}(b, 2h)$. $\Rightarrow e = \text{Min}(24.4 ; 2 \times 31.62)$. $e = 24.00 \text{ m}$. Donc $e > d = 23.8 \text{ m}$

$5d > e \geq d$ (2^{ème} cas) alors la paroi est A' B' pour les parois parallèles qui sont données par la figure suivants :

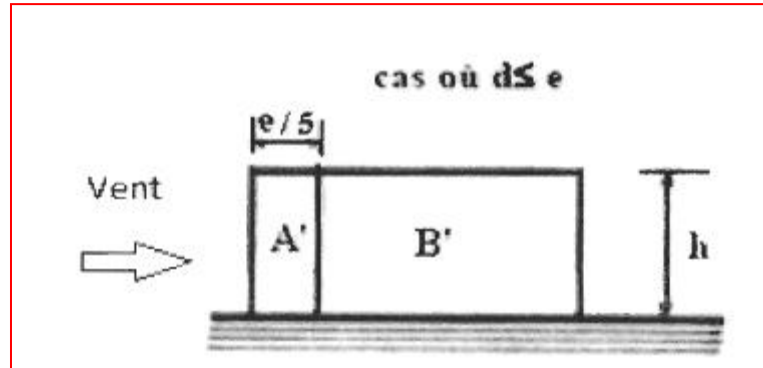
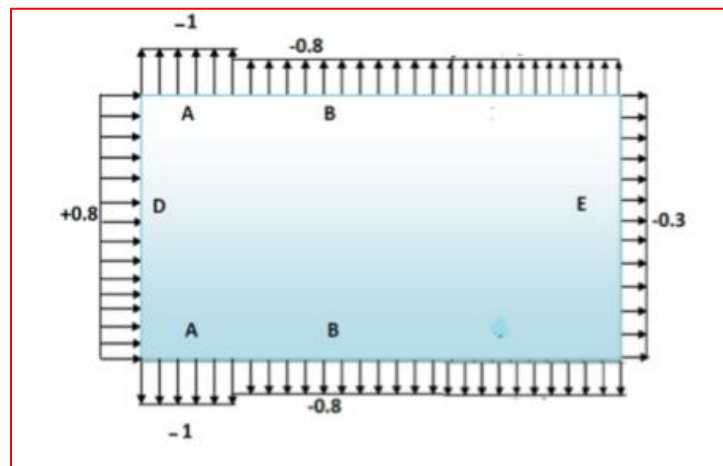


Figure 7.4 : Légende pour les parois verticales sens Y.

Les valeurs de $C_{pe, 10}$ pour les deux sens X

A'	B'	D'	E'
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau 7.2 : coefficients de pressions extérieures C_{pe} .



7.1.3. Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après.

Le coefficient $C_{pe,10}$, $C_{pe,1}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99/2013 P.66).

b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

Sans X : $e = \text{Min} (b.2h) \Rightarrow e = \text{Min} (24.40 ; 2 \times 31.62)$ $e=24.40 \text{ m}$

Sans Y : $e = \text{Min} (b.2h) \Rightarrow e = \text{Min} (23.8; 2 \times 31.62)$ $e=23.8\text{m}$

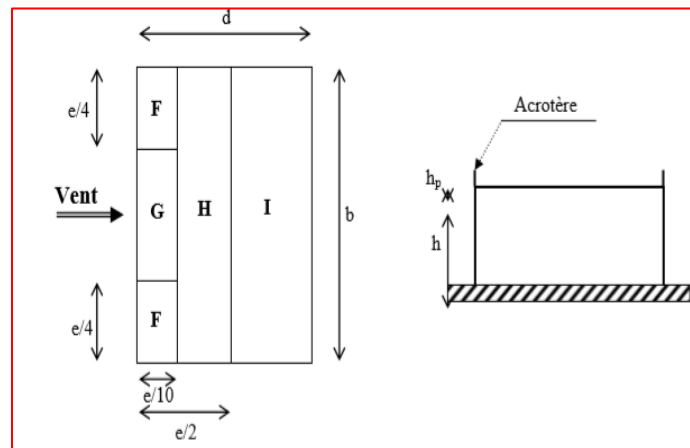


Figure.7.5.répartitions des coefficients de pression (Acrotère)

		Zones			
		F	G	H	I
		$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
Avec Acrotères	$h_p/h=0.025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h=0.05$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h=0.10$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/31.62 = 0.02$

On trouve :

- Zone F : $C_{pe, 10} = -1,6$
- Zone G : $C_{pe, 10} = -1,1$
- Zone H : $C_{pe, 10} = -0,7$
- Zone I : $C_{pe, 10} = \pm 0,2$

7.1.4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures.

Les valeurs suivantes doivent être utilisées:

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

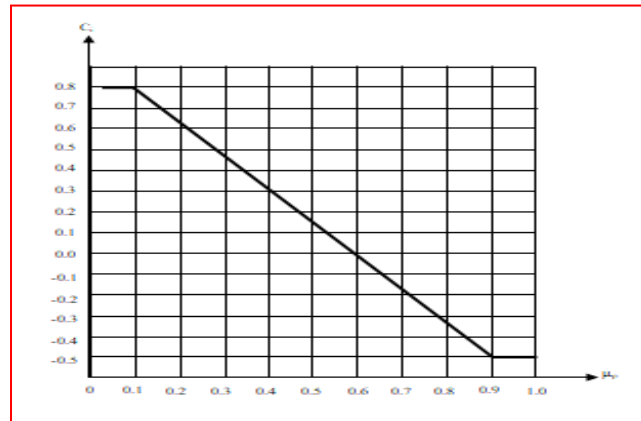


Figure 7.6. Coefficient de pression interne C_{pi}

Les ouvertures où C_{pe} est négatif ou nul sont situées au niveau des zones A, B, C et E.

La figure se dessus montre les ouvertures de la structure

	Dimension
Fenêtre	1.10×1.10m
Porte fenêtre	2.10×1m
Porte d'entrée	1.5× 2.5 m

- Surface de toutes les ouvertures : $(1.5 \times 2.5) + (10 \times (4 \times 1.10 \times 1.10)) + (4 \times 2.10 \times 1) = 136.15 \text{ m}^2$
- Surface des ouvertures où $c_{pe} \leq 0$: $(1.5 \times 2.5) + (14 \times (2 \times 1.10 \times 1.10)) + (10 \times (2 \times 2.10 \times 1)) = 79.63 \text{ m}^2$

$\mu_p = 69.95 / 136.15 \quad \mu_p = 0.60$

Pour $\mu_p = 0.50$ et $h/d = 31.62 / 24.40 = 1.30 > 1 \quad c_{pi} = -0.05$

7.1.5. Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions des catégories IV, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides. Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1 (RNV.99/2013. P.40):

$q_j = C_d \times W(Z_j)$

- C_d : Coefficient dynamique.
- $W \text{ (N/m}^2\text{)}$: La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .
- W_j : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$

• Pression sur les parois au vent : (zoneD)

La hauteur de référence (c (§ 5.2.2.3)) est prise égale à la hauteur de référence considérée

Pour la détermination des pressions extérieures soit :

$Z_e = h = 31.62 \text{ m}$ pour les murs parallèles au vent et sous le vent

$Z_e = b = 23.8 \text{ m}$ et $Z_e = h = 31.62 \text{ m}$ pour les parois au vent

		Forces extérieures en N				
Z_{eq}	$Q_{dyn} \text{ [N/m}^2\text{]}$	Aire A_{ref}	C_{pe}	c_{pi}	$W(z_e) \text{ [N/m}^2\text{]}$	Force totale [N]

23.8	2154.75	571.2	+0.8	-0.05	1832	1619.5
31.62	2366.63	758.88	+0.8	-0.05	2012	1778.6

Tableau 7.3. Forces extérieures sur les parois an vent

- Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent : (zone A ,B,C et E)

Zeq	Qdyn (Ze) [N/m ²]	Zone	Forces extérieures en N				
			aire A _{ref}	C _{pe}	C _{pi}	W (ze) [N/m ²]	Force totale [kN]
Zeq=31.62	2366.63	A	150.5	-1.0	-0.05	-2248	-1996
		B	602.04	-0.8	-0.05	-1774	-1575
		C	6.32	-0.5	-0.05	-1065	-946
		E	752.56	-0.3	-0.05	-592	-526

Tableau.7. 4.Forces extérieures sur les parois parallèles an vent et sous le vent

Donc : Le même principale dans le sans x

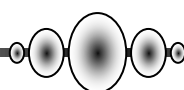
7.3. Conclusion:

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que ces derniers sont plus importants. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible .et pour cela on peut négliger l'effet du vent au ferrailage. On néglige également l'effet de la neige car elle est faible.

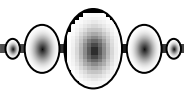


Parties

04



Chapitre 8 :
Ferraillage des éléments structuraux



8. Ferrailage des éléments structuraux

8.1.1. Introduction :

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

8.1.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M)

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Le tableau ci-après:

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable et transitoire	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau.8.1.1 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

❖ Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le [RPA 2003], dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{cj}} \leq 0.30$$

Ou :

Nd: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc: est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj}: est la résistance caractéristique du béton

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{cj}} \leq 0.30 = \frac{1853350}{700 \times 700 \times 25} = 0.15 \leq 0.30 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

8.1.3. Le ferraillage :

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

- N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$\underbrace{N(d - c')}_{(A)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(B)}$$

8.1.3.1. Le moment fictif :

$$M_a = Mg + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \rightarrow A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_S}$$

8.1.3. 2. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes;
- Q : Charges d'exploitations et
- E : Efforts sismiques.
- Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

✚ Selon BAEL 91:

E L U 1,35 G + 1,5 Q

E L S G + Q

✚ **Selon RPA 99/version2003 (situation accidentelle)**

$$G + Q \pm E \quad (\text{article 5.2 page 38})$$

$$0.8G \pm E$$

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

$$N_{\max} \quad \longleftrightarrow \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \quad \longleftrightarrow \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \quad \longleftrightarrow \quad N_{\text{correspondant}}$$

8.1.3.2.1. Recommandation du RPA 99/version 2003 :

✚ **Armatures longitudinales : (article 7.4.2.1. page 48)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de
 - 3% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de
 - 40 Φ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

h_e : hauteur d'étage

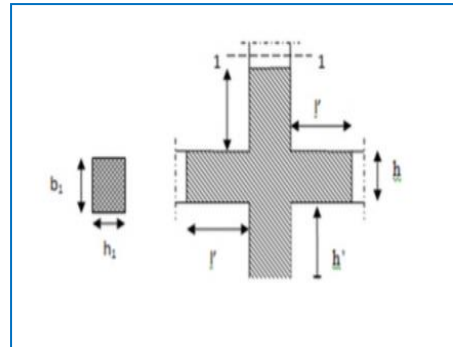


Figure 8. 1.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Niveau	Section du poteau	A ^{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et étage	70 × 70	39.2	147	294

Tableau. 8.1.2. Ferraillage minimal et maximal des poteaux selon les RPA99/Version 2003

✚ Armatures transversales : (article 7.4.2.2. page 48)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

ρ_a=2.5 Si l'élancement géométrique λ_g ≥ 5.

ρ_a=3.75 Si l'élancement géométrique λ_g < 5.

f_e= 400 Mpa.

t : Espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min} (10\Phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodale.

$t \leq \text{Min} 15\Phi$ en zone de courante.

Avec Φ diamètre longitudinal du poteau.

- La quantité d'armatures minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée par :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$

0.8 % si $\lambda_g \leq 3$ Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ avec a et b, les dimensions de la section du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

8.1.2.1.3. BAEL91 [(article A.8.1.3)] :

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

8.1.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N < 0$: effort de traction.

$N > 0$: effort de compression

8.4. Exemple de calcul ferrailage:

Soit le poteau du RDC (dimension 45×55) :

$$s = 70 \times 70 = 4900 (\text{cm}^2)$$

Acier Fe E400

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

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa}$;

$L = 4.08 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

• **L'enrobage :**

$$\Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{70}{2} = 4 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 4 \text{ cm}$ $d = h - c = 70 - 4 = 66 \text{ cm.}$ $d = 66 \text{ cm}$

8.1.4.1. Ferraillage longitudinal :

ELU		G + Q +E		0.8G + E		ELS	
Nmax (KN)	Mcor (KN.m)	Mmax (KN. m)	Ncor (KN)	Nmin (KN)	Mcor (KN.m)	Nmax (KN)	Mcor (KN . m)
2539.70	58.58	38.27	2950.46	20.30	150.25	1853.35	42.65

Tableau.8.1.3:Les résultats des combinaisons des charges (Des sollicitations dans le poteau)

✓ **1^{ère} Cas: E.L.U:**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article **.A.4.3.5 du C.B.A 93** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_a = e_0 + e_a$$

- e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).
- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_0 = \frac{M_{COR}}{N_{MAX}} = \frac{58.58}{2539.70} = 0.023 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{408}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 1.63) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.023 + 0.02 = 0.043 \text{ m}$$

- Excentricité due aux effets du second ordre e_2 :

$$S_i = \frac{L_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20 \cdot e_1}{h}\right) = \max\left(15; \frac{20 \times 0.0340}{0.70}\right) = \max(15; 1.23)$$

- L_f : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.86 \text{ m.}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{286}{70} = 4.09 \leq \max(15; 0.123) \rightarrow 4.09 \leq 15 \dots \dots \dots CV$$

Donc les efforts du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \Phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 14.14$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.86^2}{10^4 \times 0.70} (2 + 2 \times 0.82) = 0.013 \text{ m}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1

On supposera $\alpha = 0.5$

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e = e_1 + e_2 = 0.043 + 0.013 = 0.066 \text{ m}$$

$$M_{\text{corregé}} = N_{\text{max}} \times e = 2539.70 \times 0.066 = 167.62 \text{ KN.m}$$

- Les efforts corrigés :

$$N_{\text{max}} = 2539.70 \text{ (KN)} ; \quad M_{\text{corr}} = 167.62 \text{ (KN.m).}$$

$$* \quad A = (0.337 h - 0.81 c^2) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 70 - 4 \times 0.82) \cdot 70 \times 70 \times 14.2 = 1413169.8 \text{ N.m}$$

$$* \quad B = N (d - c^2) - M_{\text{ua}}$$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = 167.62 + 2539.70 \times \left(0.66 - \frac{0.70}{2} \right) = 955 \text{ KN.m}$$

$$B = 2539.70(0.66 - 0.04) - 955 = 619.66 \text{ KN.m}$$

Alors : A = 1413.1698 KN.m > B = 619.88 KN.m

Donc : la section est partiellement comprimée

❖ **Détermination des armatures à la flexion simple et à la flexion composée**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

M _a (N.m)	μ	μ _l	α	β	A _f	A _{cal} (cm ²)
955000	0.221	0.392	0.315	0.874	47.57	0

Tableau.8.1.4 : Les armatures longitudinales des poteaux à l'E.L.U

✓ **2^{ème} Cas G+Q+E :**

• **Les efforts corrigés**

$$N_{corr} = 2950.46 \text{ (KN)} ; M_{max} = 38.27 \text{ (KN.m)}$$

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{38.27}{2950.46} = 0.013$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.013 + 0.02 = 0.033 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.033 + 0.013 = 0.046 \text{ m}$$

$$M_{corregé} = N \times e = 2950.46 \times 0.046 = 135.72 \text{ KN.m}$$

* A = (0.337 h - 0.81 c') . b.h. σ_b

$$A = 1841101.5 \text{ N.m}$$

* B = N (d - c') - M_{ua}

$$M_{ua} = M_{corr} + N \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = 135.72 + 2950.46 \times \left(0.66 - \frac{0.70}{2} \right) = 1050.36 \text{ KN.m}$$

$$B = 2950.46 (0.66 - 0.04) - 1050.36 = 777.47 \text{ KN.m}$$

Alors : A = 1841.1015 KN.m > B = 778.92 KN.m

Donc : la section est partiellement comprimée

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	β	A_f	A_{cal} (cm ²)
1050360	0.19	0.392	0.26	0.896	44.40	0

Tableau.8.1.5 : Les armatures longitudinales des poteaux à « G + Q ± E »

✓ 3^{ème} Cas : 0.8G+E :

• Les efforts corrigés :

$N_{min} = 20.30$ (KN); $M_{corr} = 150.25$ (KN.m)

$$e_0 = \frac{M_{COR}}{N_{min}} = \frac{150.25}{20.30} = 7.40m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 7.4 + 0.02 = 7.42m$$

$$e = e_1 + e_2 = 7.42 + 0.013 = 7.13m$$

$$M_{corregé} = N \times e = 20.30 \times 7.13 = 150.92 \text{ KN.m}$$

* $A = 1841101.5 \text{ N.m}$

* $B = N(d - c') - M_{ua}$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 150.92 + 20.30 \times \left(0.66 - \frac{0.70}{2} \right) = 157.21 \text{ KN.m}$$

$$B = 20.30(0.66 - 0.04) - 150.21 = -46.21 \text{ KN.m}$$

Alors : $A = 1841.1015 \text{ KN.m} > B = -137.62 \text{ KN.m}$

Donc : la section est partiellement comprimée

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	β	A_f	A_{cal} (cm ²)
157210	0.028	0.392	0.035	0.986	2.99	6.04

Tableau.8.1.6 : Les armatures longitudinales des poteaux à « 0.8G + E »

• Vérification des sections :

D'après (RPA2003 Art 7.4.2.1. P48) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \min} = 0,8\% (b \cdot h)$ (zone IIa).

$$A_{s \min} = 0,8\% (b \cdot h) = 0.008 \times 70 \times 70 = 39.20 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.58 \text{ cm}^2 ; \text{BAEL91 (art A.4.2)}$$

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
ELU	0	5.58	39.20	6HA25+4HA20= 42.02 cm²
G+Q±E	0			
0,8G±E	6.04			

Tableau.8.1.7 : Armatures longitudinales adoptée dans les poteaux

8.1.4.2. Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) ART 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont

Calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 400MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau (l_f = 0.7 L = 0.7 × 4.08 = 2.86)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.86}{0.70} \text{ ou } \frac{2.86}{0.70} \right) = (4.08; 4.08) < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- **RPA99/ver2003 : [Art.7.4.2.2]**

La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend $t = 10\text{ cm}$ **ART 7.4.2.2 RPA**

- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t = 10\text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15\text{ cm}$ dans la zone courante.

Alors :

✚ En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 163120}{700 \times 400} \times 100 = 2.18\text{cm}^2$$

✚ En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 163120}{700 \times 400} \times 150 = 3.27\text{cm}^2$$

soit : (2 cadre HA10 + 2 cadre HA10) ; = **4T10 / $A_t = 3.14\text{cm}^2$**

❖ Vérification des armatures minimales: RPA99version2003 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale (Zone II)

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \% = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow Si \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow Si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

- **Dans la zone nodale : $S_t = 10\text{ cm}$**

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \% \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 10 \times 70 = 3.5\text{cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée}$$

- **Dans la zone courant : $S_t = 15\text{ cm}$**

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \% \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 15 \times 70 = 5.25\text{cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée}$$

- **BAEL91 : (art A.8.1.3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_T \geq \frac{\phi_L}{3}$

$$\phi_T \geq \frac{\phi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_r \geq \frac{\phi_L}{3}$ **Condition Vérifiée.**

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30\text{cm}; 40 \text{ cm}; 60 \text{ cm})$ **Condition Vérifier.**

❖ Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} ; M_{ser})
- La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.
- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$
- La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée

$$M_{corr} = 42.65\text{KN.m} \quad , \quad N_{max} = 1853.35\text{KN}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.023\text{m}$$

$$e_0 = 0.023\text{m} < \frac{h}{2} = 0.35\text{m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6f_{c28} = 15MPa$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 70 \times 70 + 15(42.02) = 5530.3\text{cm}^2$$

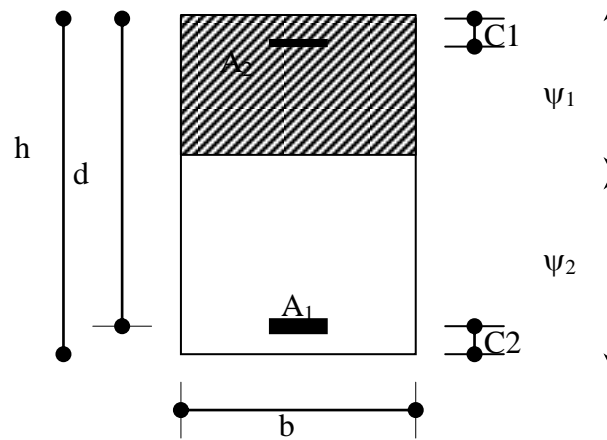


Figure.8.1.2. section de poteau

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = \frac{1}{5530.3} \left[\frac{70 \times 70^2}{2} + 15(12.57 \times 4 + 29.45 \times 66) \right] = 36.42 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 70 - 35 = 35.58 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{70}{3} (36.42^3 + 35.58^3) + 15 \times (12.57 \times (36.42 - 4)^2 + 29.45 \times (35.58 - 4)^2) = 390598595 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$K = \frac{42650}{256705453} = 0.011$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100 \times B_0} = \frac{1853.35 \times 10^3}{100 \times 5530.3} = 3.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 3.35 + 0.011 \times 36.42 = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent. La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[3.35 + 0.011(36.42 - 4)] = 55.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[3.35 - 0.011(66 - 36.42)] = 45.37MPa$$

$$\sigma_s^1 = 55.60MPa \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400MPa \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_s^2 = 45.37MPa \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400MPa \dots\dots\dots CV$$

❖ **Vérification du poteau à l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1.212)**

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max :

$$V_{max} = 2831.34 \text{ KN}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{v}{b.d} = \frac{163120}{700 \times 660} = 0.35MPa$$

Type de fissuration est peu préjudiciable.

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$$\tau = 0.35MPa < \bar{\tau} = 3.33MPa \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

• **Selon le RPA99 :** (article 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} ; \quad \tau_u = \frac{V}{b_0 d} \text{ Contrainte de cisaillement.}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

$$\tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1.00MPa < \bar{\tau}_{bu} = 3.33MPa$$

S poteau (cm ²)	A cal (cm ²)	N ^{mbr} des barres	A adapté (cm ²)
70×70	39.2	6HA25+4HA20	42.02

Tableau.8.1.8. Armatures des Poteaux

8.1.5. Schéma de ferrailage des poteaux :

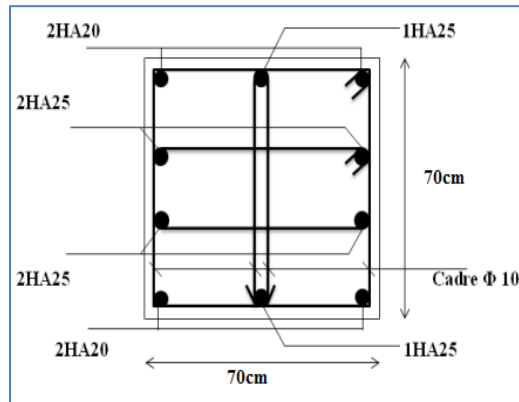


Figure.8.1.3 : coupe de ferrailage du poteau (70×70)

8.2. Études des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

✚ Combinaison de calcul :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

- **Selon BAEL91 :** ELU : $1,35G + 1,5Q$ en travée
ELS : $G + Q$
- **Selon RPA99/2003 :** $G + Q + E$ sur appui
 $0,8G \pm E$ sur appui

8.2.1. Prescriptions données par RPA99/version 2003 :

8.2.1.1. Les armatures longitudinales :

Recommandation du L'RPA99 (version 2003):

- Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone IIa.
- Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section de la poutre.

- La longueur de recouvrement est de : 40ϕ en zone IIa.

8.2.1.2. Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - a) Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ » ;
 - b) En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $s \leq h/2$ ».

- **Règlement BAEL91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

8.2.2. Sollicitation du calcul :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants:

Poutre	1,35G+ 1.5Q		G+Q		G+Q+E	
	En travée (KN.m)	En appuis (KN .m)	En travée (KN.m)	En appuis (KN .m)	En travée (KN .m)	En appuis (KN.m)
Poutre principale (30× 40)	39.64	-93.37	28.59	-67.76	28.29	-83.56
Poutre secondaire (30× 35)	47.17	-45.85 35.34	34.29	-33.32	6.84	-152.25

A. Poutre principal :

1. Armatures Longitudinales :

b = 30cm , h = 40cm , d = 36 cm

❖ **En Travée**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

	M (kN,m)	μ	μl	α	B	A (cm ²)
Travée	39.64	0.072	0.392	0.093	0.963	3.29

❖ **En Appuis :**

➤ **Accidentelle : G+Q+E :**

	M (kN,m)	μ	μl	α	B	A (cm ²)
Appuis	83.56	0.12	0.392	0.15	0.938	6.19

❖ **Vérifications nécessaires pour les poutres :**

✚ **BAEL91 :**

- **Condition de non fragilité (art A.4.2) :**

$$* A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$* A_{\min}^{RPA} = 0.1\% b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{pour la poutre principale}$$

RPA99/version 2003 :

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003 :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

D'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

◆ Tableau Récapitulatif :

	A_{cal} (cm^2)	A_{\min}^{BAEL} (cm^2)	A_{\min}^{RPa} (cm^2)	A_{\min}^{RPa} (cm^2)	A_{max}	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
Travée	3.29	1.3	1.2	6.00	6.00	3HA14+2HA14= 7.70
Appuis	6.19	1.3	1.2	6.00	6.19	3HA12+ 3HA14 = 6.88

Tableau.8.2.1: Tableau récapitulatif poutre principal.

➤ **ELS:**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	Elements	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.093	39640	28590	1.39	0.445	Vérifier
	Appuis	0.15	83560	67760	1.23	0.365	Vérifier

❖ **Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{max}^t = 39.64 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.40}{4.70} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{40}{470} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.09 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 36} = 0.00629 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

2. Armatures transversales :

Choix de ϕ_T :

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{40}{35}, 1.2, \frac{30}{10} \right) = 1.2 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Donc, on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

✚ **Calcul des espacements des armatures transversales:**

$St < \min (St1, St2, St3)$ avec :

* D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min(0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \rightarrow S_t \leq 104.67 \text{ cm}$$

$$S_t(3) \leq \frac{[0.9 \times f_e A_t]}{[b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})]} = \frac{[0.9 \times 400 \times 3.14]}{[30 \times (1.92 - 0.3 \times 2.10)]} = 29.44 \text{ cm}$$

* D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :✓ **La Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(h / 4 ; 12 \varnothing^{\min}) = 10 \text{ cm}$$

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

✓ **La Zone courante :**

$$S_t \leq h / 2 = 20 \text{ cm}$$

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

On prend: $S_t \leq \min(S_{t\text{BAEL}}, S_{t\text{RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

❖ Vérification des sections d'armatures transversales :

D'après **RPA 99 :**

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

$$3\text{HA}8 \text{ avec } A_t = 1,51 \text{ cm}^2 \geq A_{t\min} = 0.90 \text{ cm}^2 \text{ dans la zone nodale}$$

$$4\text{HA}8 \text{ avec } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{t\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{\max} = 102.06 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{102060}{300 \times 360} = 0.95 \text{ Mpa} < \min \{3.33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. $\overline{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 0.95 \text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{MPa} \text{ (c.v)}$$

B. Poutre secondaire :

$$b = 30 \text{cm} , h = 35 \text{cm} , d = 0.9h = 32 \text{cm}$$

❖ **En Travée**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

	M (kN,m)	μ	μl	A	B	A (cm ²)
Travée	47.17	0.11	0.392	0.14	0.943	4.49

❖ **En Appuis :**

➤ **Accidentelle : G+Q+E :**

	M (kN,m)	μ	μl	A	B	A (cm ²)
Appuis	152.25	0.28	0.392	0.398	0.841	14.14

❖ **Vérifications nécessaires pour les poutres :**

✚ **BAEL :**

- **Condition de non fragilité : (art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armature : (art B.6.4) :**

$$* A_{\min}^{RPA} = 0.1\% b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{cm}^2 \text{pour la poutre secondaire}$$

✚ **RPA99/version 2003 :**

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003 :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

D'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b = 0,005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

5 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ en zone de recouvrement}$$

◆ **Tableau Récapitulatif :**

	A_{cal} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{RPa} (cm^2)	A_{min}^{RPa} (cm^2)	A_{max}	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
Travée	4.49	1.16	1.05	5.25	5.25	3HA12+3HA12= 6.79
Appuis	14.14	1.16	1.05	5.25	14.14	3HA12+6HA16 =15.45

Tableau.8.2.2. Tableau Récapitulatif poutre secondaire

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	Elements	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	Γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.S	Travée	0.140	47170	34290	1,38	0.440	Vérifier
	Appuis	0.398	152250	33320	4.57	2.04	Vérifier

❖ **Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu’il n’est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$M_{max}^t = 63.90 \text{ KN.m}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.35}{4.30} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{6.79}{30 \times 32} = 0.00707 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.08 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n’est pas nécessaire.

3. Armatures transversales :

Choix de ϕ_T :

$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{35}{35}, 1.2, \frac{30}{10} \right) = 1.0 \text{ cm}$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Donc, on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit : 1cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

✚ **Calcul des espacements des armatures transversales:**

$St < \min (St1, St2, St3)$ avec :

* **D’après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$St \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 29 \text{ cm}$

$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow S_t \leq 104.67 \text{ cm}$

$S_t(3) \leq \frac{[0.9 \times f_e A_t]}{[b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})]} = \frac{[0.9 \times 400 \times 3.14]}{[30 \times (1.14 - 0.3 \times 2.10)]} = 74 \text{ cm}$

* D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :✓ **La Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h / 4 ; 12 \varnothing^{\min}) = 8.75 \text{ cm}$$

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

✓ **La Zone courante :**

$$S_t \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm}$$

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

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{BAEL}}, S_{t \text{RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 70 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

❖ Vérification des sections d'armatures transversales :

D'après **RPA 99** :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

$$3\text{HA}8 \text{ avec } A_t = 1.51 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min} = 0.90 \text{ cm}^2 \text{ dans la zone nodale}$$

$$4\text{HA}8 \text{ avec } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{\max} = 110.23 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{110230}{300 \times 320} = 1.14 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{c.v}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. : $\overline{\tau}_u = \min (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 1.14 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (c.v)}$$

❖ Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Poutre	Position	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
P.P (30×40)	Travée	3HA12+3HA12	6.79 cm ²
	Appui	3HA12+ 3HA14	8.01 cm ²

P.S (30×35)	Travée	3HA12+3HA12	6.79 cm ²
	Appui	3HA12+6HA16	15.45 cm ²

Tableau.8.2.3.Les résultats des ferrailages des poutres

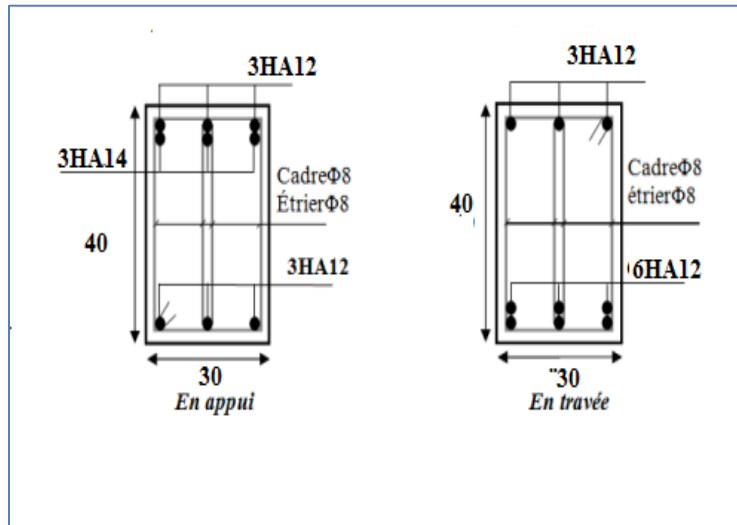


Figure 8.2. 1 : Ferrailage des poutres principales.

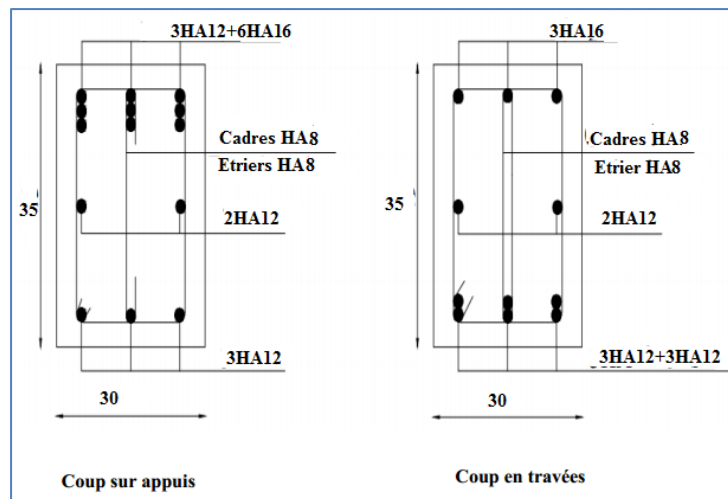


Figure 8.2.2 : Ferrailage des poutres secondaire

8.3. Études des voiles :

8.3.1. Introduction :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa ou zone de moyenne sismicité (cas de wilaya ou le projet en question sera implanté).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

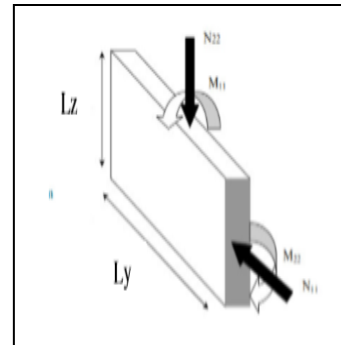


Figure 8.3.1: les sollicitations de calcul d'un voile

8.3.2. Recommandation du RPA :

❖ Armatures verticales : Article 7.7.4.1 p61

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- a. L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.20 \% \times L_t \times e$
 L_t : longueur de la zone tendue. ; e : épaisseur du voile
- b. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur du voile).
- c. A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur ($l/10$) de la largeur du voile.
- d. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

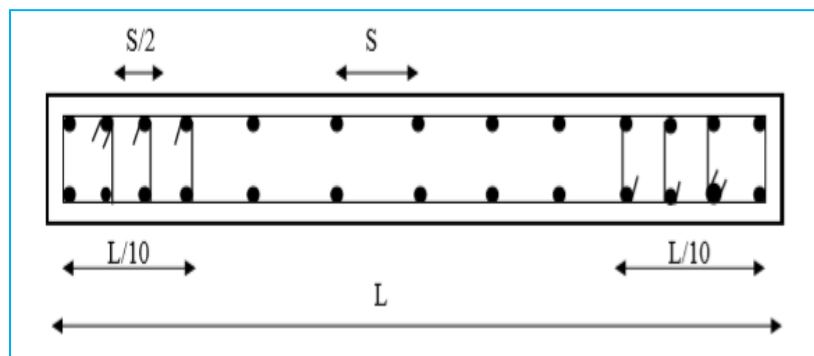


Figure 8.3.2. Disposition des armatures verticales (vue en plan)

❖ Les armatures horizontales : Article 7.7.4.2

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur ($10\Phi_1$).

❖ Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement, à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

❖ Armatures de coutures : Article 7.7.4.3

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$V_{J_u} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \quad \text{avec :} \quad V = 1.4 V_u$$

➤ Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- a. Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) des trumeaux est donné comme suit :

0.15% A_{\min} de la section du voile, dans la section globale du voile

0.10% A_{\min} de la section du voile, dans la zone courante

$$\Phi_1 \leq \frac{1}{10} \times e \quad (\text{Exception faite pour les zones d'about})$$

b. L'espacement

Des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e$$

$$S \leq 30cm$$

Article 7.7.4.3 RPA

e : épaisseur du voile

c. • Longueurs de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe Des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées
Sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

8.3.3. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

8.3.3.1. Ferrailage vertical :

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ✚ Entièrement tendu (S. E. T).
- ✚ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ✚ partiellement comprimée (S. P. C).

8.3.3.2. Etapes de calcul :

a. Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$)

- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal

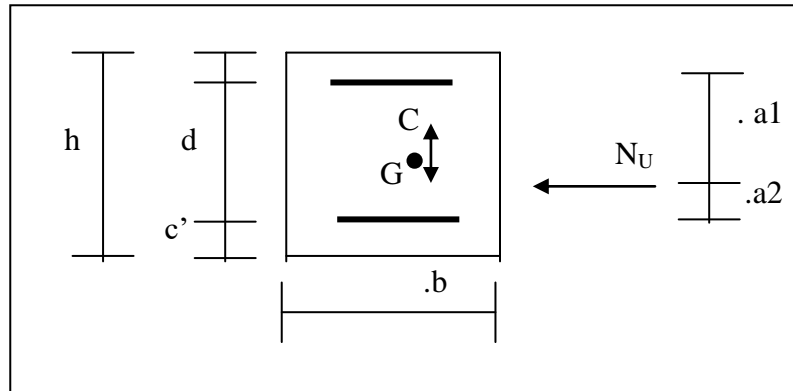
$$(e = \frac{M}{N}).$$

b. Calcul des sections suivant leurs natures :

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$



Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

- **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

$$\text{par :} \quad A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

$$\text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

● **section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{array} \right.$$

Pour es voiles pleins.

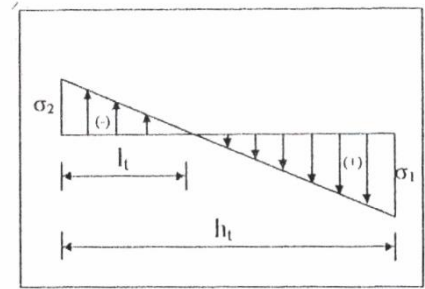


Fig.1

- 1^{ère} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$
- 2^{ème} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.
- 3^{ème} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$
- ✓ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$
- ✓ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$
- ✓ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h$ (en zone courante)

8.3.4. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes:

- $N = 0,8 N_G \pm N_E$
- $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

8.3.5. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

Remarque :

Notre voile est un **voile plein**

8.3.6. Calcul de la section d'armature : selon les règles [BAEL 91]

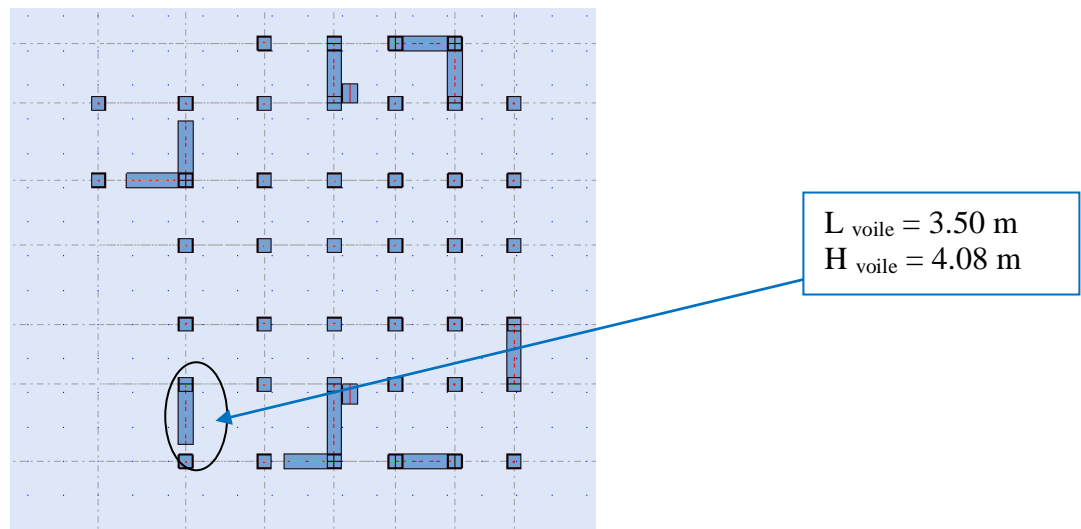


Figure 8.3.3 : Disposition de voile à choisir.

8.3.6.1. Armatures verticales :

Soit le voile 'V_{L1}' niveau RDC (L= 3.50 m)

* Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : (G+Q+Ex).

$$G+Q \pm E: \quad M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$$

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	1019.09	633.53	1558.48

H= 3.50 m ; c=4cm

d= h-c = 3.46 m ; a=0.20 m

- Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M \max}{N_{corr}} = \frac{1558.36}{633.53} = 2.5m$$

✓ A= (0.337 h – 0.81 c'). b.h. σ_b

$$A = (0.337 \times 3.50 - 0.81 \times 0.04) 0.20 \times 3.50 \times 18.5 = 1148549.45KN.m$$

✓ B = N_u (d-c') - M_{ua}

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1558.36 + 633.53(3.46 - 1.75) = 2641.70 KN.m$$

$$B = 633.53 (3.46 - 0.04) - 2641.7 = -475.03$$

B < A ⇒ donc la section est partiellement comprimée.

8.3.6.1.1. Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 0.41}{4.08} = 2.01$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 4.08}{3.50} = 0.583$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.583 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

8.3.6.1.2. Calcul de ferraillage :

1. Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = N_u (e + d - \frac{h}{2}) = 2641.70KN.m$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

M_A (KN.m)	μ	μ_t	α	B	A_f (cm ²)
2641.70	0.060	0.392	0.077	0.969	19.70

2. Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} \quad (\text{N effort de compression})$$

N (N)	A_f (cm ²)	A_{cal} (cm ²)
633530	19.6	3.76

8.3.5. 2. L'armature verticale minimale :

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

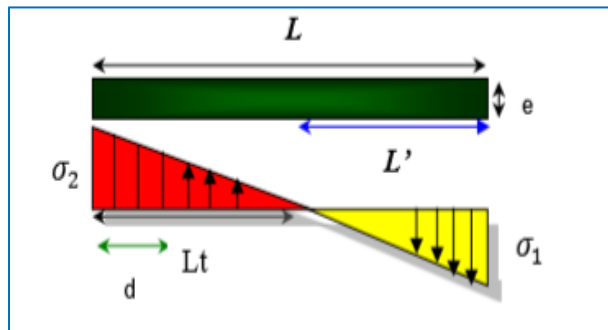


Figure. 8.3.4. Schéma de distribution des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{633.53 \times 10^3}{200 \times 3500} + \frac{6 \times 1558.36 \times 10^6}{200 \times (3500)^2} = 4.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{633.53 \times 10^3}{200 \times 3500} - \frac{6 \times 1558.36 \times 10^6}{200 \times (3500)^2} = -2.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.38 \text{ m}$$

$$\text{Alors } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 0.38 \times 0.20 = 1.52 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 350 = 10.50 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{RPA}) = \max(3.76 ; 10.50)$

Alors on prend $A = A_{\text{cal}} = 3.76 \text{ cm}^2$

- En zone courante :

$$h' = h - 2l_t = 3.5 - 2 \times 0.38 = 2.74 \text{ m} > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times (274) = 5.48 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = 8\text{HA}10 = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

- L'espacement

a) **D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

b) **Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{15; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

- Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

✚ Choix d'armature :

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adop}}{2} = \frac{16.08}{2} = 8.04 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{nap1} = 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2$
 $A_{nap2} = 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2$

Niveau	A _{tendue} (cm ²)	A _c (cm ²)	A _{tot} (cm ²)	A _{min} ^g (cm ²)	Condition	A _{adopt}
RDC V (0.20×3.5×4.08)	3.76	5.48	13	10.50	Verifier	8HA16=16.08

Tableau.8.3.1.Armatures des voiles

❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majeure de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version2003)

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5Mpa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_{cal}}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 1019.09 \times 10^3}{200 \times 3500 \times 0.9} = 2.26Mpa \dots\dots\dots (c.v)$$

V : Effort tranchant à la base du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

8.3.6. 3. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

* Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0,0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{min}^g = 3 \text{ cm}^2$$

* En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times 1m = 0.001 \times 20 \times 100 = 2cm^2$$

Donc on prend : A_{hor}=4HA10 = 3.14 cm²/ml

8.3.6. 4. Les Armatures Transversal :

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

❖ **Vérification spécifique sous sollicitations normales :**

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le [RPA 2003], dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{cj}} \leq 0.30$$

Ou :

Nd: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc: est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj}: est la résistance caractéristique du béton

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{cj}} \leq 0.30 = \frac{633530}{200 \times 3500 \times 25} = 0.04 \leq 0.30 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

❖ **Vérification de contrainte de compression :(à la base du refend).**

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 MPa$

Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de **Navier**

Bernoulli

$$\sigma_c = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2}$$

Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

❖ **La vérification se fait pour la combinaison suivant : 0.8G +EX**

- N = 557.61KN
- M = 1551.93KN.m
- T= 557.02KN

$$\sigma_c = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{557.61 \times 10^3}{200 \times 3500} + \frac{6 \times 1551.93 \times 10^6}{200 \times (3500)^2} = 4.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 4.60 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$$

❖ Présentation du ferrailage des voiles :

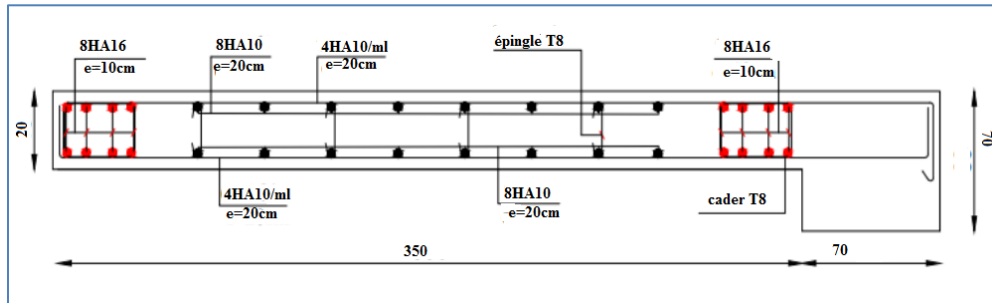
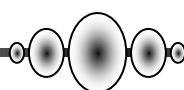


Figure 8.3.5: Ferrailage de voile pleine.

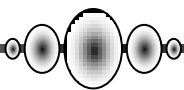
8.4. Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux, après cette étude on conclut que :

- Pour les poteaux, les poutres et les voiles, les sollicitations adoptées pour le calcul du ferrailage sont extraites du logiciel ROBOT.
- Les différents ferrillages adoptés pour les éléments structuraux respectent les recommandations du RPA99/2003 et du BAEL91.



Chapitre 9 :
Etude d'infrastructure



9. Etude d'infrastructure

9.1 .Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

9.2. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

9.3. Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

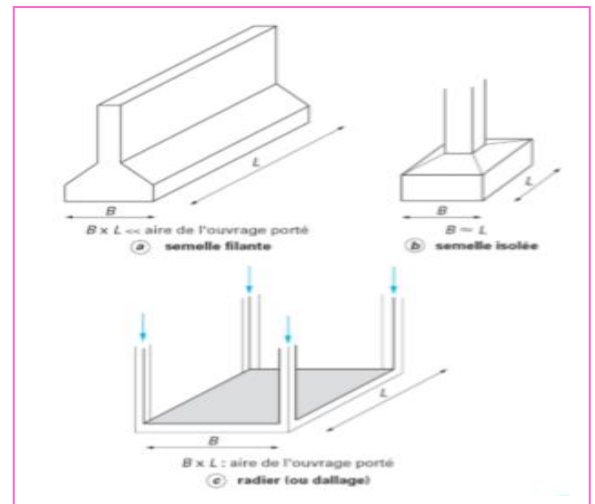
9.4. Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du soi d'assise qui est égal à 2.00 bar, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

1. Semelle filante.
2. Radier évidé (isolés)
3. Radier général.

9.4. Le choix du type de fondation dépend du :

1. Type d'ouvrage construire.
2. La nature et l'homogénéité du bon sol.
3. La capacité portance de terrain de fondation.
4. La charge totale transmise au sol.
5. La raison économique.
6. La facilité de réalisation.



9.5. Combinaison d'action :

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à $\sigma_{\text{sol}} = 2.00 \text{ bar}$

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1. ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
2. ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.
3. Accidentelle ($0.8G \pm E$) pour la vérification.

9.6. Calcul des fondations :

9.6.1 . Etude géotechnique :

Le bâtiment est usage d'habitation et commercial dans la wilaya : de Bejaia.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- ✓ contrainte admissible : à $\sigma_{\text{sol}} = 2.00 \text{ bars}$ pour l'ensemble du site.
- ✓ types de sol : classé dans la catégorie S2 (sol ferme)

9.7. Vérification du chevauchement (Ss / Sb) :

- $\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50 \%$ c'est-à-dire : il-ya des semelles isolées sous poteaux et filantes sous voile.
- $\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} > 50 \%$ c'est-à-dire : il-ya radier général comme type de fondation

➤ Surface totale des semelles (Ss) :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{P_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{65819.43}{200} = 329.1 \text{ m}^2$$

➤ Surface total du bâtiment (Sb) :

$$S_{\text{bâtiment}} = 453.57 \text{ m}^2 \text{ (Sb).}$$

- $\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{329.1}{453.57} = 73\% > 50 \%$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ↪ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ↪ La réduction des tassements différentiels.
- ↪ La facilité d'exécution.
- ↪ Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- ↪ La facilité d'exécution.

9.8. Calcul le Radier :

Introduction :

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

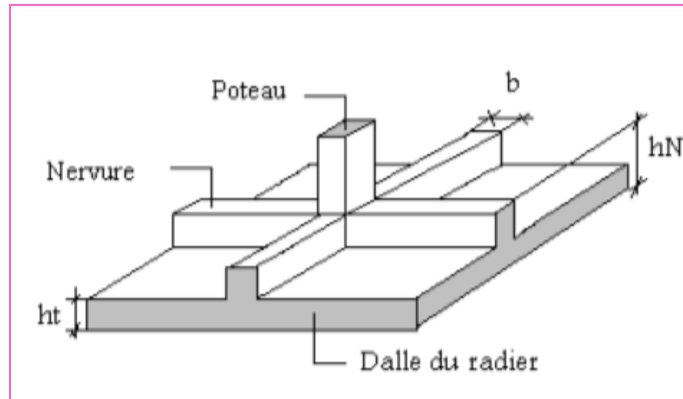


Figure 9.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

9.8.1. Combinaison d'action :

- ✓ Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- ✓ Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- ✓ Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

9.8.2. Pré dimensionnement du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

b) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles : $\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$

h_r : Épaisseur du radier.

L_{max} : le plus grand travail.

$$L_{max} = 350\text{cm} \rightarrow 43.75\text{cm} \leq h_r \leq 70\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 70\text{cm}$

- 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

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25$$

✚ La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50$$

c) condition de rigidité (longueur élastique) :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : Plus grande distance entre deux files parallèles des poteaux.

L_e : Longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

- L_e : Longueur élastique
- K : coefficient de raideur du sol (Sol moyen) $K = 4000t/m^3$.
- E : module young .
- I : inertie d'une bande d'un mètre de radier ($b=1m$).
- b : largeur du radier. (bande de 1 mètre).

$$\text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$$L_{\max} = 5.00 \text{ m}, \quad E = 3216420t/m^2, \quad K = 4000t/m^3.$$

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K.L_{\max}^4}{E.\pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.00^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.73m \quad h \geq 0.73m$$

❖ Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h = 75$ cm pour les nervure.

$h_r = 50$ cm pour le radier.

$b = 50$ cm

❖ Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.0351}{4000 \times 1}} = 3.2 \text{ m}$$

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \rightarrow L_e \geq \frac{2 \times 5.00}{\pi} = 3.18 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$$

9.8.1. Calcul de la surface minimale du radier:**9.8.1.1. Détermination des efforts :**

$$\text{ELU: } N_u = 1.35 \times 58788.59 + 1.5 \times 7030.84 = 89910.86 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 58788.59 + 7030.84 = 65819.43$$

$$S_{\text{batiment}} = 453.57 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} ; S_{\text{radier}} \geq \frac{65819.43}{1.33 \times 200} = 247.44 \text{ m}^2$$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{elu}}}{1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} ; S_{\text{radier}} \geq \frac{89910.86}{1.33 \times 200} = 338.01 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 453.57 \text{ m}^2 > \text{Max}(S1; S2) = 338.01 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Alors : 92

La surface du radier est supérieure à la surface de bâtiment, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

* L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

- S' : la surface final du radier.
- S : surface totale du bâtiment
- D : débordement
- Ly: longueur en plan (24.40m).
- Lx: largeur en plan (23.8 m).

9.8.1.2. Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{ O\`u: } h_r = 75\text{cm}$$

$$D \geq \text{Max} (37.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 453.57 + 0.4 \times 2 \times (23.80 + 24.40) = 492.13 \text{ m}^2$$

9.8.1.3. Le poids de l'infrastructure :

- Radier = $e_p \times \delta_b \times S' = 0.50 \times 25 \times 492.13 = 6151.62 \text{ KN}$

- Remblai = $e_p \times \delta_{\text{remb}} \times S' = 0.20 \times 18 \times 492.13 = 1771.67$

❖ Combinaison d'action :

$$N_u = 89910.86 + 1.35 (7923.29) = 100607.30 \text{ KN}$$

$$N_s = 65819.43 + 7923.29 = 73742.72 \text{ KN}$$

9.8.1.4. Vérifications de radier :

1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

- $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 0,9 h = 0,9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

- $T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{100607.30 \times 1}{492.13} \cdot \frac{5.00}{2} = 511.1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{511100}{1000 \times 450} = 1.36 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition v\`erifi\`ee}$$

2. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 492.13 \times 10 \times 2.5 = 18454.87 \text{ KN}$$

- G : Poids total du bâtiment à la base du radier
- α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$
- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$)
- Z : Profondeur de l'infrastructure (hauteur de la partie ancrée du bâtiment)

(h = 2.5 m)

$$G_T = 89910.86 + 1.35 (7923.29) = 100607.30\text{KN}$$

$$G_T = 100607.30\text{KN} > 1854.87 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

3. Vérification de la stabilité du radier:

Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifiée :

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma = \frac{65819.43}{492.13} = 133.74\text{KN.m}^2 \leq \overline{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

4. Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045\mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

a. Vérification pour les voiles:

Le voile est le plus sollicitée et avec $e = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_c = 2 \times (e + l + 2h_r) \quad ; \quad \mu_c = 2(0.20 + 3.50 + 2 \times 0.75) = 10.4 \text{ m}$$

$$N_u = 633.53\text{KN} \leq \frac{0.045 \times 10.4 \times 0.75 \times 25000}{1.5} = 5850 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

b. Vérification pour les Peteau :

Le poteau le plus sollicité est le poteau (70×70) cm², le périmètre d'impact μ_c

est donné par la formule suivante : $\mu_c = 2 \times (a+b+2h_r)$

$$\mu_c = 2(0.70+0.70+2 \times 0.75) = 5.8 \text{ m}$$

$$N_u = 2539.70 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 5.8 \times 0.75 \times 25000}{1.5} = 3262.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

Donc :

- * La condition est Vérifier pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

5. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

- e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.
- M : moment dû au séisme.
- N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

- e : l'excentricité de la résultante des charges verticales

	Sens (XX)	Sens (YY)
N (KN)	65288.69	65288.69
M (KN.m)	160.30	124.68
e (m)	0.026	0.002
L/4 (m)	5.95	6.1
Condition	Vérifier	Vérifier

Tableau 9.1 : Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E).

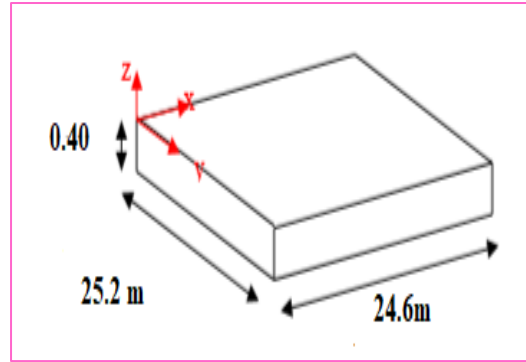


Figure 9.2 : schéma de radier

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 3126257m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 3280617m^4$$

✚ Le centre de gravité :

$$X_g = \frac{\sum Si \times Xi}{\sum Si} = 12.30$$

$$Y_g = \frac{\sum Si \times Yi}{\sum Si} = 12.60$$

6. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \times X_g \quad ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \times Y_g$$

$$Y_g = 12.30 \text{ m}$$

$$X_g = 12.60 \text{ m}$$

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	31262.57	82882.90	159	492.13
Y-Y	32806.17	82882.90	78.74	492.13

Tableau.9.2 : Les sollicitations à (G+Q+E)

	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	168.48	168.42	168.47	266	C.V
Y-Y	168.45	168.42	168.44	266	C.V

Tableau.9.3 : Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

9.8.2. Ferrailage du radier:

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

9.8.2.2.Ferrailage des dalles :

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

9.8.2.3. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x, μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments

Comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Tableau.9.4 : les moments en travée et les moments sur appuis.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

9.8.2.4. Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$ $q_u = 100607.30 / 492.13$	$q_{ser} = (G+Q) / S_{rad}$ $q_{ser} = 73742.72 / 492.13$
$q_u = 204.43 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 149.84 \text{ KN/m}^2$

Tableau.9.5 : Les moments fléchissant

9.8.2.5. Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau du (4.20 × 4.70) m².

Le panneau de rive

➤ **L'ELU :**

$v = 0 ;$

$q_u = 204.43 \text{ KN/m}$

$\alpha = 4.20 / 4.70 = 0.89 > 0.4$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

✓ A partir du tableau:

$\mu_x = 0.0468$

$\mu_y = 0.759$

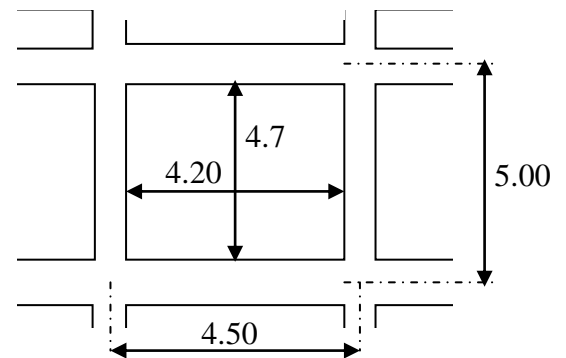


Figure.9.3. panneau le plus défavorable

✓ donc les moments sont:

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0468 \times 204.43 \times (4.20)^2 = 168.77 \text{ KN.m/ml.}$

$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.759 \times 168.77 = 128.10 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{tx} = 0.85 M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 168.77 = 143.45 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ty} = 0.85 M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 128.10 = 108.88 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow M_{ax} = 0.3 \times 168.77 = 50.63 \text{ KN.m/ml.}$

9.8.2.6. Calculus des armatures :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$b = 100\text{cm} \quad ; \quad \sigma_b = 14.2\text{Mpa} \quad ;$$

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \emptyset \leq \frac{500}{10} = 50\text{mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 50 - 5 - \frac{0.5}{2} = 44.75\text{cm.}$$

$$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x}{2} - \frac{\emptyset_y}{2} = 39.75 \text{ cm}$$

• **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ **Sens- X :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 44.75 \times 2.1 / 400 = 5.40\text{cm}^2$$

✓ **Sens- y :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 39.75 \times 2.1 / 400 = 4.79 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 50 \times 100 = 5.00 \text{ cm}^2$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (N ×m)	50630	143450	50630	108880
μ	0.018	0.0504	0.023	0.0485
μ < μ _L	CV	CV	CV	CV
A _s ' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.0225	0.065	0.029	0.0622
B	0.991	0.974	0.989	0.975
σ _s	348	348	348	348
As (cm ² /ml)	3.28	9.46	3.70	8.07
As _{min} (cm ² /ml)	5.40	5.40	4.79	4.79
A's _{min} (cm ² /ml)	5.00	5.00	5.00	5.00
Choix des barres/ml	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
As _{corres} (cm ² /ml)	12.06	12.06	12.06	12.06
Espacement (cm)	12	12	12	12

Tableau.9.6 : Ferrailages du radier à L'ELU

➤ **L'ELS :**

$$v = 0.2 ;$$

$$q_s = 149.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = 4.20/4.70 = 0.89 > 0.4$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

✓ A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0539$$

$$\mu_y = 0.832$$

✓ donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \quad \rightarrow \quad M_x = 0.0539 \times 149.84 \times (4.20)^2 = 142.47 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \rightarrow \quad M_y = 0.832 \times 142.47 = 118.54 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \quad \rightarrow \quad M_{tx} = 0.85 \times 142.47 = 121.10 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \quad \rightarrow \quad M_{ty} = 0.85 \times 118.54 = 100.76 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \quad \rightarrow \quad M_{ax} = 0.3 \times 142.47 = 42.74 \text{ m/ml.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \text{ FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

• **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad \sigma_b = 15 \text{ Mpa} \quad ;$$

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \phi \leq \frac{500}{10} = 50 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 50 - 5 - \frac{0.5}{2} = 44.75 \text{ cm.}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 39.75 \text{ cm}$$

• **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ **Sens- X :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 44.75 \times 2.1 / 400 = 5.40 \text{ cm}^2$$

✓ **Sens- y :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 39.75 \times 2.1 / 400 = 4.79 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 50 \times 100 = 5.00 \text{ cm}^2$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (N ×m)	42740	121100	42740	100760
μ	0.012	0.0327	0.015	0.034
μ < μ _L	CV	CV	CV	CV
A _s ' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.015	0.042	0.018	0.044
B	0.994	0.983	0.993	0.982
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15
σ _{st}	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm ² /ml)	4.77	13.85	5.37	12.80
As _{min} (cm ² /ml)	5.40	5.40	4.45	4.79
A's _{min} (cm ² /ml)	5.00	5.00	5.00	5.00
Choix des barres/ml	8HA16	8HA16	8HA16	8HA16
As _{corres} (cm ² /ml)	16.08	16.08	16.08	16.08
Espacement (cm)	12	12	12	12

Tableau.9.7 : Ferrailages du radier à L'ELS

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{204.43 \times 4.20 \times 4.70}{2(4.7) + 4.20} = 296.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{296.72 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.66 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.66 < [\bar{\tau}_u] = 2.5 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

9.8.3. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0.40$ m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h = 0.45 \text{ m}$$

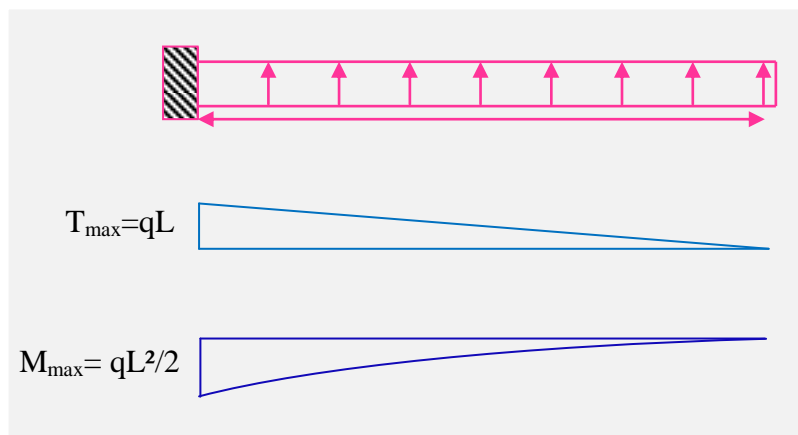
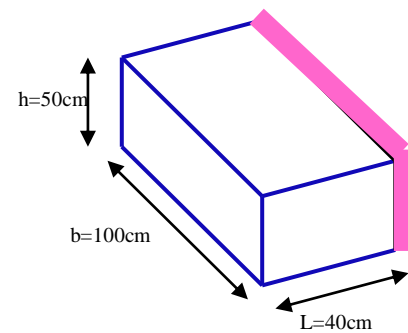


Figure.9.4. schéma isostatique et sollicitations de les débords.

✚ L'ELU :

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 204.43 \times (0.4)^2 / 2 = 16.35 \text{ KN.m}$$

✚ L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 149.84 \times (0.4)^2 / 2 = 11.99 \text{ KN.m}$$

	M_{\max}	μ	α	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{Adop}}(\text{cm}^2)$
ELU	16.35	0.006	0.007	0.997	1.05	5.43	6.79 = 6HA12
ELS	11.99	0.0042	0.0052	0.998	0.77	5.43	6.79 = 6HA12

Tableau.9.8 : Les armatures de débord du radier

$$A_s = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit 6HA12 /ml = 6.79 cm² avec un espacement 15 cm.

❖ Armatures transversales :

$$6.79/4 = 1.69 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement 25cm

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0.05 f_{28}$$

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

$$b = 1 \text{ m.} \quad ; \quad d = 0.90 h = 0.45 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 204.43 \times 0.4 = 81.77 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{81.77 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.182 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note:

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

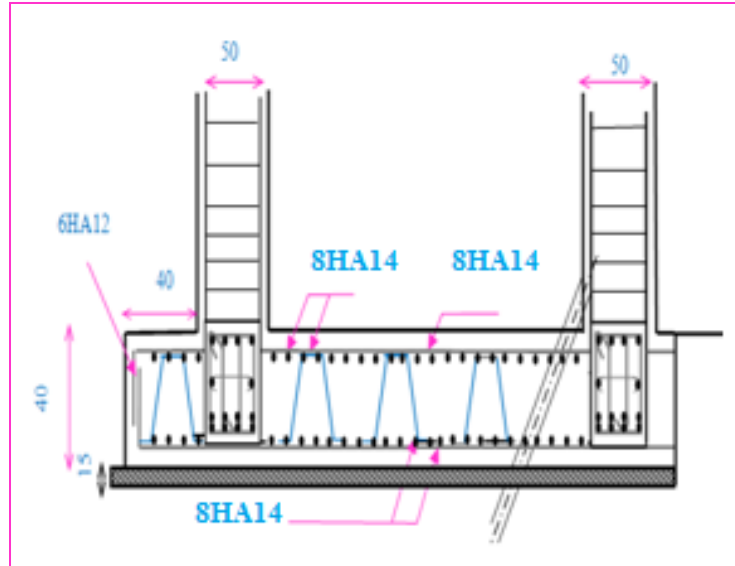


Figure 9.5. Schéma ferrailage du radier sens X

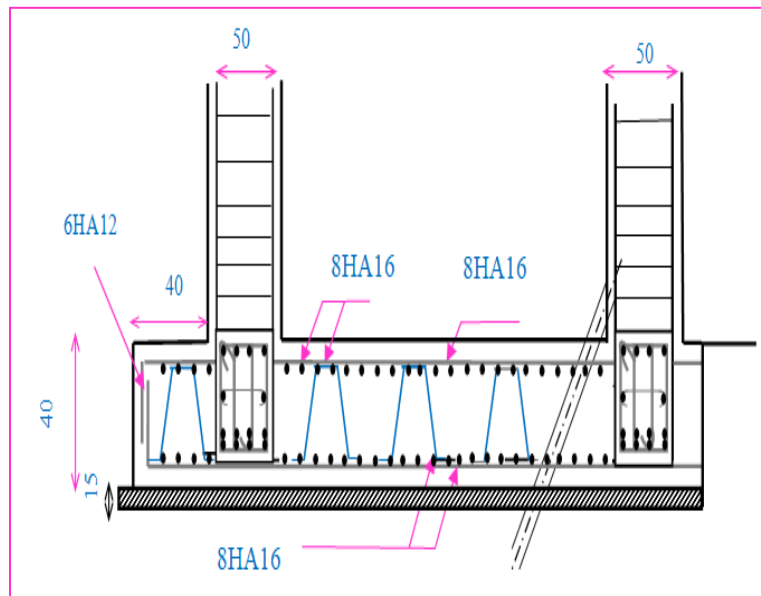


Figure 9.6. Schéma ferrailage du radier sens Y

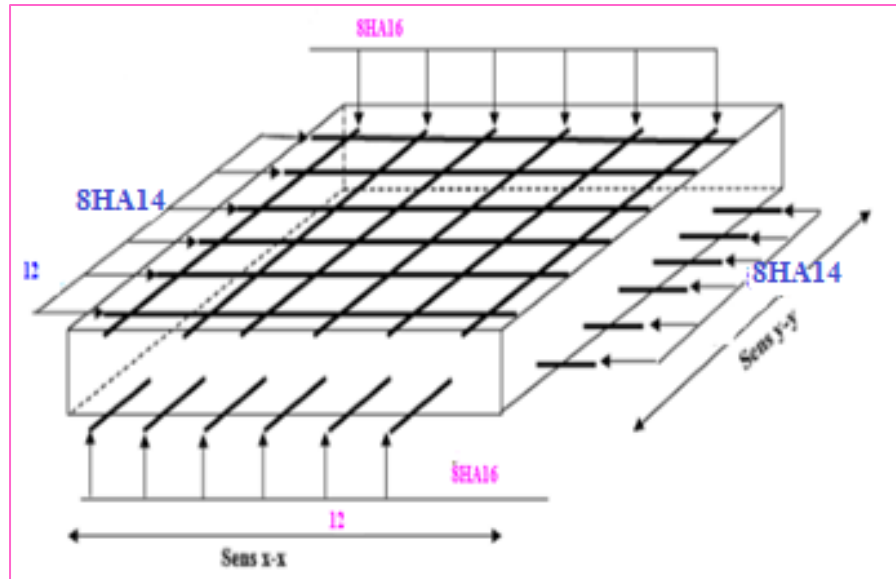


Figure 9.7. Ferrailage de la dalle du radier

9.8.4. Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

9.8.4.1. Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h_t = 75 \text{ cm} \quad d = 67.5 \text{ cm}$$

$$b_0 = 50 \text{ cm} \quad h_r = 50 \text{ cm}$$

$$c = 5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) = b_1 \leq \min\left(\frac{4.70}{10}; \frac{4.20}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.47; 2.1)$$

$$\text{Soit } b_1 = 0.4 \text{ m}$$

$$\text{Donc } b = b_1 + 2b_0 = 1.4 \text{ m}$$

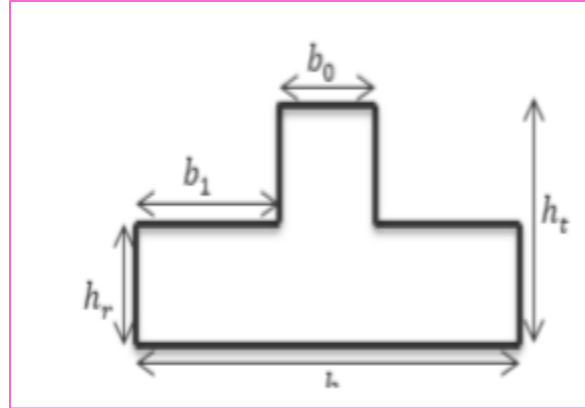


Figure 9.8. Section de la nervure à ferrailer

Les sollicitations sur les nervures :

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et Triangulaires).

❖ Charge triangulaire :

$p = \frac{q_u \times l_x}{4}$, Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire

❖ Charge trapézoïdale :

$p = \left(1 - \frac{p}{2}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$: Avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

9.8.4.2. Calcul les charges revenant à la nervure :

- $N_u = 89910.86 \text{ KN}$
- $N_s = 65819.43 \text{ KN}$
- $S_{\text{radier}} = 492.13 \text{ m}^2$

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = 182.70 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = 133.74 \text{ KN / m}^2$$

9.8.4.3. Calcul des sollicitation des nervures :

Calcul les moments avec logiciel ROBOT :

ELU

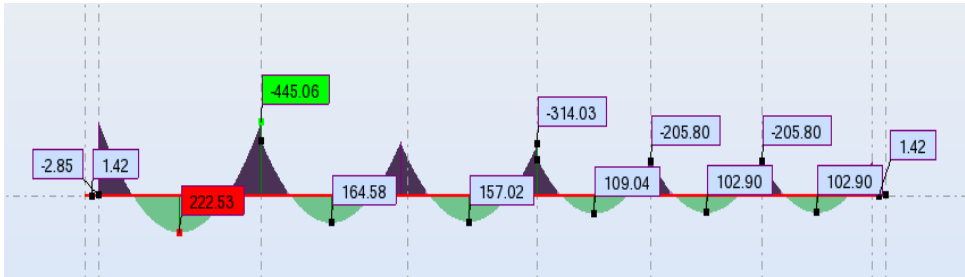


Figure 9.9: Sollicitation des nervrais à l'ELU

ELS :

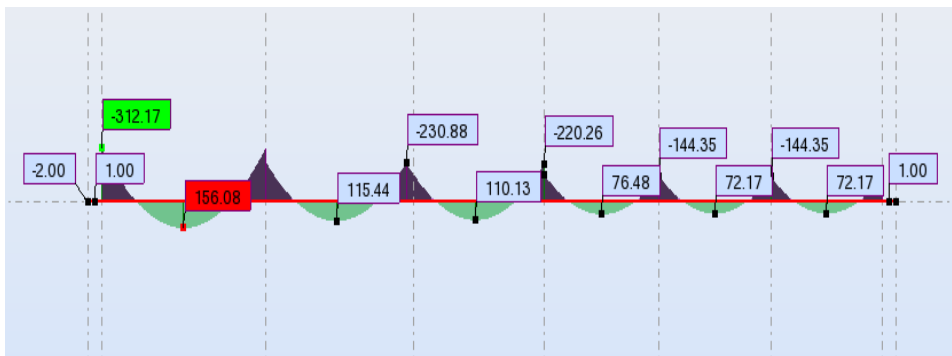


Figure 9.10: Sollicitation des nervrais à l'ELS

$$ELU \{ :M_t = 222.53KN.m , M_a = -445.06KN.m$$

$$ELS \{ :M_t = 156.08KN.m , M_a = -312.17KN.m$$

9.8.4.4. Ferrailage de nervure a l'ELU et l'ELS:

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

CAS		M _u [KN.m]	μ _b	A	B	A _{cal}	A ^{RAP} _{min}	A _{min}	A adoptée	Section adoptée
ELU	Appuis	445.06	0.14	0.186	0.926	20.46	18.75	4.08	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	222.53	0.069	0.089	0.964	9.82	18.75	4.08	20.61	4HA16+4HA20
ELS	Appuis	312.17	0.096	0.127	0.949	14.05	18.75	4.08	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	156.08	0.048	0.062	0.975	6.81	18.75	4.08	20.61	4HA16+4HA20

Tableau.9.9: Les armatures à l'ELU et l'ELS

✚ Vérfications à l'ELU :

❖ Vérfications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

$$\tau_u = \frac{531.11 \times 1000}{500 \times 675} = 1.57MPa \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = 3.33MPa \dots \dots \dots CV$$

❖ Vérfications nécessaires pour les nerveux :

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 50 \times 67,5 \times \frac{2,1}{400} = 4,08cm^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

✓ **Selon BAEL91 :**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \text{ (BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 75 \times 50 = 3.75cm^2$$

✓ **Selon PPA99/2003 :**

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% b \times h \text{ (art.7.5.2.1)}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% 50 \times 75 = 18.75cm^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (21.43, 50, 20) = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

- ✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(18.75, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- ✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{75}{2} \Rightarrow S_t \leq 38$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

- **Les armatures de peau : CBA 93**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courants on a $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ pour les armatures de peau

$$0.75 \times 3 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

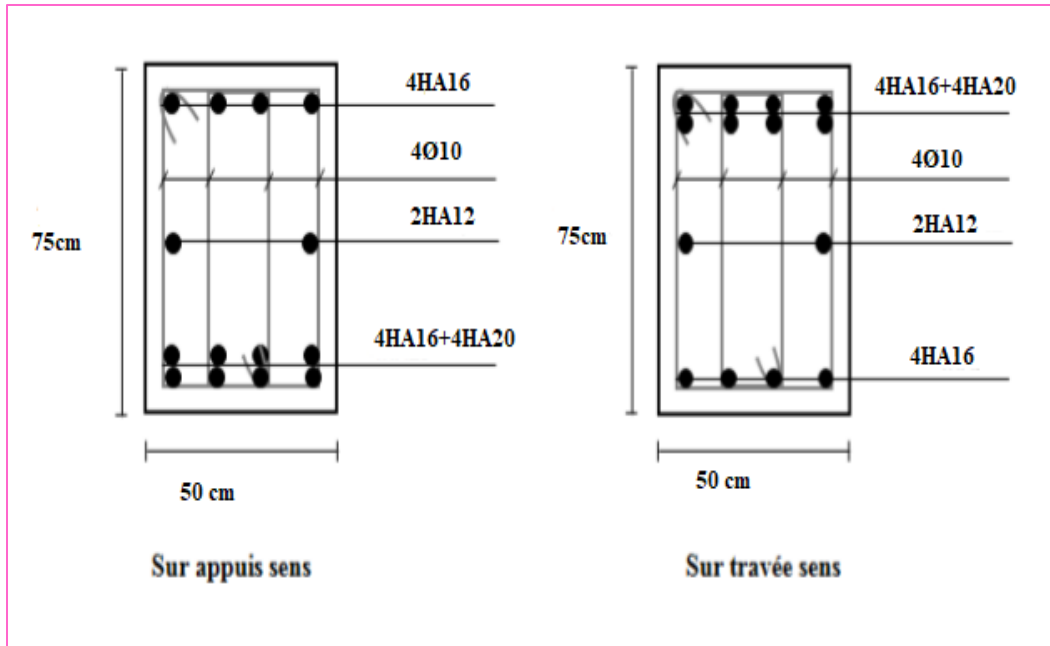


Figure 9.11 : ferrailage en travée et sur appuis de nervure

9.8.5. La longrine :

9.8.5.1. Introduction :

Les longrines (ou les dispositifs équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction

Sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$ RPA99 (art 10.1.1)

Avec :

- N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.
- α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	✓ 15	12
S ₃	15	12	10
S ₄	12	10	8

- Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :
25 cm × 30 cm : sites de catégorie S2

- Le ferrailage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 Φ_1)

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines Soit la section du béton :

$$A=30 \times 30=900 \text{ cm}^2$$

9.8.5.2. Calcul des armatures longitudinales :

✚ E.L.U :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{2539.77}{15} = 169.32 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{169320}{348} = 4.86 \text{ cm}^2$$

1. Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.6\% B = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Donc :

On adopte : 6HA12= 6.79cm

2. Condition de non fragilité :

Pour une pièce de section droite B, soumise à la traction simple, et dont la section totale des armatures est A, on doit avoir :

$$B \leq A_s \cdot \frac{f_e}{f_{t28}} = 6.79 \times \frac{400}{2.1} = 1293.333 \text{ cm}^2$$

3. Vérification à L'E.L.S :

$$F_{\text{ser}} = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{1804370}{15} = 120291.33 \text{ N}$$

$$\sigma_s = \frac{F_{\text{ser}}}{A_s} = \frac{115501.33}{6.79} = 170.15 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, donc

$$\sigma = 170.15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{0,666 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

9.8.5.3. Les armatures transversales :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 6$ +étrier $\Phi 6$

- L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \Phi_1)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 18)$$

Soit : $S_t = 12 \text{ cm}$

9.8.5.4. Armatures transversales minimales:

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 12 \times 30 = 1.08 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

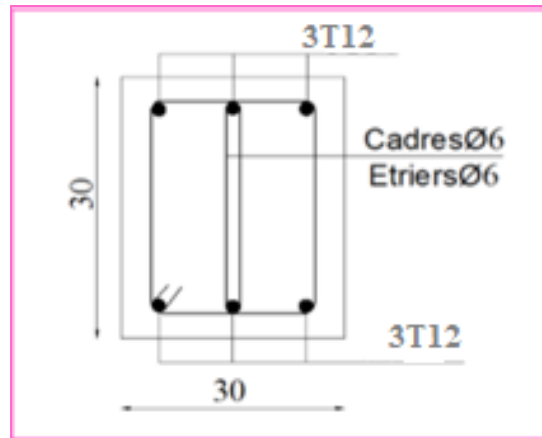


Figure.9.12.ferrailage de longrine.

9.8.6. La dalle flottante :

9.8.6.1. Introduction :

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet. On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol. Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur

9.8.6.2. Mise en œuvre :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- La préparation du sol.

- La mise en place de terre pleine.
- L'exécution du dallage.

Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm. On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé. Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum. L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

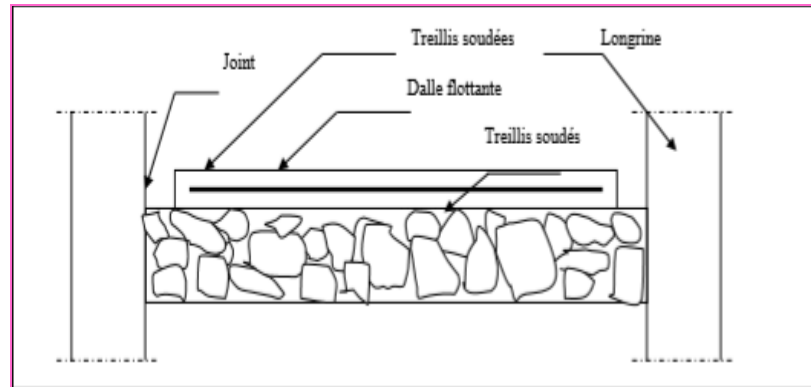


Figure.9.13.schéma de la dalle flottante

9.8.7. Conclusion :

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Avec nervures sous poteaux et sous voiles, longrine et la dalle flottante.

Conclusion général

Conclusion général

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, Cette expérience nous à permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des règlements tels que :

RPA (99/version 2003) ; BAEL 91 ; CBA93, la pratique des logiciels Comme :

Robot ; Autocad ...etc.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

↳ D'une part (stabilité) le contreventement et la disposition des voiles. nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

↳ Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire.

En effet, le pré dimensionnement a donné des sections de poteaux non économiques.

Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.

Noura



خلاصة عامة خلاصة عامة

تعتبر نهاية مشروع الدراسة فرصة للطالب لتطبيق المعرفة المكتسبة أثناء تدريبه ، كما أتاحت لنا هذه التجربة اكتساب المعرفة حول طرق الحساب والدراسات الهيكلية ؛ إنفاذ اللوائح مثل: RPA (إصدار 2003/99) ؛ 91 BAEL ؛ CBA93 ، ممارسة البرمجيات مثل: Robot؛ أوتوكاد ... إلخ. بالنسبة لهذا المشروع، عملنا بشكل أساسي على خطتين:

* من ناحية (الاستقرار) تقوية وتخطيط الأشرطة؛ لقد وجدنا أن تصميم الأشرطة عامل مهم في ضمان استقرار وسلامة الهياكل.

* ومن ناحية أخرى (الاقتصاد) تقدير كميات الخرسانة والصلب اللازمة. في الواقع ، أعطت الأبعاد المسبقة أقسام أعمدة غير اقتصادية. لذا فهذه أول تجربة مهمة جدًا في حياة المهندس.

Bibliographie

Bibliographie

1- LES REGLEMENT :

- RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites
- Le DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.

2- LIVRE :

- Exercice de béton armé selon les règles BAEL83,troisième Edition 1987 PIERRE CHARON.
- Calcul des ouvrages en béton arméM.Belazougui
- Conception et calcul des structures de bâtiment..... Henry Thonier

3- COURS :

- Béton armé
- Dynamique des structures
- Mécanique de sol..... Université Mohamed Khider – Biskra
- Cours de bâtiments.
- Résistance des matériaux.

4-THESES FIN D'ETUDE :

- Mémoires de fin d'études, université de Bejaia.
- Mémoires de fin d'études, université de Jijel

5- LES LOGICIELS:

- ROBOT 2014 Analyse de la structure.
- AUTOCAD 2017 Dessin.
- WORD 2007 Traitement de texte
- EXEL 2007 Calcul.



L'annexe



➤ **Périodes et facteurs de participation massique du modale :**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	1,33	0,75	70,26	0,21	0,0	70,26	0,21
4/ 2	1,40	0,71	70,42	72,92	0,0	0,17	72,71
4/ 3	1,80	0,56	70,59	73,27	0,0	0,16	0,35
4/ 4	5,26	0,19	70,82	89,13	0,0	0,24	15,86
4/ 5	5,60	0,18	88,70	89,35	0,0	17,88	0,22
4/ 6	7,18	0,14	89,11	89,48	0,0	0,40	0,13
4/ 7	11,23	0,09	89,14	95,02	0,0	0,04	5,55
4/ 8	12,42	0,08	94,79	95,04	0,0	5,65	0,02
4/ 9	15,41	0,06	95,03	95,06	0,0	0,24	0,02
4/ 10	18,21	0,05	95,06	97,54	0,0	0,03	2,47

➤ **Les efforts :**

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
9 (C) (CG)	7,32 49,03 2,51	3366,20	113,45	3172,77	918,99	2447,21	133,23	-19,78
9 (C) (CG)	7,32 49,04 6,04	3283,37	104,03	2894,69	691,11	2592,26	44,83	59,19
9 (C) (CG)	7,32 49,04 9,10	3138,73	93,46	2554,08	795,94	2342,79	58,77	34,69
9 (C) (CG)	,32 49,04 12,16	2954,00	83,35	2308,32	856,11	2097,89	63,59	19,76
9 (C) (CG)	,32 49,04 15,22	2730,92	73,44	2155,30	884,96	1845,96	71,49	1,95
9 (C) (CG)	,32 49,04 18,28	2453,11	68,69	1965,88	881,67	1571,45	73,08	-4,40
9 (C) (CG)	,32 49,04 21,34	2119,17	65,47	1777,77	851,63	1267,54	73,04	-7,57
9 (C) (CG)	,32 49,04 24,40	1734,57	58,88	1685,86	806,16	928,41	68,06	-9,18
9 (C) (CG)	,32 49,04 27,46	1269,95	50,81	1495,20	707,78	562,17	70,34	-19,53
9 (C) (CG)	,34 48,99 30,53	655,75	32,47	890,88	804,02	-148,27	49,67	-17,20

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
6/ 1	7,14 48,92 2,04	113,45	3549,32	3348,21	30,29	83,16	969,80	2579,52
6/ 2	7,14 48,90 5,61	105,25	3458,11	3282,17	27,16	78,09	989,81	2468,30
6/ 3	7,14 48,90 8,67	94,83	3312,80	3144,89	30,18	64,65	1119,84	2192,97
6/ 4	,14 48,90 11,73	84,44	3121,08	2947,03	31,02	53,42	1101,99	2019,09
6/ 5	,14 48,90 14,79	74,72	2872,69	2703,86	29,67	45,05	1135,55	1737,14
6/ 6	,14 48,90 17,85	68,86	2570,08	2419,22	27,84	41,01	1106,15	1463,93
6/ 7	,14 48,90 20,91	65,26	2209,38	2085,61	25,79	39,47	1036,84	1172,54
6/ 8	,14 48,90 23,97	59,68	1782,99	1687,82	24,03	35,64	946,13	836,87
6/ 9	,14 48,90 27,03	50,49	1287,24	1198,90	21,09	29,40	804,69	482,55
6/ 10	,18 48,90 30,09	30,88	664,86	582,57	22,57	8,31	970,18	-305,32

➤ **Les Déplacements du aux Force Sismiques au sens Longitudinal (XX).**

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	0,4	0,0	0,4	0,0	0,00	0,00	0,4	0,1	0,0	0,0
5/ 2	0,9	0,1	0,5	0,0	0,00	0,00	1,0	0,1	0,3	0,0
5/ 3	1,6	0,1	0,7	0,0	0,00	0,00	1,7	0,2	0,8	0,1
5/ 4	2,4	0,1	0,8	0,0	0,00	0,00	2,6	0,4	1,5	0,1
5/ 5	3,3	0,2	0,9	0,0	0,00	0,00	3,5	0,5	2,3	0,2
5/ 6	4,2	0,2	0,9	0,0	0,00	0,00	4,5	0,6	3,1	0,2
5/ 7	5,1	0,3	0,9	0,0	0,00	0,00	5,5	0,7	4,0	0,2
5/ 8	6,0	0,3	0,9	0,0	0,00	0,00	6,4	0,8	4,8	0,3
5/ 9	6,9	0,3	0,9	0,0	0,00	0,00	7,3	0,8	5,7	0,3
5/ 10	7,7	0,4	0,8	0,0	0,00	0,00	8,2	0,9	6,6	0,4

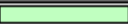
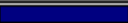
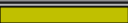

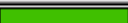




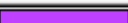
➤ **Les Déplacements du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).**

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
6/ 1	0,0	0,4	0,0	0,4	0,00	0,00	0,1	0,4	0,0	0,0
6/ 2	0,0	1,0	0,0	0,6	0,00	0,00	0,2	1,1	0,0	0,4
6/ 3	0,1	1,7	0,0	0,7	0,00	0,00	0,3	1,8	0,1	0,9
6/ 4	0,1	2,5	0,0	0,8	0,00	0,00	0,4	2,7	0,1	1,5
6/ 5	0,2	3,3	0,0	0,8	0,00	0,00	0,6	3,6	0,1	2,3
6/ 6	0,2	4,1	0,0	0,8	0,00	0,00	0,7	4,5	0,2	3,0
6/ 7	0,2	4,9	0,0	0,8	0,00	0,00	0,9	5,4	0,3	3,8
6/ 8	0,3	5,6	0,0	0,7	0,00	0,00	1,0	6,2	0,3	4,5
6/ 9	0,3	6,3	0,0	0,7	0,00	0,00	1,1	6,9	0,4	5,2
6/ 10	0,4	7,0	0,0	0,6	0,00	0,00	1,3	7,6	0,4	5,8

➤ **la Masse chaque étage , centre de Masse , centre de gravité**

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
6/ 1	Etage 1	678380,21	7,14 48,92 2,04	6,42 48,61 2,51	29477361,32	41087772,45	70565133,76	0,72	0,31	0,0	0,0
6/ 2	Etage 2	609024,84	7,14 48,90 5,61	6,41 48,63 6,04	26199958,44	36244672,37	62444630,81	0,73	0,27	0,0	0,0
6/ 3	Etage 3	609024,84	7,14 48,90 8,67	6,41 48,63 9,10	26199958,44	36244676,88	62444635,32	0,73	0,27	0,0	0,0
6/ 4	Etage 4	609024,84	14,48 90 11,73	41 48,63 12,16	26199958,44	36244672,37	62444630,81	0,73	0,27	0,0	0,0
6/ 5	Etage 5	609024,84	14,48 90 14,79	41 48,63 15,22	26199958,44	36244676,88	62444635,32	0,73	0,27	0,0	0,0
6/ 6	Etage 6	609024,84	14,48 90 17,85	41 48,63 18,28	26199958,44	36244672,36	62444630,81	0,73	0,27	0,0	0,0
6/ 7	Etage 7	609024,84	14,48 90 20,91	41 48,63 21,34	26199958,44	36244672,36	62444630,81	0,73	0,27	0,0	0,0
6/ 8	Etage 8	609024,84	14,48 90 23,97	41 48,63 24,40	26199958,44	36244672,36	62444630,81	0,73	0,27	0,0	0,0
6/ 9	Etage 9	609024,84	14,48 90 27,03	41 48,63 27,46	26199958,44	36246192,78	62446151,23	0,73	0,27	0,0	0,0
6/ 10	Etage 10	587632,39	18 48,90 30,09	41 48,61 30,53	24666279,71	34170792,67	58837072,38	0,77	0,30	0,0	0,0

➤ **L'excentricité Accidentelle des Etages :**

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	10 1494 1505		24,40	23,80	1,22	1,19
2	Etage 2	9P10 1495 1504		24,40	23,80	1,22	1,19
3	Etage 3	96 1506 1507		24,40	23,80	1,22	1,19
4	Etage 4	97 1508 1509		24,40	23,80	1,22	1,19
5	Etage 5	98 1510 1511		24,40	23,80	1,22	1,19
6	Etage 6	99 1512 1513		24,40	23,80	1,22	1,19
7	Etage 7	00 1514 1515		24,40	23,80	1,22	1,19
8	Etage 8	1501 1516 1517		24,40	23,80	1,22	1,19
9	Etage 9	1502 1518 1519		24,40	23,80	1,22	1,19
10	Etage 10	1503 1520 1521		24,40	23,80	1,22	1,19

➤ **Les moments et les forts tranchants des poteaux :**

ELS

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1853,35	51,36	74,04	6,22	42,65	41,05
Barre	54	8	129	9	318	329
Noeud	90	8	91	9	198	219
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	-33,68	-53,15	-79,25	-5,73	-67,75	-61,12
Barre	133	2	16	41	1320	329
Noeud	81	2	19	70	219	220
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

ELU

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2539,70	70,13	102,07	8,61	58,58	56,47
Barre	54	8	129	9	318	329
Noeud	90	8	91	9	198	219
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
MIN	-45,95	-72,62	-109,27	-7,92	-93,35	-83,81
Barre	133	2	16	41	1320	329
Noeud	81	2	19	70	219	220
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)

G+Q+E

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2950,46	187,01	251,14	14,17	38,27	163,12
Barre	6	1276	544	855	323	8
Noeud	6	536	316	419	207	8
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
MIN	-29,61	-40,69	-76,75	-2,87	-156,17	-47,96
Barre	133	233	1332	41	807	329
Noeud	81	13	243	70	411	220
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

0.8 G+E

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2570,63	168,52	255,37	14,10	25,14	154,23
Barre	6	1276	544	855	323	8
Noeud	6	536	316	419	207	8
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
MIN	-20,30	-25,94	-50,76	-1,60	-150,25	-28,79
Barre	133	233	382	1080	544	329
Noeud	81	13	244	512	316	220
Cas	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

➤ Les Voiles

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	633,53	1558,36	1019,09	0,71	4,29	1,54	82,08	50,24
Panneau	1399	1438	1448	1389	993	1448	859	859
Coupe	1906-1707	64-1918	14-15	1327-1328	1255-1256	14-15	1232-1229	1232-1229
Cas	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-1453,46	-17,56	-114,22	-5,56	-1,64	-0,28	-19,06	-3,18
Panneau	1505	444	1467	1505	1505	590	433	1447
Coupe	2-8	1336-1333	1794-1802	2-8	2-13-8-19	1167-1170	1500-1499	0-1897
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

➤ Les fondations

Précision	2,72103e-006	5,44607e-016				
Cas	2 - G					
Mode						
Somme totale	-0,00	0,00	30923,34	1,82	-54,49	0,69
Somme réactions	-0,00	0,00	30923,34	360502,89	-407051,36	-0,01
Somme efforts	0,0	0,00	-30923,34	-360502,90	407051,35	0,00
Vérification	-0,00	0,00	-0,00	-0,01	-0,01	-0,01
Précision	2,68162e-006	1,35217e-015				
Cas	3 - Q					
Mode						
Somme totale	-0,00	0,00	7284,59	-1,18	-25,22	0,25
Somme réactions	-0,00	0,00	7284,59	88574,52	-98247,65	-0,00
Somme efforts	0,0	0,00	-7284,59	-88574,53	98247,65	0,00
Vérification	-0,00	0,00	-0,00	-0,01	-0,00	-0,00
Précision	2,99220e-006	1,86760e-015				
Cas	5 - E Dir. - masses_X					
Mode CQC						
Somme totale	3069,33	591,86	21324,20	160,80	1535,44	16,04
Somme réactions	3020,18	76,51	0,00	1221,29	65328,13	33874,69
Somme efforts	3020,18	76,55	0,0	1221,31	65328,50	33874,83
Vérification	6040,36	153,06	0,00	2442,60	130656,64	67749,53
Précision	1,02623e-003	1,32884e-005				
Cas	6 - E Dir. - masses_Y					
Mode CQC						
Somme totale	782,87	2786,74	24050,23	1235,24	207,56	19,19
Somme réactions	76,56	2766,35	0,00	59213,40	1250,63	34223,51
Somme efforts	76,55	2766,33	0,0	59213,87	1250,64	34223,78
Vérification	153,11	5532,68	0,00	118427,26	2501,28	68447,29
Précision	1,02623e-003	1,32884e-005				

Nœud/Cas/mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas	7 - G+Q					
Mode						
Somme totale	-0,00	0,00	58832,67	-1,80	-128,82	1,23
Somme réactions	-0,00	0,00	58832,67	695545,24	-784249,00	-0,01
Somme efforts	-0,00	0,00	-58832,67	-695545,27	784248,99	0,00
Vérification	-0,00	0,00	-0,00	-0,03	-0,02	-0,01
Précision	8,39485e-006	3,76438e-015				
Cas	8 - 1.35G+1.5Q					
Mode						
Somme totale	-0,00	0,00	80516,79	-2,61	-177,69	1,70
Somme réactions	-0,00	0,00	80516,79	952272,26	-1073473,30	-0,02
Somme efforts	-0,00	0,00	-80516,79	-952272,29	1073473,28	0,00
Vérification	-0,00	0,00	-0,00	-0,04	-0,02	-0,02
Précision	1,17819e-005	5,36205e-015				
Cas	9 - G+Q+EX					
Mode						
Somme totale	3069,33	591,86	80156,87	159,00	1406,62	17,27
Somme réactions	3020,18	76,51	58832,67	696766,54	-718920,87	33874,68
Somme efforts	3020,18	76,55	-58832,67	-694323,96	849577,49	33874,83
Vérification	6040,36	153,06	-0,00	2442,57	130656,62	67749,51
Précision	1,03462e-003	1,32884e-005				
Cas	10 - G+Q+EY					
Mode						
Somme totale	782,87	2786,74	82882,90	1233,44	78,74	20,42
Somme réactions	76,56	2766,35	58832,67	754758,64	-782998,37	34223,50
Somme efforts	76,55	2766,33	-58832,67	-636331,40	785499,63	34223,78
Vérification	153,11	5532,68	0,00	118427,24	2501,26	68447,28
Précision	1,03462e-003	1,32884e-005				

Cas	11 - 0.8G+EX					
Mode						
Somme totale	3069,33	591,86	62562,67	160,30	1452,57	16,82
Somme réactions	3020,18	76,51	41238,46	486797,87	-483472,95	33874,68
Somme efforts	3020,18	76,55	-41238,46	-484355,29	614129,58	33874,83
Vérification	6040,36	153,06	0,00	2442,58	130656,62	67749,52
Précision	1,03055e-003	1,32884e-005				
Cas	12 - 0.8G+EY					
Mode						
Somme totale	782,87	2786,74	65288,69	1234,74	124,68	19,97
Somme réactions	76,56	2766,35	41238,46	544789,97	-547550,45	34223,51
Somme efforts	76,55	2766,33	-41238,46	-426362,73	550051,72	34223,78
Vérification	153,11	5532,68	0,00	118427,25	2501,27	68447,29
Précision	1,03055e-003	1,32884e-005				

➤ **Tableau 2 :** Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

➤ **Tableau 1.** Dalle rectangulaire librement appuyée sur son pourtour

$\rho =$ $\frac{I_x}{I_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$		$\rho =$ $\frac{I_x}{I_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1094	0,250	0,1115	0,293	0,70	0,0683	0,436	0,0743	0,585
0,41	0,1078	0,250	0,1100	0,301	0,71	0,0670	0,450	0,0731	0,596
0,42	0,1062	0,250	0,1086	0,309	0,72	0,0658	0,464	0,0719	0,608
0,43	0,1047	0,250	0,1072	0,317	0,73	0,0646	0,479	0,0708	0,620
0,44	0,1032	0,250	0,1059	0,325	0,74	0,0634	0,494	0,0696	0,632
0,45	0,1017	0,250	0,1046	0,333	0,75	0,0622	0,509	0,0685	0,644
0,46	0,1002	0,250	0,1032	0,341	0,76	0,0610	0,525	0,0674	0,657
0,47	0,0988	0,250	0,1019	0,349	0,77	0,0598	0,542	0,0663	0,670
0,48	0,0974	0,250	0,1006	0,357	0,78	0,0587	0,559	0,0652	0,683
0,49	0,0960	0,250	0,0993	0,365	0,79	0,0576	0,577	0,0642	0,696
0,50	0,0946	0,250	0,0981	0,373	0,80	0,0565	0,595	0,0632	0,710
0,51	0,0932	0,250	0,0969	0,382	0,81	0,0553	0,613	0,0621	0,723
0,52	0,0918	0,250	0,0957	0,391	0,82	0,0542	0,631	0,0610	0,737
0,53	0,0905	0,250	0,0945	0,400	0,83	0,0531	0,649	0,0600	0,750
0,54	0,0892	0,250	0,0933	0,410	0,84	0,0520	0,667	0,0589	0,764
0,55	0,0879	0,250	0,0921	0,420	0,85	0,0509	0,685	0,0579	0,778
0,56	0,0865	0,253	0,0909	0,431	0,86	0,0498	0,693	0,0569	0,791
0,57	0,0852	0,266	0,0897	0,442	0,87	0,0488	0,721	0,0559	0,804
0,58	0,0838	0,279	0,0885	0,453	0,88	0,0478	0,740	0,0549	0,818
0,59	0,0825	0,292	0,0873	0,465	0,89	0,0468	0,759	0,0539	0,832
0,60	0,0812	0,305	0,0861	0,476	0,90	0,0458	0,778	0,0529	0,846
0,61	0,0798	0,317	0,0849	0,487	0,91	0,0448	0,798	0,0519	0,861
0,62	0,0785	0,330	0,0837	0,497	0,92	0,0438	0,819	0,0510	0,875
0,63	0,0772	0,343	0,0825	0,508	0,93	0,0428	0,841	0,0500	0,891
0,64	0,0759	0,356	0,0813	0,519	0,94	0,0419	0,864	0,0491	0,906
0,65	0,0746	0,369	0,0801	0,530	0,95	0,0410	0,888	0,0483	0,923
0,66	0,0733	0,382	0,0789	0,541	0,96	0,0401	0,911	0,0475	0,939
0,67	0,0720	0,395	0,0777	0,552	0,97	0,0393	0,934	0,0467	0,954
0,68	0,0707	0,408	0,0766	0,563	0,98	0,0385	0,956	0,0459	0,970
0,69	0,0695	0,422	0,0754	0,574	0,99	0,0377	0,978	0,0451	0,985
					1,00	0,0368	1,000	0,0442	1,000

