

الجمهورية الجزائرية
الديموقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث
العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة سعيدة – د. مولاي الطاهر
UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR



Faculté de technologie

Département de génie civil et de l'hydraulique

PROJET DE FIN DE CYCLE

Présenté pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Spécialité : Structures

L'influence de la dureté du sol sur la stabilité sismique de l'ouvrage: cas d'étude d'un bâtiment en R+10

Présenté par :

IDRIS KHODJA Zahia Chaimaa

FODIL Amina Sara

Soutenu le 28 / 09 / 2021, devant le jury composé de :

M. DERRAS.B

Professeur

Président

M. SELLA.F. H

MCA

Encadreur

M MEHMOUDI.N

Professeur

Examineur

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

Avant Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus Puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous remercions très sincèrement «SELLAF Hamid», maître de conférences A à l'université de Saïda, pour nous avoir permis d'effectuer dans d'excellentes conditions ce mémoire de fin d'étude, pour son écoute, son efficace encadrement et son soutien tout au long de ce travail. Pour nous avoir suivi durant notre travail de mémoire, pour ses conseils précieux et la compétence de son encadrement.

Nous exprimons nos remerciements les plus chaleureux aux membres de jury, pour nous avoir honorés et accepté d'examiner notre travail.

Au terme de nos études, il nous est agréable de pouvoir remercier tous nos enseignants (es) du département de Génie civil et hydraulique de la Faculté de Technologie de l'université de Dr. TAHAR MOULAY de Saida qui ont participé à notre formation scientifique et pour leurs aides.

Enfin, nous aimerons formuler toute notre reconnaissance aux personnes ayant participé de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Dédicace

<<و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت وإليه أنيب>>

Je dédie ce travail à :

Mon Très cher Père :

Qu'Allah l'accueille en son vaste paradis

Pour ma première école dans la vie mon père que son âme repose en paix ; à qui m'a donné tout l'amour et toute la tendresse.

Je voulais que tu sois là pour te remercier et te dire combien je t'aime et ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

Ton absence a rendu tout incomplet

Ma très chère mère :

Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

*A mon très cher frère «**ABBES** » et ma très chère sœur « **HIBAT-ELLah** » que j'aime tant et je leurs offre tous les bonheurs dans cette vie .que dieu vous protège pour moi .*

*A ma très chères tantes« **Amina** » et «**Hafeda** » et mon très cher tonton« **Karim**» et toute la famille « **GUENFOUD** » qui ne comptent pas leur faveur sur moi.*

*Aux sources de la pure vérité ceux qu'ne m'ont pas abandonnée et qui ont été dans la détresse et la joie ce sont mes deux meilleures amies « **ADDAD Asma** » et « **BOUARFA Kauothar** » .*

*A toute la famille **IDRIS KHODJA**.*

*A mon très cher tonton «**FODIL lhadj** » qui a toujours été là pour me soutenir, m'aider et qui un grand rôle dans notre parcours d'études **MERCI** infiniment.*

*A mon binôme «**FODIL Amina** » et sa petite famille*

A toute la Promotion 2020/2021.

*Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis **MERCI***

Zahia

Dédicace

Après avoir rendu grâce a Dieux le tout Puissant et Miséricordieux ;je dédie ce modeste travail à tous ceux qui, de près ou de loin ont participé ou contribué à la rédaction de ce mémoire ,il s'agit plus particulièrement de :

*Pour le goût a l'effort qu'il a suscité en moi, de par sa rigueur ;à ma fierté ma force ma source de bonheur et de courage , le papi de tout le monde , mon très chère père **HADJ FODIL** à qui je dois tout .*

A mes deux chères mamans, à celles qui m'ont arrosé de tendresse et d'espoir,à la source d'amour incessible.

*A mes deux oncles **hbibi Mohamed** et **hbibi Abdelkader** ,que dieux les bénisse et les garde pour moi.*

A mes chères sœurs, mes supports dans la vie, Ibtissem, Salima, Fatima et Amel .

*A mes neveux et nièces **Zakaria, Khalil, Riham ,Sirine , Hadil, Mohamed** et la petite **timoucha**.*

*A toute la famille **FODIL**.*

*a mon binôme **IDRIS KHODJA Zahia** et sa petite famille.*

A tout mes amis et mes proches.

A tout mes collègues et la promotion 2020/2021

MERCI A TOUTES ET A TOUS !

Amina

Résumé

Ce travail présenté une étude détaillée sur l'Influence de la dureté de sol sur la stabilité sismique : étude d'un bâtiment R+10 a usage d'habitation, implanté à SAIDA Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003.

L'objectif principal de ce travail est confirmer l'idée de l'Influence de paramètre de sol sur la stabilité sismique d'un bâtiment. Et pour justifier cet influence, nous avons fait deux études sur une structure composant de R+ 10 étages, implanté sur deux site (site 01 ; sol rocheux et site 04 ; sol très meuble) En utilisant les mêmes paramètres sismique (zone, groupe usage, même géométries de bloc).

La comparaison entre les deux structures montre que la structure construire dans la site 01 bien stable et bien rigide par rapport la structure construire dans la de site 04 ; Ces résultats restent préliminaires et doivent être consolidés par d'autres analyses complémentaires.

a la fin tous les justification et les vérification suivant les règles en vigueur en Algérie en Algérie RPA 99 version 2003 ,BAEL 91 et CBA93

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Robot2011, RPA99 modifié 2003, BAEL91

Modifié 99.

الملخص

يقدم هذا العمل دراسة تفصيلية حول تأثير صلابة التربة على الاستقرار الزلزالي لعمارة مكونة من طابق ارضي +10 طوابق يقع في ولاية سعيدة تم تصنيف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية | وفقا

2003 RPA99 لإصدار

الهدف الأساسي لهذا العمل هو تأكيد فكرة تأثير معامل التربة على الاستقرار الزلزالي للمبنى و لتبرير هذا التأثير اجرينا دراستين على هيكل مكون من طوابق R+10 يقع على موقعين (الموقع 01 تربة صخرية و الموقع 04 تربة رخوية جدا) باستخدام نفس المعلمات الزلزالية (المنطقة ' مجموعة الاستخدام نفس الهندسة الكتلة).

توضح المقارنة بين الموقعين ان مبنى الموقع 01 مستقر جدا و صلب جدا مقارنة بالمبنى الموقع 04 تظل هاته النتائج أولية و يجب توحيدها بتحليلات أخرى تكميلية.

في النهاية جميع المبررات و التأكيدات وفقا للقواعد المعمول بها في الجزائر

الكلمات الرئيسية: بناء، خرسانة مسلحة، Robot2014، RPA99 معدل 2003،

BAEL91 معدل 99.

Abstract

This work presented a detailed study on the soil hardness on seismic stability : study of a R + 10 building for residential use, located in SAIDA This region is classified in seismic zone I according to RPA99 version 2003 .

The main objective of this work is to confirm the idea of the Influence of soil parameter on the seismic stability of a building. And to justify this influence, we carried out two studies on a component structure of R + 10 floors, located on two sites (site 01; rocky soil and site 04; very loose soil) Using the same seismic parameters (zone, use group, same block geometries).

The comparison between the two structures shows that the structure built in site 01 is very stable and very rigid compared to the structure built in site 04; These results remain preliminary and must be consolidated by other complementary analyzes.

at the end all the justification and the checks according to the rules in force in Algeria in Algeria RPA 99 version 2003, BAEL 91 and CBA93

Keywords: Building, Rein forced Concrete, Robot2014, RPA99 Modifier 2003, BAEL91 Modifier 99

Sommaire

Introduction Générale.....	02
-----------------------------------	-----------

Chapitre I : Généralités et caractéristiques

Introduction	04
Présentation du projet.....	04
Superstructure	04
Infrastructure	06
Caractéristiques des matériaux	06
Béton.....	06
Acier	08
Actions et sollicitations	09
Conclusion.....	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Introduction	12
Pré-dimensionnement des poutres	12
Plancher	14
Plancher en corps creux.....	15
Plancher en dalle pleine.....	15
Descentes des charges	17
Pré-dimensionnement des poteaux	19
Loi de dégression	20
Exemple de calcul	22
Pré-dimensionnement des voiles	26
Voiles contreventement	26
Voiles périphériques	27
Conclusion.....	27

Chapitre III : Etude des planchers

Introduction	29
Plancher à dalle pleine	29
Calcul Ferrailage.....	32
Vérification de la contrainte de cisaillement	35
Plancher à corps creux	36
Ferrailage de la dalle compression.....	37
Etude des poutrelles	38
Conclusion	61

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Etude de l'acrotère	64
Introduction	64
Charge	65
Sollicitation.....	66
Ferraillage.....	67
Vérification au cisaillement.....	68
Etude de Balcon	69
Dimensionnement	69
Détermination des sollicitations	71
Ferraillage de balcon.....	71
Vérification au cisaillement.....	72
Escaliers.....	74
Description	71
Descentes des charges	74
Sollicitation.....	74
Etude du l'ascenseur	95
Définition.....	95
Caractéristiques.....	95
Descentes des charges	97
Vérification.....	108
Les sollicitation.....	102
Détermination du ferraillage.....	108
Vérification de la contrainte de cisaillement	108
Conclusion.....	113

Chapitre V: Etude sismique

Introduction	115
Définition de siésme	115
caractéristique de tremblement de terre	115
les paramètres d'étude d'un séisme	116
zonage sismique	117
Choix de la méthode de calcul	119
Vérification des conditions d'application.....	119
Représentation graphique du spectre de réponse.....	124
Méthode dynamique.....	124
Présentation du logiciel " Robot "	125
Estimation de la période fondamentale de la structure.....	127
Disposition des voiles de contreventement	128

1 ^{er} disposition	128
2 ^{eme} disposition	129
3 ^{eme} disposition	130
Justification du système de contreventement « détermination du R ».....	131
Résultantes des forces sismiques de calcul	133
Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale.....	136
Vérification de la période S1	136
Vérification de la période S4	137
Calcul et vérification des déplacements	139
L'effort normal réduit	141
Vérification de l'effet de p-Delta S1.....	144
Vérification de l'effet de p-Delta S4.....	145
Vérification de renversement S1	147
Vérification de renversement S4	149
pré dimensionnement des nœuds	151
composante verticale de l'action sismique	152
distribution des forces sismiques selon la hauteur	153
distribution de l'effort tranchant selon la hauteur	156
effet de la torsion verticale	157
évaluations des excentricités	161
Conclusion.....	162

Chapitre VI: l'influence de la nature de site sur la sollicitation sismique de bâtiment

Introduction.....	164
influence de la vitesse de cisaillement	164
la période dynamique	164
effort tranchant à la base	165
l'effort normal	167
distribution de l'effort tranchant à la hauteur	168
le déplacement	169
conclusion	170

Chapitre VII : Etude des portiques

Introduction	172
Ferraillage des poteaux.....	173
Exemple de calcul	176
Détermination de la zone nodale	181
Ferraillage des poutres	182
Etude des voiles de contreventement	188
Ferraillage des trumeaux	193
Conclusion.....	196

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Introduction	199
Etude du voile périphérique.....	199
Etude du fondation.....	206
Introduction	206
Choix du type de fondation	206
Etude du radier nervuré.....	207
Conclusion générale	224
Bibliographies	227
ANNEXE	230

Liste des Figures

Chapitre II

Figure II.1	Dimensions de la poutre principale	13
Figure II.2	Dimensions de la poutre secondaires.	14
Figure II.3	Planchers à corps creux.	15
Figure II.4	La surface afférente du poteau central.	22
Figure II.5	Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).	26

Chapitre III

Figure III.1	Schéma statique des panneaux intermédiaire.	29
Figure III.2	Section calcul en appuis XX.	32
Figure III.3	Section calcul en travée XX.	33
Figure III.4	Section calcul en appuis YY.	33
Figure III.5	Section calcul en travée YY.	34
Figure III.6	Disposition constructive des armatures de la table de compression.	38
Figure III.7	Dimensions des poutrelles.	38
Figure III.8	Section de calcul.	39
Figure III.9	Ferraillage des poutrelles .	57
Figure III.10	Centre de gravité.	59

Chapitre IV

Figure IV.1	Dimensions de l'acrotère.	64
Figure IV.2	Schéma statique de l'acrotère.	64
Figure IV.3	Schéma de ferraillage de l'acrotère	69
Figure IV.4	Schéma statique pour le balcon..	70
Figure IV.5	schéma de ferraillage du balcon.	73
Figure IV.6	Représentation d'un escalier.	77
Figure IV.7	Schéma statique d'un escalier de l'étage courant	77
Figure IV.8	Schéma d'une volée et 2 paliers de repos	78
Figure IV.9	Schéma statique de la poutre palière.	81
Figure IV.10	Chargement de la poutre palière	82
Figure IV.11	Schéma statique de l'escalier du sous-sol	85
Figure IV.12	Dimensions de l'ascenseur	95
Figure IV. 13	Ascenseur électrique	96
Figure IV.14	Abaque de détermination de suspentes.	98
Figure IV.15	Schéma de la surface d'impact	101
Figure IV.16	Schéma de la dalle .	103

Figure IV.17	Chargement de panneau .	104
Figure IV. 18	Panneau de la dalle.	106
Chapitre V		
Figure V.1	Définition des paramètres de la source du séisme	116
Figure V.2	dimension en plan.	120
Figure V.3	Limites des décrochements en plan	120
Figure V.4	spectre de réponse S1	124
Figure V.5	spectre de réponse S4	124
Figure V.6	Modèle final Structure contreventée par des voiles en B.A	126
Figure V.7	1 ^{ère} disposition des voiles.	128
Figure V.8	2 ^{ème} disposition des voiles	129
Figure V.9	3 ^{ème} disposition des voiles	130
Figure V.10	disposition des voiles	136
Figure V.11	Grand effet de p-DELTA.	143
Figure V.12	Le petit effet de P-delta	143
Figure V.13	les différents moments résistants	151
Figure V.14	(a) joint de rive (b) joint intermédiaire (c) joint de central	151
Chapitre VI		
Figure VI.1	influence de la vitesse de cisaillement de sol sur la période dynamique	165
Figure VI.2	influence de la vitesse de cisaillement de sol sur l'effort tranchant à la base	163
Figure VI.3	influence de la vitesse de cisaillement de sol sur l'effort normal	163
Figure VI.4	influence de la vitesse de cisaillement de sol sur l'effort horizontal	167
Figure VI.5	influence de la vitesse de cisaillement de sol sur les déplacements suivant X-X	168
Figure VI.6	influence de la vitesse de cisaillement de sol sur les déplacements suivant Y-Y	169
Figure VI.7		170
Chapitre VII		
Figure VII.1	Directions des moments et effort normal dans un poteau	175
Figure VII.2	Section de ferrailage des poteaux RDC, étage 1	181
Figure VII.3	Schéma de la zone nodale coupe A-A	182
Figure VII.4	Schéma de ferrailage de la poutre principale.	187
Figure VII.5	Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.	187

Figure VII.6	Disposition des armatures verticales dans les voiles.	189
Figure VII.7	Schéma de ferrailage de voile de contreventement.	195
Figure VII.8	Schéma de ferrailage des trumeaux.	196
<i>Chapitre VIII</i>		
Figure VIII.1	schéma du voile périphérique	200
Figure VIII.2	schéma statique du voile périphérique	200
Figure VIII.3	Le ferrailage du voile périphérique	206
Figure VIII.4	semelle isolé sous poteau	206
Figure VIII.5	schéma d'un radier nervuré	207
Figure VIII.6	ancrage du bâtiment	210
Figure VIII.7	vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	212
Figure VIII.8	Schéma statique du débord	216

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1	La composition d'un mètre cube (m ³) de béton.	06
Tableau I.2	Propriétés mécaniques d'acier.	08
Tableau I.3	Résistance caractéristique à 28 jours en MPa	09
Tableau I.4	Limite élastique « fe » en MPa.	09

Chapitre II

Tableau II.1	dimensions des poutres (PP et PS)	14
Tableau II.2	Charges permanentes des murs extérieures (double cloison).	17
Tableau II.3	Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)	17
Tableau II.4	Charges permanentes du plancher étage courant (corps creux)	18
Tableau II.5	Charges permanentes du plancher (dalle pleine)	18
Tableau II.6	Dégression des surcharges	20
Tableau II.7	Pré-dimensionnement du Poteau centrale et vérification de flambement	25

Chapitre III

Tableau III.1	Sollicitations maximales des moments et des efforts tranchants	31
Tableau III.2	vérification de la contrainte de service limite de béton	35
Tableau III.3	Déterminations des charges et combinaisons	41
Tableau III.4	Vérification de la contrainte de service limite pour le béton.	56
Tableau III.5	Vérification d'efforts tranchants.	56

Chapitre IV

Tableau IV.1	Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.	70
Tableau IV.2	Charge concentrée F de balcon.	70
Tableau IV.3	Descente des charges du palier.	75
Tableau IV.4	Descente des charges de la volée.	76
Tableau IV.5	Récapitulation des charges et combinaisons	77
Tableau IV.6	Les sollicitations maximales de l'escalier de l'étage courant.	78
Tableau IV.7	Les sollicitations maximales de l'escalier du sous-sol.	86
Tableau IV.8	Caractéristiques des câbles.	99
Tableau IV.9	Tableau récapitulatif des résultats.	105
Tableau IV.10	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	108

Chapitre V

Tableau V.1	Tableau de pénalité P_q	123
Tableau V.3	Tableau récapitulative pour la vérification de la somme des masses modales (1 ^{er} disposition)	128
Tableau V.4	Tableau récapitulative pour la vérification de la somme des masses modales (2 ^{ème} disposition)	129
Tableau V.5	Tableau récapitulative pour la vérification de la somme des masses modales (3 ^{ème} disposition)	130
Tableau V.6	pourcentage des charges S_1	131
Tableau V.7	pourcentage des charges S_4	132
Tableau V.8	Tableau récapitulative pour la vérification de la somme des masses modales S_1	136
Tableau V.9	Tableau récapitulative pour la vérification de la somme des masses modales S_4	137
Tableau V.10	Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement inter étages. Site 01	140
Tableau V.11	Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement inter étages. site 04	140
Tableau V.12	Position du centre de masse.	141
Tableau V.13	Vérification de l'effort normal réduit au niveau des poteaux carrés site 01	142
Tableau V.14	Vérification de l'effort normal réduit au niveau des poteaux carrés site 04	142
Tableau V.15	Vérification de l'effet de P-delta. site 01	144
Tableau V.16	Vérification de l'effet de P-delta. site 04	145
Tableau V.17	Vérification au renversement dans le sens X-X.	147
Tableau V.18	Vérification au renversement dans le sens Y-Y.	148
Tableau V.19	Vérification au renversement dans le sens X-X.	149
Tableau V.20	Vérification au renversement dans le sens Y-Y	150
Tableau V.21	vérification des rotules plastiques	152
Tableau V.22	Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X (site 01 et site 04)	154
Tableau V.23	Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y (site 01 et site 04)	155
Tableau V.24	la distribution de l'effort tranchant suivant X(pour les deux sites)	156
Tableau V.25	la distribution de l'effort tranchant suivant Y (pour les deux sites)	157
Tableau V.26	Résultat des forces sismique et des moments dus à la torsion accidentelle.	159
Tableau V.27	Position du Centre de torsion et centre de masse	160
Tableau V.28	Les excentricités théoriques des planchers.	161
Tableau V.29	Les excentricités accidentelles des planchers.	162

Chapitre VI

Tableau VI.1	Tableau représente les classes des sols RPA	164
---------------------	---	-----

Chapitre VII

Tableau VII.1	Détermination des sollicitations.	174
Tableau VII.2	Ferraillage minimal des poteaux selon RPA.	174
Tableau VII.3	Ferraillage maximal des poteaux en zone courante	174
Tableau VII.4	Ferraillage maximal des poteaux en zone de recouvrement.	175
Tableau VII.5	Ferraillage minimal des poteaux	175
Tableau VII.6	Récapitulation du ferraillage des poteaux.	182
Tableau VII.7	Déterminations des sollicitations	183
Tableau VII.8	Tableau récapitulatif du Ferraillage des poutres	187
Tableau VII.9	Tableau récapitulatif du Ferraillage des voiles.	193

Chapitre VIII

Tableau VIII.1	Sollicitations maximales des moments et des efforts tranchants.	202
Tableau VIII.2	Vérification de l'effort tranchant.	205
Tableau VIII.3	Choix des armatures	215
Tableau VIII.4	Vérification d'effort tranchant.	216

Liste des Symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures, mode propre

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

q : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

σ_c : Contrainte de consolidation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant à la base.

$E.L.U$: Etat limite ultime.

$E.L.S$: Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime. T :

Effort tranchant, Période. S_t

: Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

f_{adm} : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y, Y_I : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction

Générale

Introduction générale

Suite aux dommages constatés sur les bâtiments lors des différents séismes qu'a connus notre pays, les structures contreventées par voiles-portiques sont de plus en plus adoptées par les constructeurs en Algérie.

Le présent travail a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de master, par l'étude d'une structure élancée.

Notre travail est organisé comme suit :

- Étude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres; chaînages et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs et voiles).
- Etudes des planchers.
- Etude détaillée des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, ascenseur).
- l'influence de la nature du site sur la sollicitation sismique du bâtiment
- Etude dynamique et sismique.
- Calcul du Ferrailage Des Portiques et des voiles.
- L'étude des fondations (Choix du type de fondation, Etude du radier nervuré).

Chapitre I

Présentation et

Caractéristiques

I.1.Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles ...) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 /Version2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2.Présentation du projet:

Notre projet contreventé par des voiles porteurs. Projet est composé d'un **Rez-De-Chaussée** avec de 10 étages, il est caractérisé par :

- ✓ Le **RDC** est à usage d'habitation
- ✓ Les étages courants sont 10 étages à usage d'habitation.

Cet ouvrage est implanté dans la wilaya Saida, qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 » comme une région de faible sismicité (Zone I). Il est classé suivant son importance dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne).

I.3.Caractéristiques géométriques du bâtiment :

a) Dimensions en élévation :

Hauteur totale du bâtiment..... Ht =33.6m.

Hauteur de l'étage courant.....h = 3.06 m

Hauteur de RDC.....h = 3,20m.

b) Dimensions en plan :

Largeur en plan.....Lx = 24.6m (sens longitudinal)

Longueur en plan..... Ly = 24.5m (sens transversal)

I.4.Superstructure :

La structure sera réalisée en béton armé. Toutes les poutres, poteaux, chainages, longrines, linteaux, dalle... seront en béton armé.

a) Ossature de l'ouvrage :

L'ouvrage considéré est en ossature constituée de portiques auto-stable en béton armé et des voiles de contreventement dans les deux directions.

b) Planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher 4dalle pleine.

❖ Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé de [60-65] cm de corps creux et d'une table de compression en béton armé.

Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- L'isolation phonique et thermique
- Une économie du coût de coffrage "coffrage perdu constitué par le corps creux".

❖ plancher dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones

c) Escaliers :

La structure comporte une seule cage d'escalier du rez-de-chaussée au 10^{ème} étage. L'escalier est composé de trois volées et deux paliers.

d) Maçonneries :

- Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5cm.
- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

e) Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les locaux humides (WC, SALLE DE BAIN, CUISINE).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

f) L'acrotère :

Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité au niveau de la terrasse. Le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé.

g) Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Il est de type 800 Kg pour 10 personnes.

h) Les balcons :

Ils sont réalisés en console par dalle pleine en béton armé.

I.5. Infrastructure:

C'est la partie d'interaction structure sol, elle forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le sol d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au sol.

I.6. Caractéristiques des matériaux :**béton:**

Le béton est un mélange proportionnel de (ciment, de granulats, d'eau et éventuellement d'adjuvants définis par des normes). Il a une bonne résistance à la compression mais résiste 10 fois moins à la traction.

-On appelle Le **béton armé** est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allie les résistances à la compression du béton et à la traction de l'acier. Il est utilisé comme matériau de construction, en particulier pour le **bâtiment** et le **génie civil**.

➤ Le dosage du béton:

On appelle dosage le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

Dans notre ouvrage le béton est réalisé avec des mélanges contenant :

Tableau (I.1) : La composition d'un mètre cube (m^3) de béton.

Graviers 5 /25	Sable 0/5	Ciment CPA	Eau
800L	400L	350kg	175L

I.7. Résistances et caractéristiques : [A-2-1-1-1] C.B.A.93**a) Résistance du béton à la compression :**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} ").

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

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

$$f_{tj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{si}$$

$$f_{tj} = 1,1 \cdot f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{tj} = \frac{j}{4.40 + 0.895j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{tj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour notre projet d'étude on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b) Résistance du béton à la traction : [A-2-1-1-2]C.B.A.93

La résistance à la traction du béton à (J) jours, désignée par (f_{ij}) est déterminée par trois essais :

- Essai de traction directe.
- Essai de traction par fendage.
- Essai de traction par flexion.

La résistance à la traction du béton (f_{ij}) est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} (\text{MPa}) \text{ Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

c) La déformation longitudinale du béton:

1) Module de déformation instantané: [A-2-1-2-1]C.B.A.93

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton âgé de «j» jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$

2) Module de déformation différé : [A-2-1-2-2]C.B.A.93

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures; ce module est défini par:

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve: $E_{v28} = 10818,9 \text{ MPa}$.

d) Coefficient de poisson : [A-2-1-3]C.B.A.93

Le coefficient de poisson est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

e) Contraintes limites :

1 à L'ELU : est notée f_{bu} tel que : $= \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \text{ en cas de situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.50 \text{ en cas de situation durable ou transitoire} \end{array} \right.$$

2 à L'ELS : est donné par $\sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

L'acier:

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage. Son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, Le critère essentiel qui caractérise les aciers c'est leur limite d'élasticité « Fe ».

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau:

Tableau I.2 : Propriétés mécaniques d'acier

Type d'acier	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité en MPa
Ronds lisses	$f_e=215\text{MPa}$ $f_e=235\text{MPa}$	$E_s = 2,1.10^5\text{MPa}$
Barres a hautes adhérences	$f_e =400 \text{ MPa}$	
Treillis soudés (TS)	$f_e= 500\text{MPa}$	

➤ **Contraintes limite d'acier :**

L'ELU : $\sigma_{st} = Fe/\gamma_s$

Fe : contrainte limite élastique .

γ_s :coefficient de sécurité de acier .

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situation accidentelle.

L'ELS :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification

Fissuration préjudiciable : -

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ [MPa]}$$

Fissuration très préjudiciable

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ [MPa]}$$

Avec : η coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour les ronds lisses

$\eta=1.6$ pour les aciers a haute adhérence (HA)

Remarque :

Les tableaux suivants résument les valeurs des contraintes du béton et de l'acier.

a) Le béton:**Tableau (I.3) :** Résistance caractéristique à 28 jours en MPa

Résistance caractéristique à 28 jours (MPa)		Résistance de calcul (MPa)	
A la compression	A la traction	Situation durable ou transitoire	Situation accidentelle
25	2,1	14,17	18,5

b) L'acier:**Tableau (I.4) :** Limite élastique « f_e » en MPa.

Limite élastique « f_e » (MPa)	Résistance de calcul (MPa)	
FeE 400 (H.A)	Situation durable ou transitoire	Situation accidentelle
	348	400

I.8. Actions et sollicitations:**➤ Les actions:**

Les actions sont des forces et couples dus aux charges appliquées et aux déformations imposées, qui individuellement ou réunies sont capables d'engendrer des contraintes ou des déformations aux ouvrages.

Les valeurs de chacune de ces actions ont un caractère nominal, c'est-à-dire connu dès le départ ou donné par des textes réglementaires ou contractuels.

On distingue trois types d'actions :

- Permanentes
- Variables
- Accidentelles

➤ Les sollicitations:

Les sollicitations sont les efforts internes (effort normal (N), effort tranchant (T)) et les moments (moment de flexion (Mf), moment de torsion (Mt)) induits dans la structure par les différentes actions. Elles sont calculées à l'aide de méthodes appropriées dérivées de la RDM et après combinaisons des actions suivant deux catégories liées aux états limites.

Règlements :**B.A.E.L 99 :**

Ce règlement est utilisé pour le pré dimensionnement, le dimensionnement définitif et le ferrailage des différents éléments porteurs de l'ouvrage. Il est ensuite utilisé pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage dans son ensemble.

La vérification des armatures et des contraintes sera effectuée à l'état limite de service dans le cas d'une fissuration peu nuisible.

R.P.A 2003 :

Ce règlement permet de fixer la règle de conception. Il est utilisé pour assurer les conditions minimales en matière de sections transversales des éléments porteurs et de la quantité minimale d'armatures dans ces mêmes éléments.

Ce règlement est aussi utilisé pour l'évaluation de la charge sismique globale et sa répartition sur les différents étages et portique.

I.9.Conclusion:

Dans ce 1^{er} chapitre, nous avons présenté la préinscription du projet avec toutes ses caractéristiques, nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et règlement en vigueur, et définition les actions et sollicitations. Le chapitre suivant fera l'objet du Pré dimensionnement de tous les éléments structuraux de notre ouvrage.

Chapitre II

Dimensionnement

des éléments

structuraux

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement c'est un calcul des éléments de la structure (plancher, Poutres, Poteaux) ; et en fait tous ça pour assurer une grande stabilité de l'ouvrage. Ce pré dimensionnement est établi tout en vérifiant les exigences des règles de RPA99 version 2003.

II.2.Pré dimensionnement des poutres :

Définition :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs Horizontaux. On a deux types de poutres :

➤ **Les poutres principales:**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle

➤ **Les poutres secondaires :(Chaînages)**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer. D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Critère de flèche}$$

Avec :

- L : distance entre nus des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- h : hauteur de la poutre.

➤ **Poutre Principale :(P.P)**

➤ **La hauteur de la poutre « h »**

$$L_{max}=3.80m \quad \longleftrightarrow \quad \text{entre axe}$$

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10}$$

$$25.33cm \leq h \leq 38 cm$$

donc on prend h=40 cm

La largeur de la poutre « b » :

$$0.4 \times h \leq b \leq 0.8 \times h \quad \longleftrightarrow \quad 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$$

$$\implies \quad 16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm},$$

Donc on prend **b=30 cm**

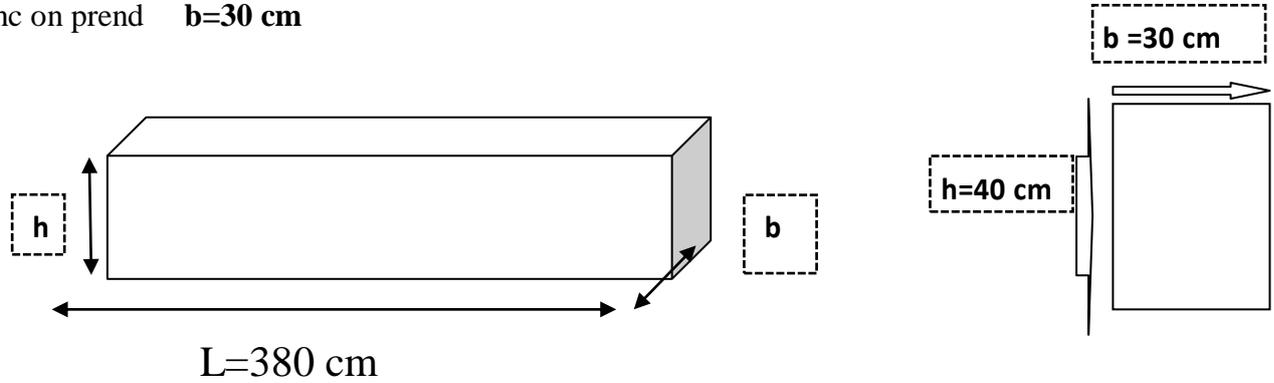


Fig. II .1 : Dimensions de la poutre principale

Alors les dimensions de la poutre principale sont **(30x40)** cm

➤ Vérification des section imposées par le R.P.A 99 (version 2003 zone I)[ART 7.5.1]:

➤ $b \geq 20 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$

➤ $h \geq 30 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$

➤ $\frac{h}{b} < 4 \quad \implies \quad 1.333 < 4$

➤ **Poutre secondaire: (P.S):**

La hauteur de la poutre « h »

$$L_{\max} = 3.80 \text{ m}$$

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10}$$

$$25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

donc on prend h=40 cm

La largeur de la poutre « b » :

$$0.4 \times h \leq b \leq 0.8 \times h \quad \longleftrightarrow \quad 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$$

$$\implies \quad 16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm},$$

Donc on prend $b=30\text{ cm}$

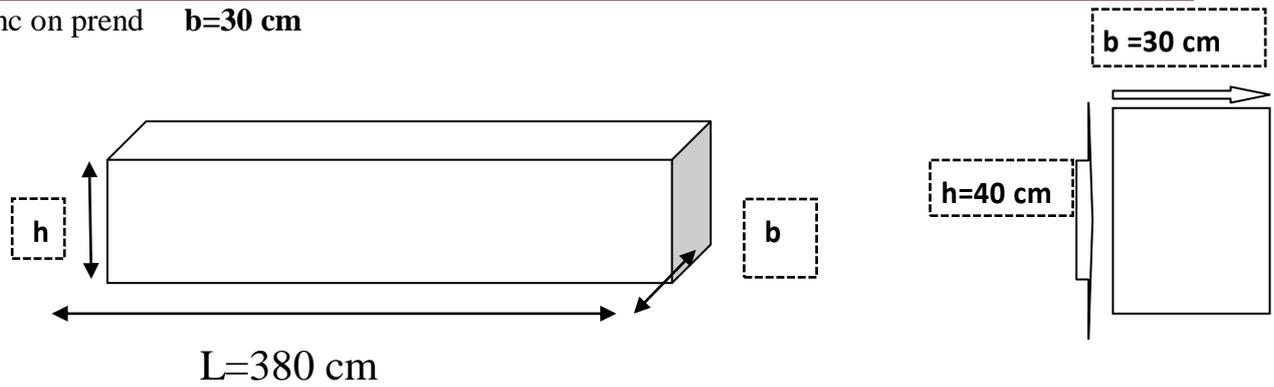


Fig. II .2 : Dimensions de la poutre secondaire

Alors les dimensions de la poutre secondaire sont $(30\times40)\text{ cm}$

- Vérification des section imposées par le R.P.A 99 (version 2003 zone I)[ART 7.5.1]:
- $b \geq 20\text{cm}$ \longleftrightarrow $30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$ \longleftrightarrow $40\text{cm} \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} < 4$ \longrightarrow $1.333 < 4$

	Section (b×h) en cm ²
Poutre principale	(30×40)
Poutre secondaire	(30×40)

Tableau II.1 : dimensions des poutres (PP et PS)

II .3. Plancher:

Les plancher en B.A sont des surfaces généralement horizontales distingue les limites des niveaux, En voir deux types de planchers à utiliser :

- a. Planchers à corps creux.
- b. Planchers à dalle pleine.

II.3.1. Plancher en corps creux (étage courant):

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule empirique suivante:

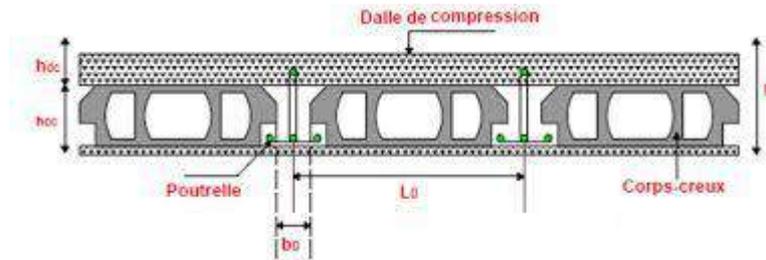


Fig. II.3 : Planchers à corps creux.

$L_{max} = 380\text{cm}.$

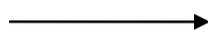
donc: $h_t = \frac{380}{22.5} \geq 16.88 \text{ cm}$

la hauteur du corps creux $h_1 = 16\text{cm}$ + une dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}.$

➤ La condition d'isolation acoustique :

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

$h_t \geq 16 \text{ cm}; \text{ on a: } 20 \text{ cm} > 16 \text{ cm}$



Condition vérifiée

II.3.2. Plancher en dalle pleine : (les deux bandes)

C'est une dalle réalisée sur un coffrage recouvrant toute la surface. Ce choix a été motivé pour des questions sécuritaires face aux charges importantes qu'il doit supporter, et aussi pour sa bonne résistance au feu.

a) critère de résistance : (D'après le C.B.A)

Les portées L_x et L_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis dont :

- L_x : La petite portée du panneau
- L_y : La grande portée du panneau Pour:

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$ { $ep \geq (L_x / 20)$ pour un panneau isolé.
 $ep \geq (L_x / 25)$ pour une dalle continue.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4 \quad - \quad \left\{ \begin{array}{l} ep \geq (L_x / 30) \text{ pour un panneau isolé.} \\ ep \geq (L_x / 40) \text{ pour une dalle continue} \end{array} \right.$$

Dans notre cas, nous avons : $L_x = 3,80\text{m}$ et $L_y = 3,80\text{m}$

$$\alpha = \frac{350}{350} = 1 > 0,4 \quad \longrightarrow \quad ep = \frac{350}{40} \quad \longrightarrow \quad ep \geq 8.75\text{cm}$$

b) Condition deflèche:

Il faut vérifier la condition suivante :

➤ dalle reposant sur deux appuis :

$(L_x / 35) \leq ep \leq (L_x / 30)$ Pour les dalles continues avec $l_x/l_y < 0.4$

➤ dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$(L_x / 50) \leq ep \leq (L_x / 40)$ Pour les dalles continues avec $l_x/l_y > 0.4$

on a : $\alpha = 1 > 0,40$

donc: $(L_x / 50) \leq ep \leq (L_x / 40) \quad \longrightarrow \quad 7.6 \leq ep \leq 9.5[\text{cm}]$

on adopte: **ep=10cm**

c) Résistance au feu:

$e = 7,0 \text{ cm}$pour une heure de coupe de feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe de feu.

A la fin en prendre la valeur de « e » est : « e » = max { 7 ; 10 ; 11 ; 14 ; 16 }

d) Isolation phonique :

Selon les règles C.B.A.93 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique d'où : **e=15cm.**

finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend l'épaisseur de la dalle pleine est:

ep =16cm

II.4.Descentes des charges:

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

❖ **Charges permanente:**

➤ **Murs extérieurs (double cloison):**

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (KN/m ³)	Poids Surfaiques (KN/m ²)
1	Enduit extérieur	0,02	20	0,40
2	Briques creuses (10cm)	0,01	09	0,90
3	Briques creuses(15)	0,15	09	1,30
4	Enduit intérieur	0,02	20	0,40
Charge permanente G				3KN/m ²

Tableau II.2: Charges permanentes des murs extérieures (double cloison).

➤ **Plancher terrasse inaccessible (corps creux):**

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (KN/m ³)	Poids Surfaiques (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0,05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,10	22	2.2
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Dalle corps creux (16+4) cm	0,16 +0,04	-	2,85
6	Enduits de ciments	0,02	20	0,40
Charge permanente G				6,25

Tableau II.3: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

➤ **Plancher étage courant (corps creux):**

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (KN/m ³)	Poids Surfacciques (KN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle corps creux (16+4) cm	0,16+0,04	–	2,85
5	Enduit en ciment	0,02	20	0,40
6	Cloisons légères	0,10	–	1
Charge permanente G				5.25

Tableau II.4: Charges permanentes du plancher étage courant (corps creux)

➤ **Plancher cage escalier (dalle pleine):**

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (KN/m ³)	Poids Surfacciques (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0,05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,10	22	2.2
4	Dalle pleine (16) cm	0,16	25	4
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Enduits de ciments	0,02	20	0,40
Charge permanente G				5.85

Tableau II.5: Charges permanentes du plancher (dalle pleine)

II.5.Surcharges d’exploitations [D.T.RBC.2.2]

- ❖ Plancher terrasse inaccessible.....Q = 1KN/m²
- Plancher RDC et Plancher étage courant..... Q = 1.5KN/m²

II.6.Pré dimensionnement des poteaux :

a)Principe:

Les poteaux sont pré dimensionnés compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est-à-dire, un poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

b) Procédure de pré dimensionnement

- Calcule de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section des poteaux est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- la section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **règlement RPA 99 version 2003**.
- Vérification des sections à l'ELS selon le **BAEL 91 modifié99**.

II.7.Loi de dégression:

Loi de dégression (DTR.BC 2.2) :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à à 0,5Q. (Q est la charge d'exploitation).

Ce qui donne :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

avec: n : nombred'étage.

Q₀ : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁ ,Q₂,.....,Q_n: les charges d'exploitation des planchers respectifs.

Terrasse	Q_0	$Q_0 = 1 \text{KN/m}^2$
10 ^{ème} étage	Q_1	$Q_0 + Q_1 = 2.5 \text{KN/m}^2$
09 ^{ème} étage	Q_2	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 3.85 \text{ KN/m}^2$
08 ^{ème} étage	Q_3	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5.05 \text{ KN/m}^2$
07 ^{ème} étage	Q_4	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6.1 \text{KN/m}^2$
06 ^{ème} étage	Q_5	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7 \text{KN/m}^2$
05 ^{ème} étage	Q_6	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 7.75 \text{KN/m}^2$
04 ^{ème} étage	Q_7	$Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 8.45 \text{KN/m}^2$
03 ^{ème} étage	Q_8	$Q_0 + 0.68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 9.29 \text{KN/m}^2$
02 ^{ème} étage	Q_9	$Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 10.05 \text{KN/m}^2$
01 ^{ère} étage	Q_{10}	$Q_0 + 0.63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 10.75 / \text{m}^2$
RDC	Q_{11}	$Q_0 + 0.62(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 11.65 / \text{m}^2$

Tableau II.6: Dégression des surcharges

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{BR f_c 28}{0.9 \gamma_s} + \frac{As f_e}{\gamma_s} \right]$$

avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

N_u : Efforts normaux: $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a.b^3}{12.a.b}} = \frac{a}{\sqrt{12}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa

F_{bc} : contrainte du béton en compression $F_{bc} = 14,17$ MPa.

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérique tel que :

➤ Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 2) (b - 2)$ cm² On prend : $a = b$

$$(a - 2) (a - 2) \geq 0,064 N_u$$

$$(a - 0,02)^2 \geq 0,064 N_u$$

$$\alpha \geq \sqrt{0,064 \cdot N_u} + 2$$

a : dimension de la section du béton du poteau

selon le BAEL 91 modifié 99 : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

on tire de l'équation N_u la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow B_r \geq 0,064 N_U$$

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA 99 version 2003** (Article : 7.4.1)

II.8.Poteau rectangulaire ou carrée :

Min (b, h) ≥ 25 cm (zone I)

Min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$ cm

$$\frac{1}{4} < \frac{h}{b} < 4$$

avec (a ; b) : Dimensions de la section. he: Hauteur d'étage. On opte pour des poteaux de section carrée (a=b)

Le poteau le plus sollicité est :

II.8.1.Exemple de calcul de poteau :

Poteau centrale :

$$S_{aff} = (1.85 + 1.8) (1.85 + 1.8)$$

$$S_{aff} = 13.32 \text{ cm}^2$$

$$L_{aff \text{ ps}} = (1.85 + 1.8) = 3.65 \text{ m}$$

$$L_{aff \text{ pp}} = (1.85 + 1.8) = 3.65 \text{ m}$$

Niveau terrasse:

$$q_u = 1.15 * (q_{\text{Plancher}} + q_{ps} + q_{pp})$$

$$q_{\text{Plancher}} = (1.35G + 1.5Q) * S_{aff}$$

.P.P : cumul des poutres principales

$$G_{pp} = 25 * h * b * L_{affps} * n$$

$$G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.4 * 3.65 * 1$$

$$G_{pp} = 10.95 \text{ KN/ml}$$

.P.S: cumul des poutres secondaires.

$$G_{ps} = 25 * h * b * L_{affps} * n$$

$$G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.4 * 3.65 * 1$$

$$G_{ps} = 10.95 \text{ KN/mL}$$

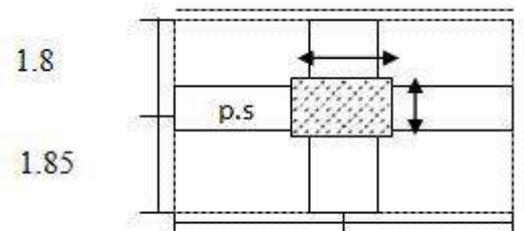


Fig. II.4 : la surface afférente du poteau central

$$q_{pp} = G_{pp} * 1.35 = 10.95 * 1.35 = 14.78 \text{ KN}$$

$$q_{ps} = G_{ps} * 1.5 = 10.95 * 1.5 = 16.42 \text{ KN}$$

$$q_{plancher} = (1.35(6.25) + 1.5(1.5)) * 13.32 = 132.36 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.15(132.36 + 14.78 + 16.42)$$

$$q_u = 188.09 \text{ KN}$$

$$B_r = 0.064 * 188.09$$

$$B_r = 12.03 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

$$a = \left(\sqrt{\frac{12.03}{1000} + 0.02} \right) \times 10^2 = 12.96 \text{ cm}$$

On prend $a = b = 25 \text{ cm}$

**On prend $a = 25 \text{ cm}$
 $(a \times b) = (25 \times 25) \text{ cm}^2$**

Vérification des dimensions : dans notre cas on a ($a = b = 25 \text{ cm}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots a = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \text{Min}(a, b) \geq h_e/20 \dots\dots a = 25 \text{ cm} \geq 306/20 = 15.3 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{1}{4} \leq \frac{25}{25} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

II.8.2. Vérification du poteau au flambement :

➤ **Calcul de moment d'inertie:**

$$I_x = I_y = \frac{a b^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 32552,08 \text{ cm}^4$$

➤ **Rayon de giration i_x, i_y :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$\overrightarrow{A} = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

avec $A = a \times b$ (la section du poteau)

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{32552,08}{625}} = 7,21 \text{ cm}$$

➤ Calcul de l'élanement:

➤ Pour le RDC :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x}$$

$$L_f = 0.7 L_0$$

$$L_0 = 3,20 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad L_f = 0,7 \times 3,20 = 2,24 \text{ m} = 224 \text{ cm}$$

$$x = \lambda_y = \frac{224}{7.21} = 29.68 \text{ cm}$$

donc on a : $\lambda_x = \lambda_y = 31.06 \leq 35 \dots \dots \dots$ **Vérifiée**

➤ pour les étages courants :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x}$$

$$L_f = 0.7 L_0$$

$$L_0 = 3,06 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m} = 214 \text{ cm}$$

$$x = \lambda_y = \frac{214}{7.21} = 29.68 \text{ cm}$$

donc on a : $\lambda_x = \lambda_y = 26.98 \leq 35 \dots \dots \dots$ **Vérifiée**

Note :

Pour les autres étages

Le même calcul sur tous les étages qui reste sauf un changement dans les charges des éléments Avec une augmentation **les efforts ultime (q_u)** de l'étage qui précédant.

Nombres d'étages	qu (KN)	Br (cm ²)	A=B (cm)	Vérification de RPA99	Vérification au flambent			Section (a×b)
					i	λ	λ≤35	
Terrasse	177.33	11.34	25	c.v	12.97	16.49	c.v	45×45
10eme etage	195.36	12.50	25	c.v	12.97	16.49	c.v	45×45
9eme etage	221.536	14.17	25	c.v	12.97	16.49	c.v	45×45
8eme etage	247.703	15.85	25	c.v	12.97	16.49	c.v	45×45
7eme etage	273.871	17.527	25	c.v	14.4	14.8	c.v	50×50
6eme etage	300.04	19.202	25	c.v	14.4	14.8	c.v	50×50
5 eme etage	326.21	20.877	25	c.v	14.4	14.8	c.v	50×50
4eme etage	352.380	22.552	25	c.v	15.87	13.48	c.v	55×55
3eme etage	378.538	24.22	25	c.v	15.87	13.48	c.v	55×55
2eme etage	404.76	25.9	30	c.v	15.87	13.48	c.v	55×55
1 ^{er} etage	430.878	27.57	30	c.v	17.32	12.35	c.v	60×60
RDC	457.04	29.25	30	c.v	17.32	12.35	c.v	60×60

Tableau II.7 : Pré-dimensionnement du Poteau centrale et vérification de flambement

II.9. Pré dimensionnement des voiles :

II.9.1. Voiles contreventements :

Les voiles sont des murs en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment Justifiant à l'article [7.7.1 de RPA99] :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 de l' RPA 99 version 2003.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (Séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après l'RPA99 version 2003 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition, $L > 4e$.

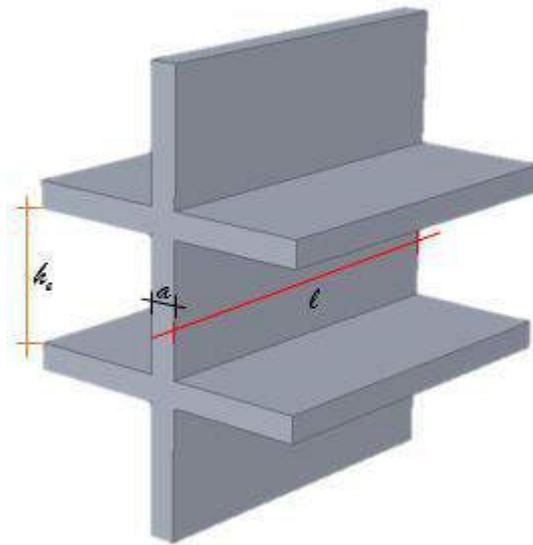


Figure II 5 : Coupe de voile en plan

avec :

- ✓ L : longueur de voile.
- ✓ h_e : hauteur d'étage.
- ✓ a : épaisseur de la voile.

Pour: $a \geq \max(a_{\min}, h_e/20)$;

avec: $a_{\min} = 15\text{cm}$.

➤ Pour le RDC :

$h_e = 3.20\text{m}$; $h_e = 3,06 - 0,35 = 2.85\text{m}$

➤ pour les étages courants :

$$h_e = 3.06\text{m}; \quad h_e = 3,06 - 0,35 = 2.71\text{m}$$

$$a \geq \max(15; 13,55) \implies a \geq 15\text{cm}$$

donc: on adopte l'épaisseur des voiles : **a= 15cm** sur toute la hauteur de la structure.

II.9.1. Voiles périphériques:

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de l'RPA99 v. 2003.

- $a_{\min} = 20 \text{ cm}$ [RPA99/10.1.2]
- $a \geq \frac{h_e}{25}$ [RPA99/7.7.1]

II.10. Conclusion :

Pour stabilité de bâtiment, et pour qu'il soit bien contreventé, les sections adoptées pour les éléments sont :

- ✓ Plancher corps creux (16+4) cm
- ✓ Poutre principale (bxh)=(30x40)
- ✓ Poutre secondaire (bxh)= (30x40)
- ✓ Poteaux :
 - RDC et 1^{er} étage (bxh)=(60x60)
 - Le 2^{eme} & 3^{eme} & 4^{eme} étage (bxh)=(55x55)
 - Le 5^{eme} & 6^{eme} & 7^{eme} étage (bxh)=(50x50)
 - Du 9^{eme} étage au terrasse : (bxh)=(45x45)

Chapitre III

Etude des planchers

III.1.Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales,

Les planchers choisis dans cette étude sont des planchers à corps creux de (16+4)cm, avec une dalle de compression et des planchers en dalle pleine ayant 16cm d'épaisseur.

III.1.1Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

1) Plancher de cage escalier :

$G = 5.85 \text{ KN/m}^2.$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$

2) Evaluation des charges :

Le calcul se fait pour 1ml

ELU :

$P_u = (1.35G+1.5Q)*b \implies P_u = (1.35 (5.85)+1.5(2.5))*1 = 11,65 \text{ KN/ml}$

ELS :

$P_{ser} = (G+Q) \implies P_{ser} = (5.85+2.5)*1 = 8.35 \text{ KN/ml}$

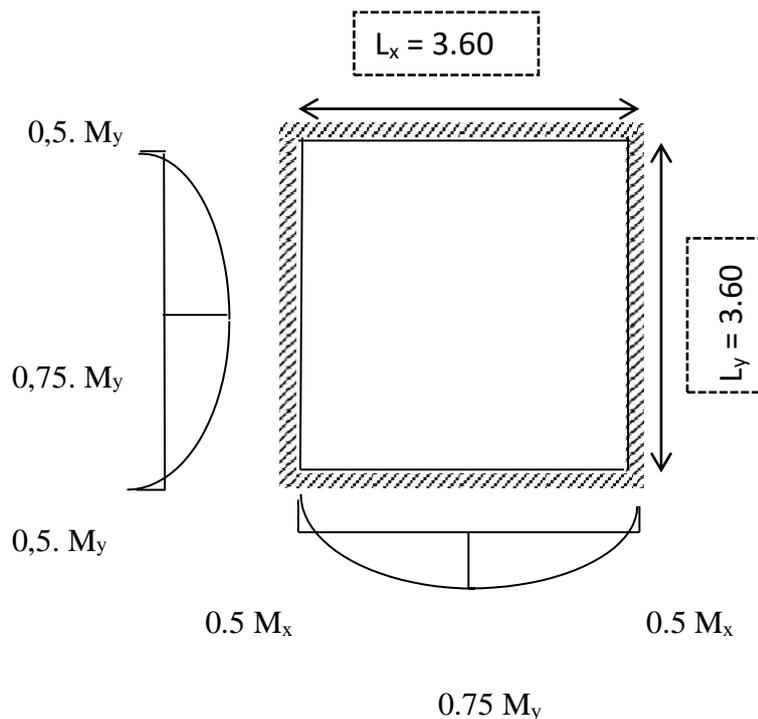


Figure III.1: Schéma statique des panneaux intermédiaire

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$L_x = 3.60 \text{ m}$$

$$L_y = 3.60 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{360}{360} = 1 > 0. \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$v : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

III.1.2. Calcul des sollicitations : d'après **BAEL 91 page 66** le calcul se fait sous les sollicitations suivantes

$$\begin{aligned} & \text{A l'ELU :} \\ & \alpha = 1 \Rightarrow \text{ELU} \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_{ux} = 0.0368 \\ \mu_{uy} = 1 \end{array} \right.$$

Moments au centre :

$$M_{ox} = \mu_{ox} \cdot q_u \cdot L_x^2 = M_{ox} = \mu_{ux} \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0368 \times 11.65 \times (3.6)^2 = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_{oy} \cdot q_u \cdot L_y^2 = M_{oy} = \mu_{uy} \times M_{ux} = 1 \times 5.51 = 5.55 \text{ KN.m}$$

Moments au appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0, 5M_{ux} = 2.77 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 4.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 4.16 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right] = \frac{11.65 \times 3.6}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{1}{2}} \right] = 13.98 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{3} = \frac{11.65 \times 3.6}{3} = 13.98 \text{ KN}$$

A P'ELS : $\mu_{ux} = 0.0441$
 $\alpha = 1 \Rightarrow$ ELS $\mu_{uy} = 1$

Moments au centre :

$M_{ox} = \mu_{ox} \cdot q_u \cdot L_x^2 = M_{ox} = \mu_{ux} \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 0.0441 \times 8.35 \times (3.6)^2 = 4.77 \text{ KN.m}$

$M_{oy} = \mu_{oy} \cdot q_u \cdot L_y^2 = M_{oy} = \mu_{uy} \times M_{ux} = 1 \times 4.77 = 4.77 \text{ KN.m}$

Moments au appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0, 5M_{ux} = 2.385 \text{ KN.m}$

Moments en travée :

$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 3.577 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 3.577 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

$$\left\{ \begin{aligned} V_x &= \frac{qu \times Lx}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right] = \frac{8.35 \times 3.6}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{1}{2}} \right] = 10.02 \text{ KN} \\ V_y &= \frac{qu \times Ly}{3} = \frac{8.35 \times 3.6}{3} = 10.02 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

Combinaison	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Ma (KN.m)	2.77	2.385	2.77	2.385
Mt (KN.m)	4.16	3.577	4.16	3.577
V(KN)	13.98	10.02	13.98	10.02

Tableau III.1: Sollicitations maximales des moments et des efforts tranchants

III.1.3. Calcul ferrailage :

$b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $d=0,9h=14,4\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

➤ Section minimale d'armatures : (BAEL 91 P 211)

Selon que l'on utilisera des fils de diamètre supérieur ou inférieur à 6 mm, les sections minimales d'armatures dans les deux sens valent : $\emptyset \geq 6\text{mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{y \min} = 8 h_0 = (8 \times 0.16) = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{x \min} = \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) A_{y \min} = \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 1.28 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Remarque : Selon C.B.A.93 dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de 20 % :

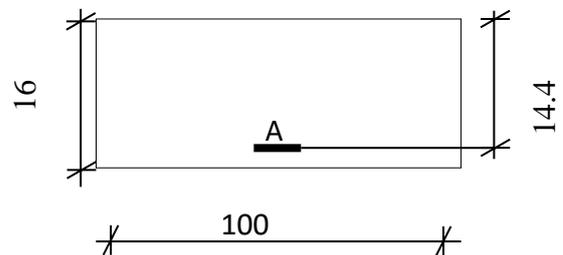
$$A_{s.\min (x)} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s.\min (y)} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2..Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

E.L.U :

Sens x-x :



En appui : $M_{u \text{ ax}}=2.77 \text{ KN.m}$

Fig.III.2: Section de calcul en appui XX

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2.77 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,144^2 \times 14,17} = 0,0099$$

$$\mu_{bu} = 0,0099 < \mu_l = 0,392 (A' = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013 \Rightarrow z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.143$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \cdot \sigma_s} = \frac{2.77 \cdot 10^{-3}}{0,143 \times \frac{400}{1-15}} \times 10^4 = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

On adopte :

5T10 → A=3.93 cm²/ml → st = 20cm

En travée : $M_{u\ tx} = 4.16 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4.16 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,144^2 \times 14,17} = 0.0145$$

$$\mu_{bu} = 0.0145 < \mu_l = 0.392 (A' = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0182 \Rightarrow z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.143$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

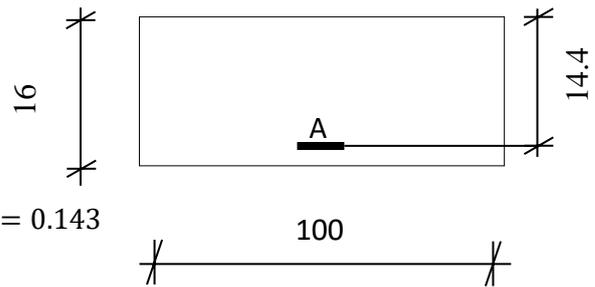


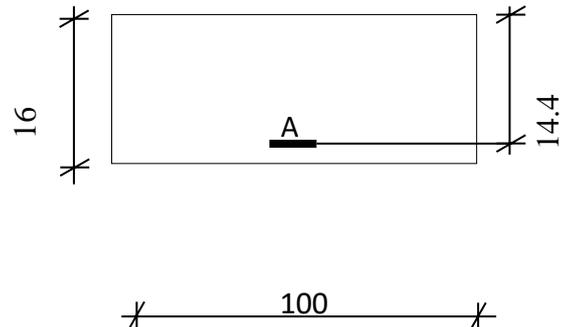
Fig.III.2: Section de calcul en travée XX

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \cdot \sigma_s} = \frac{4.16 \cdot 10^{-3}}{0,143 \times \frac{400}{1 - 15}} \times 10^4 = 0.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

On adopte :

5T10 \longrightarrow $A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \longrightarrow $st = 20 \text{ cm}$



Sens yy :

En appui : $M_{u\ ay} = 2.77 \text{ KN.m}$

Fig.III.2: Section de calcul en appui YY

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2.77 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,144^2 \times 14,17} = 0,099$$

$$\mu_{bu} = 0.0099 < \mu_l = 0.392 (A' = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013 \Rightarrow z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,143$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \cdot \sigma_s} = \frac{4.16 \cdot 10^{-3}}{0,143 \times \frac{400}{1 - 15}} \times 10^4 = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

On adopte :

$$5T10 \longrightarrow A=3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow st = 20\text{cm}$$

En travée : $M_{u ty} = 4.16 \text{ KN.m}$

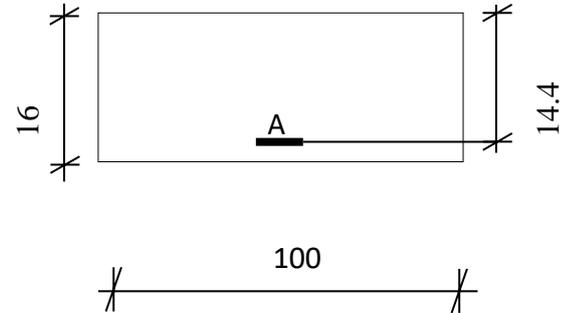


Fig.III.2: Section de calcul en travée YY

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4.16 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,144^2 \times 14,17} = 0.0145$$

$$\mu_{bu} = 0.145 < \mu_l = 0.392 (A' = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,0182 \Rightarrow z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.143$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \cdot \sigma_s} = \frac{4.16 \cdot 10^{-3}}{0,143 \times \frac{400}{1 - 15}} \times 10^4 = 0.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

On adopte :

$$5T10 \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow st = 20\text{cm}$$

II.2.2 Vérification des sections des ferrailage :

Sens L_x :

$$A_{ax} = 1.29 \left. \vphantom{A_{ax}} \right\}$$

$$\geq A_{xMin} = A_{yMin} \cdot 3 - \alpha \cdot 2 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 2.21$$

Sens L_y :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ay} = 1.29 \\ A_{ty} = 2.08 \end{array} \right\} \geq A_{yMin} = 8h_0 = 8 \cdot 0.16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'E.L.S :

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

Moment (KN.m)	Mu	Mser	γ	α	$(\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100$	OBS
Appuis	2.77	2.385	1.16	0.013	0.33	cv
Travée	4.16	3.577	1.16	0.0182	0.33	cv

Tableau.III.2 : vérification de la contrainte de service limite de béton

Remarque : Puisque (**Fpp**) utilisé pour le calcul en dalle pleine vous ne avez pas besoin de calculer la contrainte de service limite d'acier.

III.2.3. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{\tau_u}{\gamma b}$$

↻ Au milieu de Ly : $V_y = \frac{qu \times L_x \times Ly}{2L_x + Ly} = \frac{11.65 \times 3.6 \times 3.6}{2 \times 3.6 + 3.6} = 13.98 \text{ KN/ml}$

↻ Au milieu de Lx : $V_x = \frac{qu \times L_x \times Ly}{3Ly} = \frac{11.65 \times 3.6 \times 3.6}{3 \times 3.6} = 13.98 \text{ KN/ml}$

On prend F_{pp} :

$$\tau_u = \min \left[\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3,33 \text{ MPA} \right. \\ \left. \qquad \qquad \qquad 5 \text{ MPA} \right]$$

$\tau_u = 3.33 \text{ MPA}$

$\bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28}$ Il n’y a pas de reprise de bétonnage [CBA.93/Art B 6.7.2]

$\tau_u = \frac{10.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144} = 0.069 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.2.4. Vérification de poinçonnement :

$\tau_u = \frac{Pu}{2 \times h(u+v)} = \frac{11.65 \times 10^{-3}}{2(0.16)(3.6+3.6)} = 0.00505 \leq 1.125 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$

III.2.5. Vérification de la flèche : (CBA93 page 144)

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{txs}}{20 M_{0xs}} \rightarrow \frac{0.16}{3.6} \geq \frac{4.479}{20(7.79)} = 0,0372 \geq 0.0287 \dots \text{cv}$
 $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{0.000505}{1 \times 0.144} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0.0035 \leq 0.005 \dots \text{cv}$

Si Les deux conditions sont vérifiées, vous ne avez pas besoin calculer la flèche

III.3. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux : L’élément résistant (porteur) : poutrelle en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.

L’élément de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d’un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges .

III.3.1. Ferrailage de la dalle compression : (après CBA93 P136)

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures(A_{\perp}).

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures($A_{//}$)

Les sections minimales des armatures doivent être:

$$\text{Si : } L_n \leq 50\text{cm} \longrightarrow A_{s\perp} \geq \frac{200}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)} \text{ (fe en Mpa)}$$

$$\text{Si : } 50 < L_n \leq 80\text{cm} \longrightarrow A_{s\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e}$$

L_n : Distance entre l'axe des nervures (cm).

Dans notre cas: $f_e = \text{TLE } 520 \text{ MPA}$ $L_n = 60\text{cm}$

$$50 < L_n \leq 80\text{cm} \quad A_{s\perp} \geq (4 \times 60)/520 = 0.461\text{cm}^2$$

Le diamètre des barres doit être

$$\phi \leq h/10 = 4/10 = 0.4 \text{ cm}$$

On prend un diamètre $\phi = 6\text{mm}$ pour les deux sens

$$A_{s\perp} = 0.461 \text{ }^2 \text{ (soit : } 3\phi 6\text{) avec espacement : } e = 20\text{cm}$$

$$A_{s\perp} 1.41 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{s\perp} 5\phi 6/\text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent avoir une section de:

$$A_{//} \geq (A_{s\perp})/2 = 0,71\text{cm}^2 \text{ (soit } 5\phi 6\text{) avec un espacement : } e = 25 \text{ cm}$$

Donc on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille : ($\phi 6(200 \times 200) \text{ cm}^2$)

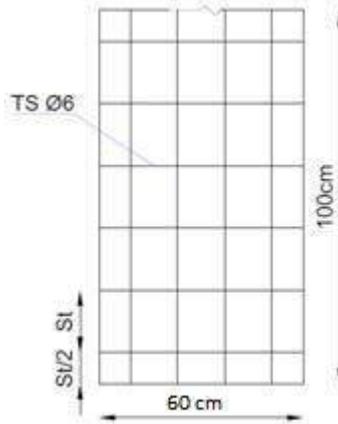


Fig.III.6 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.4. Etude des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens Perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

III.4.1. Pré dimensionnement : La poutrelle est une section en T. Calculer en flexion simple donnée par le schéma suivant :

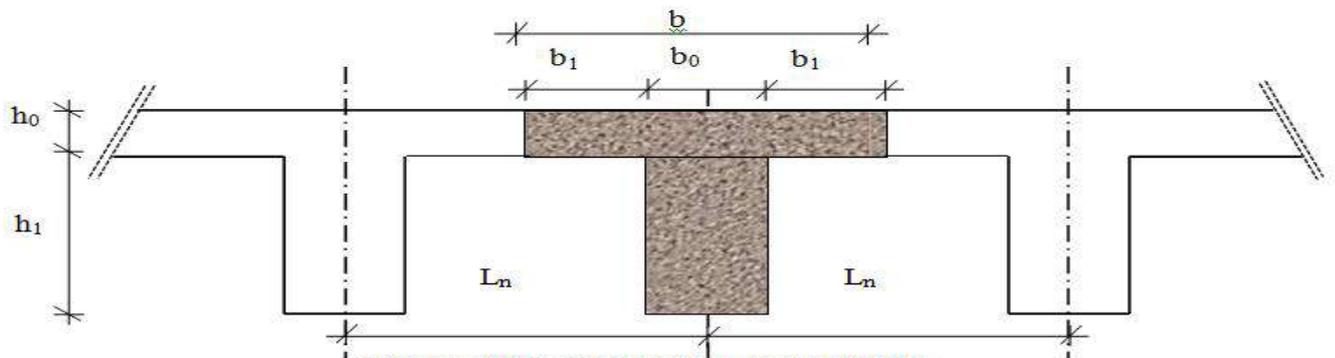


Figure III.7 : Dimensions des poutrelles

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le BAEL on donne :

On a : $0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} (L_n - b_0) \\ L/10 \end{array} \right.$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

avec :

L_n : La distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTR B.C.3/Annexe B].

L : La distance maximale entre nus d'appuis de la travée considérée.

h_0 : La hauteur de la nervure.

b_0 : L'épaisseur de la nervure.

Donc :

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

On prend $b_0 = 12\text{cm}$

On prend $b_1 = 24\text{ cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc : $b = 2b_1 + b_0 = 60\text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20\text{ cm} \\ h_0 = 4\text{ cm} \\ b = 60\text{ cm} \\ b_0 = 12\text{ cm} \\ b_1 = 24\text{ cm} \\ h = 16\text{ cm} \end{array} \right.$$

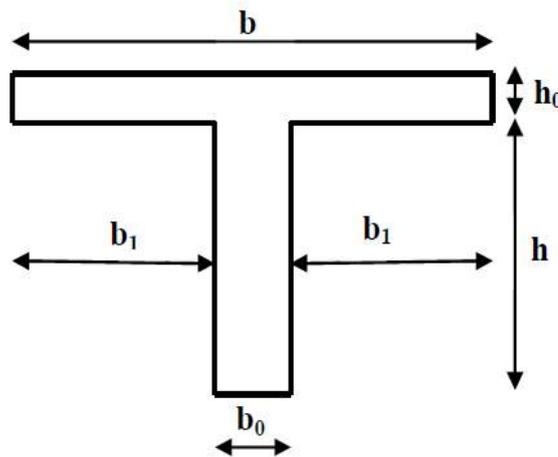


Figure.III.8: Section de calcul.

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) sur montées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement, par des conditions complémentaires :

➤ **Méthode forfaitaire** pour le calcul des planchers à charge d’exploitation modérée [BAEL 91 r 99/B.6.2,21].

➤ **Méthode d’Albert Caquot** pour les planchers à charge d’exploitation relativement élevée [BAEL 91 r 99/B.6.2,22].

III.4.2.Méthode forfaitaire :

Principe :

la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximales du moment M_0 dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes chargements que la travée.

Les conditions d’application de la méthode

Les charges d’exploitation sont modérées c’est-à-dire $Q \leq \max (2G, 5KN/m^2)$

Avec :

G : la charge permanente.

Q : la charge d’exploitation.

- Fissuration est peu préjudiciable.
- Les moments d’inerties des sections transversales sont identiques pour toutes les travées.
- Les portés vérifient : $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$
- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire pour notre projet :
(Terrasse accessible et étage courant).

- III.4.3.Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire : [CBA 93

B.6.2.2.1.0]

1- $l < \max (12.5 ; 5)$ CV

2- I_{cte} CV

3- $0.8 \leq [1.06; 1; 1; 1.09] \leq 1.25$ CV

4- FPPCV

Alors :

Toutes les conditions ils ont vérifier \longrightarrow on utilise la méthode de forfaitaire

- - Evaluation des charges :

- Les poutrelles supportent les charges suivantes :

- Combinaisons fondamentales :

- **Etat limite ultime (ELU) :** $P_u = (1.35G + 1.5Q) * b$

- Etat limite de service(ELS) : $ps = (G + Q) * b$

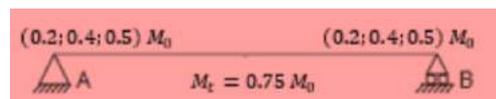
Types	B(m)	Charges		Combinaisons fondamentales	
		G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU : Pu (KN/m ²)	ELS : Ps (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	0.60	6.25	1	5.96	4.35
Plancher etage courant	0.60	5.25	1.5	5.60	4.05
Plancher Rdc	0.60	5.25	1.5	5.60	4.05

Tableau III.3 : Déterminations des charges et combinaisons.

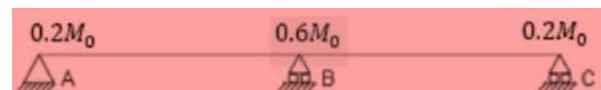
III.4.3.Type de poutrelles :

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

- Cas d'une seule travée (≠ M. FORFAITAIRE) :



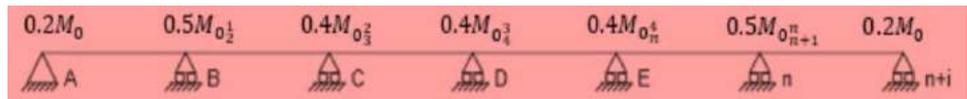
- Cas de deux travées :



Cas de trois travées :



- Cas de plus de trois travées :



a) Valeurs des moments en travées :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{aligned} &(1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ &1.05M_0 \end{aligned} \right.$$

$$\alpha = \frac{q}{G+q}$$

Vérification :

A. Travée de rive :

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}$$

B. Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}$$

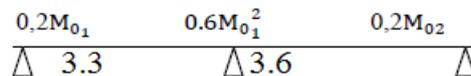
b) L'efforts tranchantes :

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

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

III.4.4.Exemple de calcul (terrasse) :

TYPE1



les moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{5.96 \times 3.3^2}{8} = 8.11 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{02} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{5.96 \times 3.6^2}{8} = 9.65 \text{KN} \cdot \text{m}$$

les moments en appuis :

$$M_{a0} = 1.622 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{a1} = 5.79 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{a2} = 1.93 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} \quad \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{1+6.25} = 0.14$$

M_{t1}

$$\max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_0 = 8.45 \text{ KN} \\ 1.05M_0 = 8.51 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{t1} > 8.51 - \frac{1.62 + 5.79}{2} \Rightarrow M_{t1} > 4.80 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$M_{t1} > \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_{01}}{2} \Rightarrow M_{t1} \geq 5.03 \text{ KN.m CNV} \quad \text{alors } M_{t1} = 5.03 \text{ KN.m}$$

M_{t2}

$$\max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_{02} = 10.05 \\ 1.05M_{02} = 10.13 \end{cases}$$

$$M_{t2} > 10.13 - \frac{5.79 + 1.93}{2} \Rightarrow M_{t2} > 6.27 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$M_{t2} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_{02}}{2} = M_{t2} \geq 5.02 \text{ KN.m} \quad \text{alors } M_{t2} = 5.02 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants :

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

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

Travée AB :

$$T_w = \frac{5.96 \times 3.3}{2} + \frac{1.62 - 5.79}{3.3} = 8.57 \text{ KN}$$

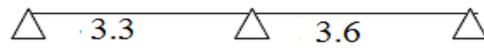
$$T_e = -\frac{5.96 \times 3.3}{2} + \frac{1.62 - 5.79}{3.3} = -11.09 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{5.96 \times 3.6}{2} + \frac{5.79 - 1.93}{3.6} = 11.80 \text{KN}$$

$$T_e = -\frac{5.96 \times 3.6}{2} + \frac{5.79 - 1.93}{3.6} = -9.65 \text{KN}$$

Type 1 :



travées		A		B	
L(m)		3.3		3.6	
KN.m	ELU	8.11		9.65	
	ELS	5.92		7.04	
Appuis		1	2		3
coefficient		0.2	0.6		0.2
Mapp (KN/m)	ELU	1.62	5.79		1.93
	ELS	1.18	4.22		1.40
Mtra (KN/m)	ELU	5.03		6.27	
	ELS	3.08		3.66	
T(x) KN	ELU	Tw	8.57		11.80
		Te	-11.09		-9.65
	ELS	Tw	6.25		8.64
		Te	-8.09		-7.04



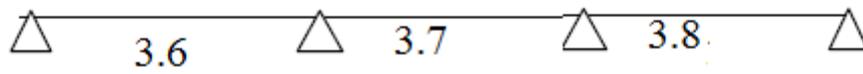
travées		A	B	C	D	E	F	
L(m)		3.5	3.4	3.3	3.6	3.7	3.8	
KN. m	ELU	9.12	8.61	8.11	9.65	10.19	10.75	
	ELS	6.66	6.28	5.92	7.04	7.44	7.81	
Appuis		1	2	3	4	5	6	
coefficient		0.2	0.5	0.4	0.4	0.5	0.2	
Mapp (KN/ m)	ELU	1.82	4.56	3.44	3.86	2.15	4.07	5.37
	ELS	1.33	3.33	2.51	2.81	2.97	3.9	1.56
Mtra (KN/ m)	ELU	4.75	4.43	5.03	6.27	5.30	5.60	
	ELS	3.46	3.43	3.08	3.66	3.87	5.47	
T(x) KN	E L U	T w	9.64	10.46	9.7	10.66	10.67	12.17
		T e	-11.18	-9.80	-9.96	-9.16	-11.37	-10.47
	E L S	T w	7.04	7.63	7.08	7.78	7.79	8.88
		T e	-8.18	-7.40	-7.26	-7.87	-8.29	-7.64

TYPE 03

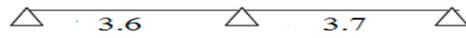


travées		A	B	C	D	E	F
L(m)		3.5	3.4	3.3	3.3	3.6	3.7
KN. m	ELU	9.12	8.61	8.11	8.11	9.65	10.19
	ELS	6.66	6.28	5.92	5.92	7.04	7.44
Appuis		1	2	3	4	5	6
coefficient		0.2	0.5	0.4	0.4	0.5	0.2
Mapp (KN/ m)	ELU	1.82	4.56	3.44	3.24	4.82	2.03
	ELS	1.33	3.33	2.51	2.36	3.52	1.57
Mtra (KN/ m)	ELU	4.75	4.43	4.22	4.22	6.7	
	ELS	3.46	3.43	3.08	3.08	3.87	
T(x) KN	E L U	T w	9.64	10.46	9.35	10.28	11.78
		T e	- 11.8 1	-9.80	-9.77	-10.31	-10.27
	E L S	T w	7.04	7.63	7.22	6.82	8.37
		T e	- 8.18	-7.15	-7.12	-7.52	-7.28

TYPE 04



travées		A	B	C	
L(m)		3.6	3.7	3.8	
KN. m	ELU	9.65	10.19	10.75	
	ELS	7.04	7.44	7.81	
Appuis		1	2	3	
coefficient		0.2	0.6	0.2	
Mapp (KN/ m)	ELU	1.93	5.09	5.37	2.15
	EIS	1.40	3.72	3.90	1.56
Mtra (KN/ m)	ELU	5.02	5.30	5.30	
	ELS	3.66	3.87	4.06	
T(x) KN	E L U	Tw	9.85	10.95	12.17
		Te	-11.6	-11.10	-10.47
	E L S	Tw	7.18	7.99	8.64
		Te	-8.47	-8.99	-7.88

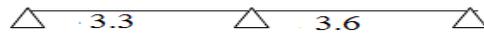


TYPE 05

travées		A		B	
L(m)		3.6		3.7	
KN.m	ELU	9.65		10.19	
	ELS	7.04		7.44	
Appuis		1	2		3
coefficient		0.2	0.6		0.2
Mapp (KN/m)	ELU	1.93	5.79		2.03
	ELS	1.40	4.46		1.48
Mtra (KN/m)	ELU	5.02		5.30	
	ELS	3.66		3.87	
T(x) KN	ELU	Tw	9.65		12.04
		Te	-11.80		-10.00
	ELS		6.98		8.85
			-8.69		-7.24

CALCUL POUR ETAGE COURANT

Type 1 :



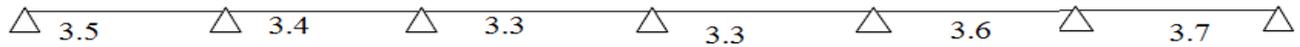
travées		A		B	
L(m)		3.3		3.6	
KN.m	ELU	7.62		9.07	
	ELS	5.51		6.56	
Appuis		1	2		3
coefficient		0.2	0.6		0.2
M _{app} (KN/m)	ELU	1.52	5.44		1.81
	ELS	1.10	3.93		1.31
M _{tra} (KN/m)	ELU	4.06		4.83	
	ELS	2.93		3.49	
T(x) KN	ELU	Tw	5.82		11.08
		Te	-7.53		-9.07
	ELS	Tw	6.25		8.01
		Te	-8.09		-6.56

Type 2 :



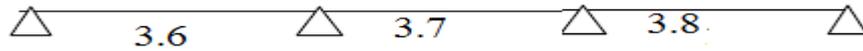
travées		A	B	C	D	E	F	
L(m)		3.5	3.4	3.3	3.3	3.6	3.7	3.8
KN. m	ELU	8.57	8.09	7.62	7.62	9.07	9.58	10. 10
	ELS	6.20	5.85	5.51	5.51	6.56	6.93	7.31
Appuis		1	2	3	4	5	6	7
coefficient		0.2	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0.2
Map p (KN/ m)	ELU	1.71	4.28	3.23	3.04	3.62	4.79	2.02
	ELS	1.24	3.1	2.34	2.20	2.62	3.46	1.46
Mtra (KN/ m)	ELU	4.21	4.21	3.97	3.95	4.72	5.13	5.30
	ELS	3.23	3.04	2.87	2.87	3.41	3.61	3.8
T(x) KN	E L U	T w	9.06	9.82	11.14	9.06	9.75	10.04
		T e	-10.53	-9.21	-7.34	9.41	-10.10	-10.67
	E L S	T w	6.55	7.1	6.72	6.51	7.05	8.22
		T e	-7.61	-6.66	-6.64	-6.82	-7.52	7.16

Type 3 :



travées		A	B	C	D	E	F	
L(m)		3.5	3.4	3.3	3.3	3.6	3.7	
KN. m	ELU	8.57	8.09	7.62	7.62	9.07	9.58	
	ELS	6.2	5.85	5.51	5.51	6.56	6.93	
Appuis		1	2	3	4	5	6	
coefficient		0.2	0.5	0.4	0.4	0.5	0.2	
Map p (KN/ m)	ELU	1.71	4.04	3.23	3.04	3.0 4	4.53	1.91
	ELS	1.24	3.1	2.34	2.20	2.2 0	3.28	1.38
Mtra (KN/ m)	ELU	6.21	4.21	3.97	3.97	4.7 2	5.13	
	ELS	3.23	3.04	2.87	2.87		3.41	
T(x) KN	E L U	T w	9.03	9.77	9.29	8.49	9.66	11.26
		T e	-10.56	-9.28	-9.18	-9.98	-10.49	-9.45
	E L S	T w	6.55	7.1	6.72	6.31	7.86	9.93
		T e	-7.61	-6.66	-6.64	-7.07	-6.71	-8.05

Type 4 :



travées		A	B	C	
L(m)		3.6	3.7	3.8	
KN. m	ELU	9.07	9.58	10.18	
	ELS	6.56	6.93	7.31	
Appuis		1	2	3	
coefficient		0.2	0.6	0.2	
Mapp (KN/ m)	ELU	1.81	4.79	5.09	2.03
	ELS	1.31	3.6	3.65	1.46
Mtra (KN/ m)	ELU	4.72	5.13	5.30	
	ELS				
T(x) KN	E L U	Tw	9.25	10.27	11.44
		Te	-10.90	-10.44	-9.83
	E L S	Tw	7.18	7.99	8.64
		Te	-8.47	-8.99	-7.88



Type 5 :

travées		A		B	
L(m)		3.6		3.7	
KN.m	ELU	9.07		9.58	
	ELS	6.56		6.93	
Appuis		1	2		3
coefficient		0.2	0.6		0.2
Mapp (KN/m)	ELU	1.81	5.74		1.91
	ELS	1.31	4.15		1.38
Mtra (KN/m)	ELU	4.72		5.13	
	ELS	3.41		3.61	
T(x) KN	ELU	Tw	8.98		11.39
		Te	-11.17		-9.32
	ELS	Tw	6.5		8.24
		Te	-8.07		-6.74

III.4.5. Les sollicitations : Evaluation des charges

Sollicitations	Terrasse		Etage Courant	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Mt max(KN.m)	6.27	4.58	10.07	4.37
Ma max (KN.m)	5.79	4.22	5.44	3.93
T max	11.80	8.64	11.08	8.01

$$M_t \leq M_{tu}$$

$$M_{tu} = bh_0f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = \left[0.6 \times 0.04 \times 14.17 \left(0.216 - \frac{0.04}{2} \right) \right] 10^3 = 66.65 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 10.07 \text{KN} \cdot \text{m} < M_{tu} = 66.65 \text{KN} \cdot \text{m}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression

Calcul de la section rectangulaire (b×h)=(60×24)cm²

Ferrailage en appui :

$$A_a = \frac{M_{aMax}}{z \times \sigma_s} = \frac{M_{aMax}}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_u = \frac{M_{aMax}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5.79 \times 10^{-3}}{0.120 \cdot 0.216^2 \cdot 14.17} = 0.073 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.073} \right) = 0.095$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.095 = 0.96$$

$$A_a = \frac{5.79 \times 10^{-3}}{0.95 \times 0.216 \times 347.82} 10^4 = 0.811 \text{cm}^2$$

Vérification :

$$A_{min} = 0.23 \frac{b_0 d f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{0.12 \times 0.216 \times 2.1}{400} 10^4 = 0.31 \text{cm}^2$$

$$A_a > A_{min} \Rightarrow 0.811 > 0.31 \Rightarrow A_a = 0.811 \text{cm}^2$$

Ferrailage en travée :

$$A_t = \frac{M_{tMax}}{z \times \sigma_s} = \frac{M_{tMax}}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_u = \frac{6.27 * 10^{-3}}{0.6 * 0.216^2 * 14.17} = 0.015 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.04}) = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.018 = 0.99$$

$$A_t = \frac{6.27 * 10^{-3}}{0.99 * 0.216 * 347.82} 10^4 = 0.84 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{min} = 0.23 \frac{bd f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{0.6 * 0.216 * 2.1}{400} 10^4 = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \Rightarrow A_t = 0.84; A_{min} = 0.31 \Rightarrow A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

En appui : 2T10+2T12 => A= 3,83cm²

En travée : 2T10+2T12 => A= 3,83cm²

III.4.6. Vérification à L'ELS :

La fissuration consiste à limiter les contraintes dans le béton et dans les aciers tendus.

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes:

Pour le béton: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Ou bien : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec : $\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}}$

Pour l'acier aucune limitation des contraintes lorsque la fissuration considérée comme peu préjudiciable.

III.4.7. Vérification de la contrainte du béton :

En travées et en appuis on a vérifié les conditions suivantes :

Types		Mu (KN.m)	Mser(KN.m)	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	OBS
Terrasse	Travée	6.27	4.58	1.36	0.045	0.430	Cv
	Appui	5.79	4.22	1.37	0.328	0.435	cv
Etage courant+RDC	Travée	10.07	4.37	2.30	0.046	0.900	cv
	appui	5.44	3.93	1.38	0.052	0.440	cv

Tableau.III.7 : Vérification de la contrainte de service limite pour le béton.

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

La condition : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

III.4.8. Vérification d'effort tranchant : On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_o \times d}$$

Contrainte tangente limite : τ

$\overline{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{1,5}; 5MPa \right) = 3,33$ fissuration peu préjudiciable.

TYPES	Tmax (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	OBS
Terrasse	11.80	0.54	3.33	Cv
Etage courant +RDC	11.08	0.51	3.33	CV

Tableau III.8 : Vérification d'efforts tranchants.

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre Φ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\varphi_t \leq \varphi_{tmax} = \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_{tmin}; \frac{b_0}{10} \right) = \left(\frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \text{Min}(5,71\text{mm}; 10\text{mm}; 12\text{mm})$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 5,71\text{mm}$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutrelle.

ΦL : diamètre maximal des armatures longitudinales.p

b0 : largeur de l'âme de la nervure.

On adopte Φt = 6mm avec une nuance d'acier FeE235

Choix : 4Φ6.....At = 1.13 cm²

Calcul des espacements des armatures transversales :

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

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

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \frac{A_t \cdot 0,8f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{(1,13 \times 10^{-4}) \cdot 0,8 \times 235}{0,12 \times 1,15 (0,67 - 0,3 \times 2,1)} = 38,47\text{cm}$$

$$S_{t \max} \leq \text{min} (0,9d; 40\text{cm}) = \text{min} (16,2\text{cm}; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

On prend : S_t = 15 cm

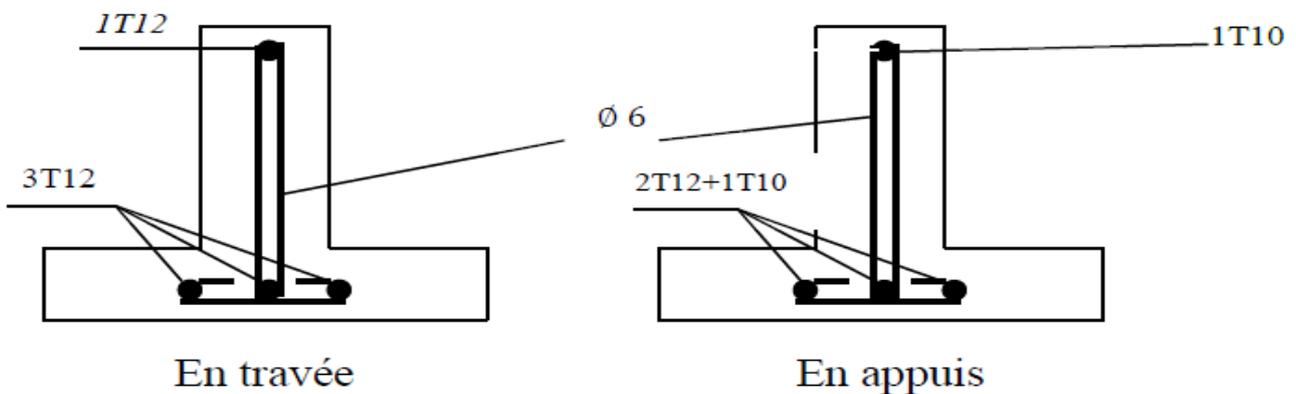


Fig. III.09 : Ferrailage des poutrelles

III.4.9.Vérification de la flèche : (CBA93 page 144)

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

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

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b₀ : La largeur de la nervure.

M_{t service} : Le moment en travée maximal à E.L.S.

M_{0 service} : Le moment isostatique à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilise (en MPa).

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{360} = 0,055 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots C.N.V$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \times \frac{M_{t.ser}}{M_{0.ser}} \Rightarrow 0,047 > \frac{1}{10} \times \frac{7.99}{12.35} = 0,0646 \dots\dots\dots C.N.V$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.83}{12 \times 18} = 0,0104 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots C.N.V$$

Si ces trois conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : L'ensemble des charges permanentes.

P : L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations.

J : Charge permanente appliquée au moment de la mise en oeuvre des cloisons (Plancher de corps creux (16+4) + cloison

On a :

$$\begin{cases} G = 5,25\text{KN/m}^2 \\ P = 5,63 + 1,5 = 6.75\text{KN/m}^2 \\ J = 2,85 + 0,75 = 3,6\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour $b = 60\text{m}$

$$\begin{cases} G = 5,25 \times 0.6 = 3.15\text{KN/ml} \\ P = 6.75 \times 0.6 = 4.05\text{KN/ml} \\ J = 3.6 \times 0.6 = 2.16\text{KN/ml} \end{cases}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_G = 0,85 \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,85 \frac{3.15 \cdot (3.6)^2}{8} = 4.33\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_p = 0,85 \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,85 \frac{4,278 \cdot (4,2)^2}{8} = 5.57\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_J = 0,85 \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,85 \frac{2,16 \cdot (3.6)^2}{8} = 2.97\text{KN} \cdot \text{m}$$

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2\text{MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86\text{MPa}$$

Calcul du centre de gravité :

$$V_2 = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{(b \times h_0) \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right) + \left[b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2}\right)\right] + [(n \times A_s) \times (h - d)]}{(b \times h_0) + b_0(h - h_0) + (n \times A_s)} = 11,997\text{cm}$$

$$V_2 = 11,997\text{cm} \rightarrow V_1 = 8,01\text{cm}$$

η : coefficient d'équivalence acier-béton.

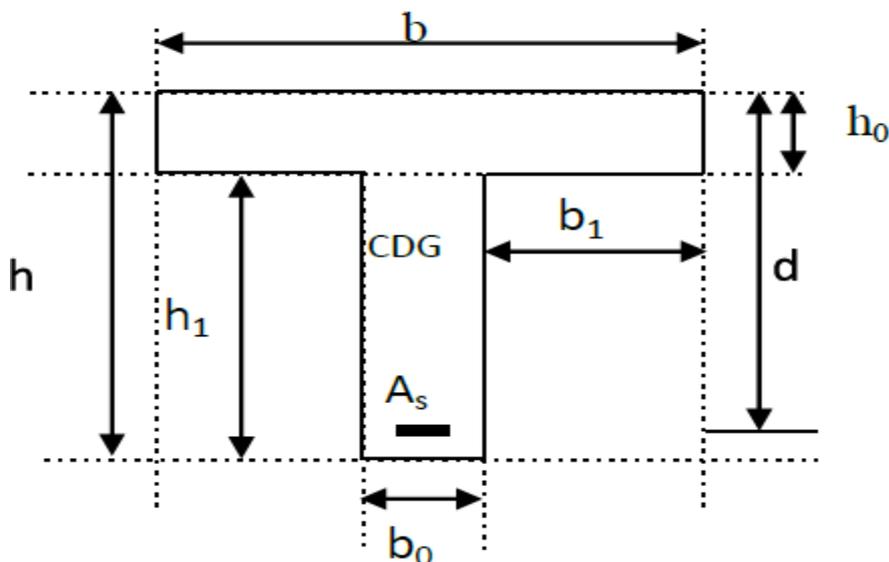


fig III.10: centre de gravité

Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b_0(V_2)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} = 18190,52 \text{cm}^4$$

Y: La distance entre l'armature tendue et l'axe neutre.

$$y = d - V_1 \Rightarrow y = 18 - 8,012 = 9,988 \text{cm}$$

les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sG} = \frac{M_G \cdot n}{I_0} (d - V_1) = \frac{(4,33 \times 10^{-3}) 15}{18190,52 \times 10^{-8}} (0,18 - 0,0801) = 35,66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p \cdot n}{I_0} (d - V_1) = \frac{(5,578 \times 10^{-3}) 15}{18190,52 \times 10^{-8}} (0,18 - 0,0801) = 45,88 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sJ} = \frac{M_J \cdot n}{I_0} (d - V_1) = \frac{(2,97 \times 10^{-3}) 15}{18190,52 \times 10^{-8}} (0,18 - 0,0801) = 24,46 \text{MPa}$$

calcul de μ_G, μ_p, μ_J :

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sJ}) + f_{t28}} \right]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,01$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4,0,01 \cdot 35,66 + 2,1} \right] = 0,775$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4,0,01 \cdot 45,88 + 2,1} \right] = 0,599$$

$$\mu_J = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4,0,01 \cdot 24,46 + 2,1} \right] = 0,193$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,60}\right) \cdot 0,01} = 3,75$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,60}\right) \cdot 0,01} = 1,5$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_G} = \frac{1,1 \cdot 18190,52}{(1 + 3,75 \cdot 0,775)} = 5222,72 \text{cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_G} = \frac{1,1 \cdot 18190,52}{(1 + 1,5 \cdot 0,775)} = 9252,98 \text{cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 18190,52}{(1 + 3.75 \cdot 0,599)} = 6163.90 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \cdot 18190,52}{(1 + 3.75 \cdot 0,193)} = 11608.16 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f_{Gi} = \frac{M_G L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^G} = \frac{(4,33 \times 10^{-3}) \times (3.6)^2}{10 \times 32164,2 \times (5222.72 \times 10^{-8})} = 0,334 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^G} = \frac{(4,33 \times 10^{-3}) \times (3.6)^2}{10 \times 10818,86 \times (9252.98 \times 10^{-8})} = 0,560 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_f^p} = \frac{(5.57 \times 10^{-3}) \times (3.6)^2}{10 \times 32164,2 \times (6163.90 \times 10^{-8})} = 0,364 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_t^j} = \frac{(2.97 \times 10^{-3}) \times (3.6)^2}{10 \times 32164,2 \times (11608.16)} = 0,103 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{Gi}) = (0.560 - 0,103) + (0,364 - 0,334) = 0.487 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

Pour : $L = 360 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \longrightarrow \Delta f_{\max} = L/500 = 360/500 = 0,72 \text{ cm}$.

$\Delta f_t = 0,487 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,72 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ CV}$

III.5. Conclusion:

Dans le chapitre nous avons défini les plancher et expliquer les différents méthodes de calcul du ferrailage des planchers ; on comme un choix des barres :

En appui : 2T10+2T12 => A= 3,83cm²

En travée : 2T10+2T12 => A= 3,83cm²

la vérification à L'ELS :

pour l'acier : aucune limite (cas peu préjudiciable)

pour le béton : les armatures calculées à E.L.U sont maintenues.

La condition : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée

Vérification d'effort tranchant : la condition $\tau u \leq \tau u^{\text{---}}$ est vérifiée pour tous les étages

vérification de la flèche : $\Delta f_t = 0,487 \text{ cm} < F_{adm} = 0,72 \text{ cm}$ condition vérifiée

le schéma de ferrailage :

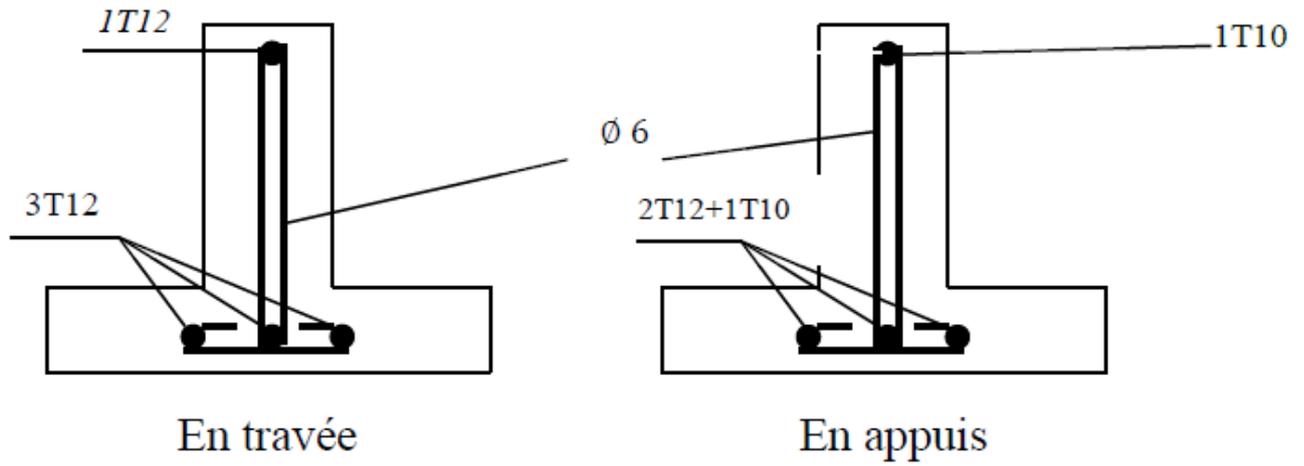


Fig. III.09 : Ferrailage des poutrelles

CHAPITRE IV

Etude des éléments secondaires

IV.1. Etude de l'acrotère :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

IV.1.1. Introduction :

L'**acrotère** : c'est un éléments en BA encastré au niveau du plancher terrasse, et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et plancher terrasse.

Elle sera calculer en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre W_p et un moment de flexion de l'application de la charge F_p à partir de l'article (6.2.3) de RPA99 version 2003 impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul de cette élément secondaire.

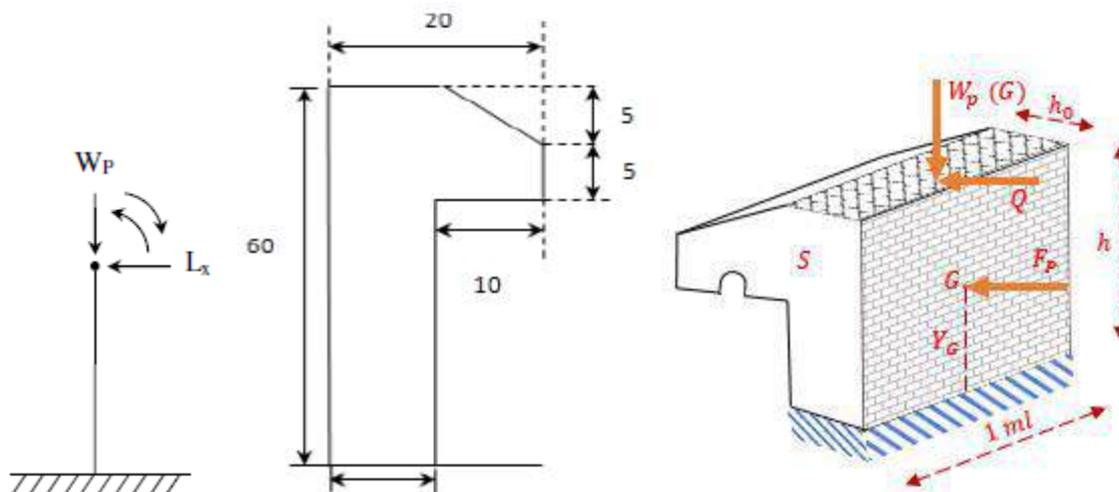


Figure 4-2 : Schéma statique de l'acrotère **Figure 4-1** :Dimensions de l'acrotère

$$F_p = 4ACPWP.$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone, zone I groupe d'usage 2 donc $A = 0,10$

CP : facteur de force horizontale $CP = 0,8$.

WP : poids de l'élément considéré.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

IV.1.2. Charge :**Charges permanentes :****Surface de l'acrotère :**

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,05) + \frac{(0,1 \times 0,05)}{2} \right] = 0,0675 \text{m}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$W_p = \rho_b \times S = 25 \times 0,0675 = 1,6875 \text{kN/ml}$$

Le calcul sera fait pour une bande de 1m et d'une épaisseur de 10cm.

Les surcharges sont estimées de $Q = 1 \text{KN/ml}$.

✓ **Force horizontale F_p :**

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone. (zone I, groupe d'usage 2 donc $A=0,10$).
- C_p : Facteur de force horizontale [$C_p=0,8$] ; (RPA99 version 2003.page55).
- W_p : Poids de l'élément.

D'où : $F_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 1,6875 = 0,54 \text{KN/ml}$ Alors on va utiliser la force sismique F_p pour le calcul des efforts qui agissent sur l'acrotère

IV.1.3. Sollicitation :

Pour une bande de 1m de largeur le calcul se fait sur une section rectangulaire au ELU et ELS:

➤ **Calcul à E.L.U :**

$$N_u = 1,35 \times W_p \Rightarrow N_u = 1,35 \times 1,6875 = 2,278 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h \Rightarrow M_u = 1,5 \times 0,54 \times 0,60 \Rightarrow M_u = 0,486 \text{KN.m/m}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p \Rightarrow T_u = 0,81 \text{KN/ml}$$

➤ **Calcul à E.L.S :**

$$N_{Ser} = W_p \Rightarrow N_{Ser} = 1,6875 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{Ser} = F_p \cdot h \Rightarrow M_{Ser} = 0,54 \times 0,60 \Rightarrow M_{Ser} = 0,324 \text{ KN.m/ml.}$$

$$T_s = F_p \Rightarrow T_s = 0,54 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,486}{0,324} = 1,5 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \left[2 \text{ cm}; \frac{100}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L^2 f}{10000h} (2 + \alpha \phi)$$

α : Le rapport du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, ce moment étant pris avant application des coefficients γ .

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right); \alpha = 0,5 \text{ si } N_i = 0$$

Longueur de flambement L_f

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$L_f = 2L_0 \Rightarrow L_f = 0,6 \times 2 \Rightarrow L_f = 1,2 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{0,388}{1,5(0,2592)} \right) \Rightarrow \alpha = 0$$

$$e_2 = \frac{3(1,2)^2}{10000(0,10)} (2 + 0(2)) = 0,00862 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_1 + e_2 + e_a = e \Rightarrow e = 1,5 + 0,02 + 0,00862$$

$$\Rightarrow e = 1,53 \text{ m} = 153,00 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2 \text{ cm (L'enrobage).}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 0,2 = 0,3$$

$$e > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Cdonc la section sera partiellement comprimé}$$

En calcule la section par la moment fictif en flexion simple

Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = N_u \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow M_f = 2,278 \times \left(1,53 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right)$$

$$\Rightarrow M_f = 3,42 \text{KN.m/ml}$$

IV.1.4. Ferrailage :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$

a- Les armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{3,42 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,1)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0298 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,0387$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,09(1 - 0,4(0,0387)) \Rightarrow z = 0,089\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_f}{z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_s = \left[\frac{3,42 \times 10^{-3}}{0,089 \times \frac{400}{1,15}} \right] \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_s = 1,10\text{cm}^2$$

b- Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{smin} = \left[0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400} \right] \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_{smin} = 1,086\text{cm}^2$$

$$A_{max} = \frac{0,2 \cdot b}{100} \Rightarrow A_{max} = \frac{0,2 \times 1 \times 0,1}{100} \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_{max} = 2\text{cm}^2$$

c- Le choix d'armature :

$$A_s = 2\text{cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2,01\text{cm}^2$$

d- Les armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_{rep} = \frac{2,01}{4} = 0,50\text{cm}^2$$

e- Le choix d'armature :

$$\text{On adopte : } A_{rep} : 4\emptyset 6 = 1,13\text{cm}^2$$

Vérification a L'E.L.S :

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

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}}$$

Pour l'acier aucune limitation des contraintes lorsque la fissuration considérants comme peu préjudiciable.

$$\gamma = \frac{0,388}{0,2592} = 1,5$$

$$0,0298 \leq \frac{1,5 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,5 \Rightarrow CV \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

IV.1.5. Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = 1,5F_p \Rightarrow T_{\max} = 1,5 \times 0,54$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 0,81\text{KN/m}\ell$$

On vérifier le cisaillement par :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{0,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09}$$

$$\Rightarrow \tau_{\max} = 0,009\text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\Rightarrow \tau_{adm} = \min \left[0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5\text{MPa} \right] \Rightarrow \tau_{adm} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_{\max} < \tau_{adm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

➤ **Vérification au séisme :**

$$F_p \leq 1,5 \cdot Q$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow 1,5 \cdot Q = 1,5 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,54 < 1,5 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

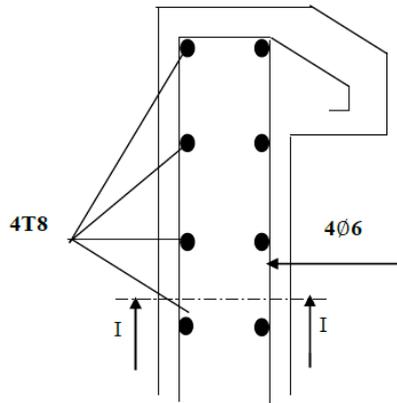


Figure IV.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.2. Etude de Balcon :

Un balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice. Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice. Il peut cependant être à l'intérieur, dans une grande pièce (une salle de spectacle ou une galerie), ou encore se situer dans une cour fermée et peut ne pas communiquer directement avec une pièce.

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol ferrillé en flexion simple ; il est soumise a :

- ◆ Son poids propre.
- ◆ La sur charge d'exploitation.
- ◆ Charge concentre a son extrémité.

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

IV.2.1. Dimensionnement : (pratique de BAEL 91 page 352)

- ✓ Largeur : 1 m
- ✓ L'épaisseur du balcon est donné par :

$$\begin{aligned} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} &\Rightarrow \frac{100}{30} \leq e \leq \frac{100}{10} \\ &\Rightarrow 3,33 \leq e \leq 10 \text{cm} \\ &\Rightarrow e = 15 \text{cm} \end{aligned}$$

Avec des considérations pratiques (expérience), on prendre : $e = 15\text{cm}$

Descente des charges :

➤ **Charge permanente G :**

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids	Poids
			Volumiques (KN/m ³)	Surfaciques (KN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0.02	20	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine (15) cm	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciments	0.02	20	0.4
Charge permanente G				5.53

Tableau IV.1: Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

La charge permanente (charge répartie) $\Rightarrow G \times 1\text{m} = 5,53 \times 1 = 5,53 \text{ KN/ml}$

Charge concentrée F :

N	composants	Epaisseur (m)	Poids	Poids
			volumique (KN/m ³)	surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit extérieur	0.2	20	0.4
2	Briques creuses 15cm	0.15	0.9	1.30
3	Enduit en inférieure	0.02	20	0.40
Charge concentrée F :				2.10

Tableau IV.2: Charge concentrée F de balcon.

✓ La charge du mur (force concentrée) $\Rightarrow F \times b \times h = 2,1 \times 1 \times 1 = 2,1 \text{ KN}$.

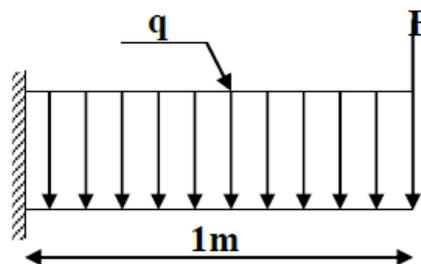


Figure.IV.4: schéma statique pour le balcon.

Charge d'exploitation Q :

Surcharge d'exploitation $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation (charge répartie) $\Rightarrow Q \times 1 \text{ m} = 3,50 \times 1 = 3,50 \text{ KN/ml}$.

IV.2.2. Détermination des sollicitations :

Calcul à E.L.U :

$$\begin{cases} q = (1,35G + 1,5Q) = 12,715 \text{ KN/m} \\ P = 1,35F = 2,835 \text{ KN} \end{cases}$$

$$[M_u = -M_p - M_q = -P l - q l^2 / 2 = -9,1925 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul à E.L.S :

$$\begin{cases} q = (G + Q) = 9,03 \text{ KN/m} \\ P = F = 2,1 \text{ KN} \\ M_{ser} = -M_p - M_q = -P l - q l^2 / 2 = -6,615 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

IV.2.3. Ferrailage de balcon :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{9,1925 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,15)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,046$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,133$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{9,1925 \times 10}{0,133 \times \frac{400}{1,15}} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{smin} = 0,23 \times 1 \times 0,135 \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_s \text{ min} = 1,63 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ choisit}} = 1,19 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

➤ Le choix d'armature :

On adopte $A_{s \text{ choisit}} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$.

– **Espacement:**

$$S_t \leq \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \text{ CV}$$

Les armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{schoisi}}{4} \Rightarrow A_{rp} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

> Le choix d'armature :

On adopte : $A_{rep} : 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

Vérification des contraintes :**➤ Contrainte de béton comprimé :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + 0,01 f_{cj} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}}$$

✓ Pour l'acier aucune limitation des contraintes lorsque la fissuration considérants comme peu préjudiciable

$$0,046 \geq \frac{1,39 - 1}{2} + 0,01(25) = 0,44 \dots \dots \dots cv \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

IV.2.4. Vérification au cisaillement :

$$T_u^{\max} = T_p + T_q = p + ql = 2,10 + 12,715 = 14,815 \text{ KN/ml}$$

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{14,815 \cdot 10^3}{1 \times 0,135} = 0,1097 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console la flèche F est :

$$f_1 = \frac{q_{ser} \cdot L^4}{8EI} : \text{Pour une charge uniformément répartie.}$$

$$f_2 = \frac{P_{ser} \cdot L^3}{8EI} : \text{Pour une charge concentrée.}$$

$$\text{Donc : } f_i = f_1 + f_2$$

Centre de gravité :

$$Y = \frac{\sum Ai \times Yi}{\sum Yi} = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 3,14 \times 13,5}{100 \times 15 + 15 \times 3,14}$$

$$\text{Donc : } V_1 = 7,67 \text{ cm; } V_2 = 7,33 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A_s(d - V_1)^2 = 29769,2264\text{cm}^4$$

$$f_1 = \frac{q_{ser} \times L^4}{8EI} = \frac{9,03 \times 1^4 \times 10^7}{8 \times 32164,20 \times 29769,2264} = 0,0118\text{cm}$$

$$f_2 = \frac{P_{ser} \times L^3}{8EI} = \frac{2,1 \times 1^4 \times 10^7}{8 \times 32164,20 \times 29769,2264} = 0,00274\text{cm}$$

$$f_i = f_1 + f_2 = 0,01454\text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow f_{adm} = \frac{100}{250} \Rightarrow f_{adm} = 0,40\text{cm}$$

$$f_i = 0,01454\text{cm} < f_{adm} = 0,40\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

Remarque :

Pratiquement, on prolonge le ferrailage du balcon jusqu'au plancher pour avoir un contre poids.

Le contre poids :

➤ **Calcul longueur de contre poids :**

a- Poids du balcon :

$$e_p = 15\text{cm}$$

$$G_1 = e_1 \times L \times 1\text{ml} \times \gamma \Rightarrow G_1 = 0,15 \times 1 \times 1 \times 25 \Rightarrow G_1 = 3,75\text{KN}$$

b-Poids de contre balancement :

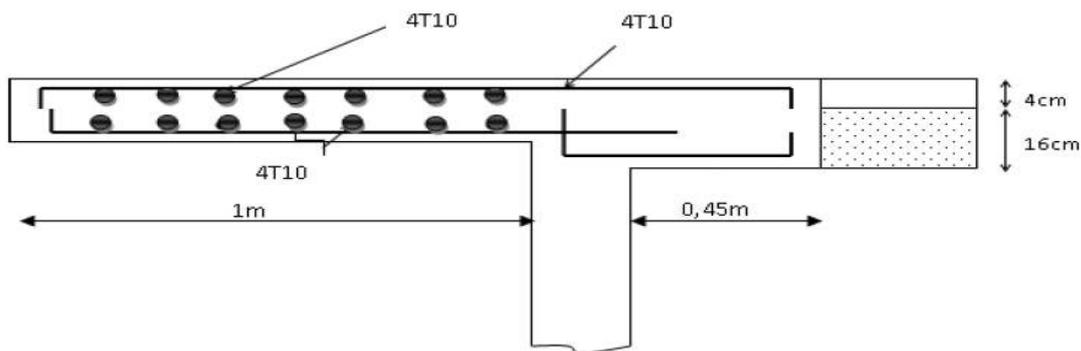


Figure IV.5: schéma de ferrailage du balcon.

$$e_p = 20\text{cm}$$

$$G_2 = e_2 \times (X) \times 1\text{ml} \times \gamma G_2 = 0,20 \times (X) \times 1 \times 25 \Rightarrow G_2 = 5X$$

$$60\% \times G_1 = G_2 \Rightarrow 0,60 \times 3,75 = 5X \Rightarrow X = 0,45\text{m}$$

IV.3. Escaliers :

Un **escalier** est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

IV.3.1. Description :

L'escalier se compose généralement par:

- **La paillasse** : Est une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contres marches.
- **Palier de repos** : L'escalier est équipé avec une petite dalle dite palier de repos, elle permet aux usagers de se reposer.
- **L'emmarchement** : la longueur d'une marche.
- **Le giron (g)** : la largeur d'une marche.
- **Contre marche (h)** : la hauteur de marche.
- **Garde de corps** : à pour rôle d'éviter les risques de chute.

➤ **Dimensionnement :**• **Formule de BLONDEL :**

$$60 \leq g + 2h \leq 66$$

On a :

$$14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22 \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Avec : H : hauteur de la volée.

n : nombre de contre marche.

L : longueur de la volée.

Soit :

$$H = 1.19 \text{ m} \quad \text{et} \quad L = 1.8 \text{ m.}$$

$$g + 2h \approx 64 \text{ cm} \Rightarrow 2 \times H/n + L/(n-1) = 64 \Rightarrow 2.H(n-1) + L_n \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - 4n + 2.38 = 0$$

Après la résolution, on trouve :

$$\Rightarrow n = 9 \text{ contres marches.}$$

$$\text{D'où : } h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm}$$

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

• **Conclusion :**

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \quad \Rightarrow \quad 60 \leq 64 \leq 66 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

La longueur de la ligne de foule :

$$L1 = g \times nm = 2,40 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

α : inclinaison de la paillasse.

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

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

$$\text{Avec : } l = 2.07 \text{ m, } \Rightarrow 6.9 \leq e \leq 10.35 \text{ cm}$$

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

➤ **IV.3.2. Descente des charges :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m3)	G (kg/m2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	16	2500	400
Enduit ciment	1	1800	18

Tableau IV-3 : Descente des charges du palier.

- $G = 5.38 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

Volée :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m3)	G (kg/m2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Revêtement vertical	-	-	$84.17/30 = 47.6$
Marche	H=17	2200	$2200 \times 0,17/2 = 187$
Paillasse	12	2500	$(2500 \times 0,12)/\cos 29.54 = 344.83$

Tableau IV-4 : Descente des charges de la volée.

- $G = 6.84 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

IV.3.3. Combinaisons fondamentales :**↳ Palier:****✓ ELU:**

$$F = q_{(u_1)} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 11.013 \text{ KN/ml}$$

$$(2,2 + 2 \cdot 0,18) \cdot 1,33 \cdot 1,35 = 4,61 \text{ KN/ml}$$

✓ ELS:

$$q_{(s_1)} = (G + Q) \times 1 = 7.88 \text{ KN/ml}$$

$$F = (2,2 + 2 \cdot 0,18) \cdot 1,33 = 3,41 \text{ KN/ml}$$

↳ Volée

✓ ELU:

$$q_{(u_2)} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 12.9853 \text{ KN/m}$$

✓ ELS:

$$q_{(s_2)} = (G + Q) \times 1 = 9.341 \text{ KN/ml}$$

	CHARGES		COMBINAISONS FONDAMENTALES	
	G	Q	ELU	ELS
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/ml)	(KN/ml)
Volée	6.84	2,50	12.98	9.34
Palier	5.38	2,50	11.01	7.88

Tableau IV-5: Récapitulation des charges et combinaisons

IV.4. Etude de l'escalier de l'étage courant :

IV.4.1. Etude de l'escalier seul :

➤ Schéma statique :

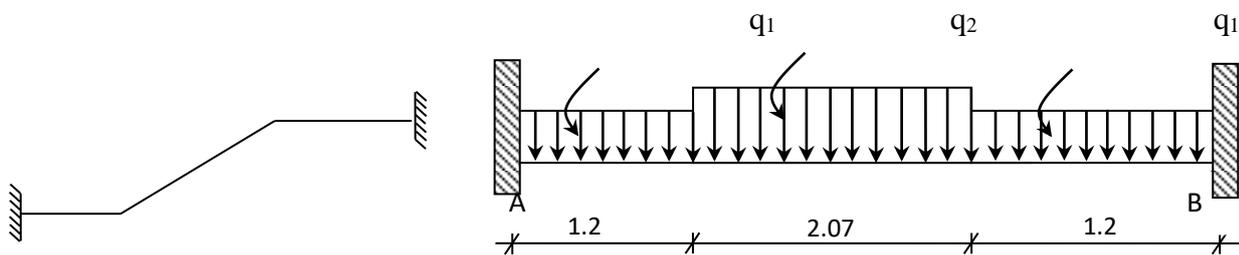


Figure IV-5 : Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.

✓ ELU

$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} = \frac{2 \times 11.01 \times 1.2 + 12.98 \times 2.07}{2 \times 1.2 + 2.07}$$

$$\Rightarrow q_{eq} = 11.90 \text{ KN/ml}$$

✓ **ELS :**

$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} = \frac{2 \times 7.88 \times 1.2 + 9.34 \times 2.07}{2 \times 1.2 + 2.07}$$

$$\Rightarrow q_{eq} = 7.5 \text{ KN/ml}$$

❖ **Sollicitations :**

✓ **ELU:**

○ **Moment en appui :**

$$M_1 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{12} = \frac{11.92 \times 4.47^2}{12} = 19.85 \text{ KN.m}$$

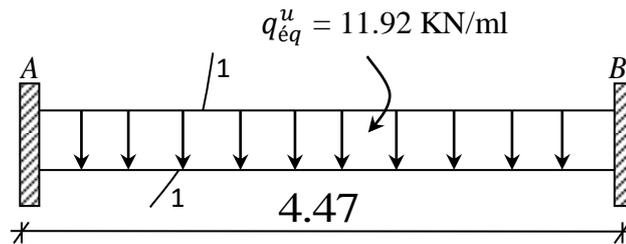


Figure IV-6 : Schéma d'une volée et 2 paliers de repos.

○ **Moment en travée :**

$$M (l/2) = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{24} = \frac{11.92 \times 4.47^2}{24} = 9.92 \text{ KN.m}$$

○ **Effort tranchant :**

$$R_A = R_B = \frac{q_{eq} \cdot L}{2} = \frac{11.92 \times 4.47}{2} = 26.64 \text{ KN}$$

SOLLICITATIONS	ELU	ELS
M_t (KN.m)	9.92	6.24
M_t (KN.m)	19.85	12.48
T (KN)	26.64	16.76

Tableau IV-6: Les sollicitations maximales de l'escalier de l'étage courant.

❖ **Détermination des armatures :**

➤ **A l'ELU :**

• **Armatures longitudinales :**

a) **En appui :**

$$M_a = 19.85 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19.85 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.144^2} = 0.08$$

$$\mu = 0.084 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.088$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.088 \times 14.4 \times 100 \times 11.33}{348} = 4.13 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14.4 \times \frac{1.8}{400} = 1.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 4.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\mathbf{T12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{26640}{1000 \times 144} = 0.185 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = 0.05 \cdot f_{c28} = 0.05 \times 20 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.185 < \tau_u^- = 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) **En travée :**

$$M_t = 9.92 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9.92 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.108^2} = 0.075$$

$$\mu = 0.075 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.078$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_{u.d.b.f_{bc}}}{\sigma_s} = \frac{0.078 \times 10.8 \times 100 \times 11.33}{348} = 2.74 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 2.74 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad 4\mathbf{T12} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• **Espacement :**

$$e = 33 \text{ cm}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_r}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix : 4T8 = 2.01 cm²**

$$e = 33 \text{ cm}$$

c) **En appui :**

$$M_a = 9.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9.92 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.144^2} = 0.042$$

$$\mu = 0.042 < \mu_{lim} = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.043$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_{u.d.b.f_{bc}}}{\sigma_s} = \frac{0.043 \times 14.4 \times 100 \times 11.33}{348} = 1.6 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}. \quad \Rightarrow \quad 4\mathbf{T12} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• **Espacement :**

$$e = 30 \text{ cm}.$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_r}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix : 4T8 = 2.01 cm²**

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

✓ **Vérification à l'ELS :**

a) **En appui :**

$$M_u = 19.85 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s = 12.48 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{19.85}{1.48} = 1.59$$

$$\alpha = 0.068 \leq \frac{1.59 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.495 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

b) En travée :

$$M_{t_u} = 9.92 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{t_s} = 6.24 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{9.92}{6.24} = 1.59$$

$$\alpha = 0.06 \leq \frac{1.59 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.495 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

c) En appui :

$$M_{a_u} = 8.71 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{a_s} = 6.251 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{8.71}{6.251} = 1.39$$

$$\alpha = 0.058 \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{16760}{1000 \times 108} = 0.116 \text{ MPa}$$

$$\tau^-_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 0.05 \times 20 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.116 < \tau^-_u = 1 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

IV.4.2. Etude de la poutre palière de l'étage courant :

➤ **Pré dimensionnement :**

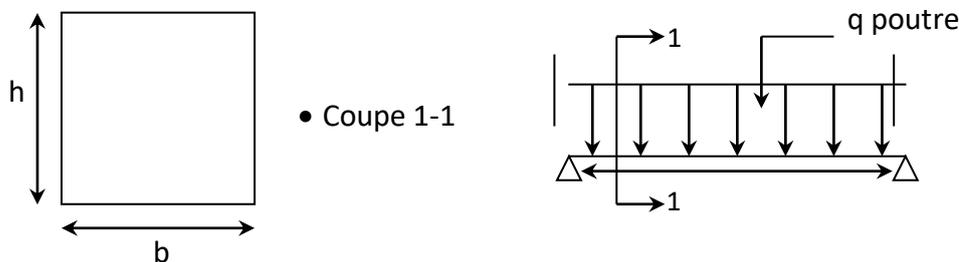


Figure IV-7 : Schéma statique de la poutre palière.

D'après le critère de rigidité on a :

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{447}{15} \leq h_p \leq \frac{447}{10}$$

$$\Rightarrow 29.8 \leq h_p \leq 44.7$$

$$\Rightarrow \text{On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

➤ Détermination des sollicitations

Elle est soumise à la réaction de la pailleasse au point B :

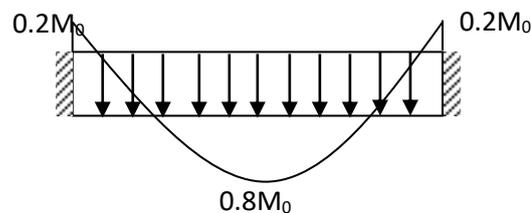


Figure IV-8 : Chargement de la poutre palière

- Détermination de la réaction :

✓ ELU :

• Poids propre de la poutre palière :

$$PP = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times PP + q_{eq}^u = 1.35 \times 2.62 + 11.92$$

$$\Rightarrow q_u = 15.45 \text{ KN/ml}$$

✓ ELS :

$$q_s = PP + q_{eq}^s = 2.62 + 7.5$$

$$\Rightarrow q_{eq}^s = 10.01 \text{ KN}$$

➤ Calcul des sollicitations :

✓ ELU

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{15.15 \times 4.47^2}{8} = 38.59 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.2 M_u = 7.71 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_u = 30.87 \text{ KN.m}$$

$$T = q \cdot \frac{L}{2} = 34.53 \text{ KN}$$

✓ **ELS :**

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{10.42 \times 4.47^2}{8} = 25.27 \text{ KN.m}$$

- **Détermination de la réaction :**

✓ **ELU :**

• **Poids propre de la poutre palière :**

$$PP = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times PP + q_{eq}^u = 1.35 \times 2.62 + 11.92$$

$$\Rightarrow q_u = 15.45 \text{ KN/ml}$$

✓ **ELS :**

$$q_s = PP + q_{eq}^s = 2.62 + 7.5$$

$$\Rightarrow q_{eq}^s = 10.01 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

✓ **ELU**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{15.15 \times 4.47^2}{8} = 38.59 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.2 M_u = 7.71 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_u = 30.87 \text{ KN.m}$$

$$T = q \cdot \frac{L}{2} = 34.53 \text{ KN}$$

✓ **ELS :**

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{10.42 \times 4.47^2}{8} = 25.27 \text{ KN.m}$$

a) En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{30.87}{20.22} = 1.53$$

$$\alpha = 0.064 < 0.47$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

b) En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.71}{5.05} = 1.53$$

$$\alpha = 0.019 < 0.47$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

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

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

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

➤ $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{34530}{300 \times 315} = 0.37 \text{ MPa}$

➤ $\tau_u^- = \min \left\{ \begin{matrix} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{matrix} \right. = \min \left\{ \begin{matrix} 2.67 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{matrix} \right. = 2.67 \text{ MPa} \text{ (BAEL 91 p 192)}$

➤ $\tau_u = 0.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

↪ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 14 \text{ mm} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (10, 30, 14) = 10 \text{ mm}$$

⇒ On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier $F_e E235$.

➤ **Choix :**

$$2\phi_{10} = A_t = 1.57 \text{ cm}^2.$$

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

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

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj,k}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow s_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0.9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj,k})} = -61.3 \text{ cm}$$

$$s_{t2} = \min\{0.9d, 40 \text{ cm}\} \Rightarrow s_{t2} = 24.3 \text{ cm} \text{ (BAEL 91 p 196)}$$

$$s_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times 12} = 27.9 \text{ cm} \Rightarrow s_{t3} = 19.58 \text{ cm}$$

$$s_t = \min(s_{t1}, s_{t2}, s_{t3}) = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$F_i = \frac{5 \cdot p_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

• **Centre de gravité :**

$$Y_G = V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum Y_i} = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 4.52 \times 14.4}{100 \times 16 + 15 \times 4.52}$$

⇒ Donc : $V_1 = 8.26 \text{ cm}$ et $V_2 = h - V_1 = 16 - 8.26 = 7.74 \text{ cm}$

• **Moment de l'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot V_1^3}{3} + \frac{b \cdot V_2^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - V_1)^2 = \frac{100 \times 8.26^3}{3} + \frac{100 \times 7.74^3}{3} + 15 \cdot A_s (14.4 - 8.26)^2$$

⇒ $I = 36797.526 \text{ cm}^4$

$$F_i = \frac{5 \cdot p_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 7.5 \times 10^{-3} \times 4.2^4}{384 \times 29858.594 \times 36797.526 \times 10^{-8}} \times 10^2$$

⇒ $F_i = 0.277$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500}$$

⇒ $F_{adm} = 0.84$

$F_i = 0.277 < F_{adm} = 0.84 \dots \dots \dots \text{CV.}$

IV.5.1. Etude de l'escalier seul :

IV.5. Etude de l'escalier du sous-sol :

➤ **Schéma statique**

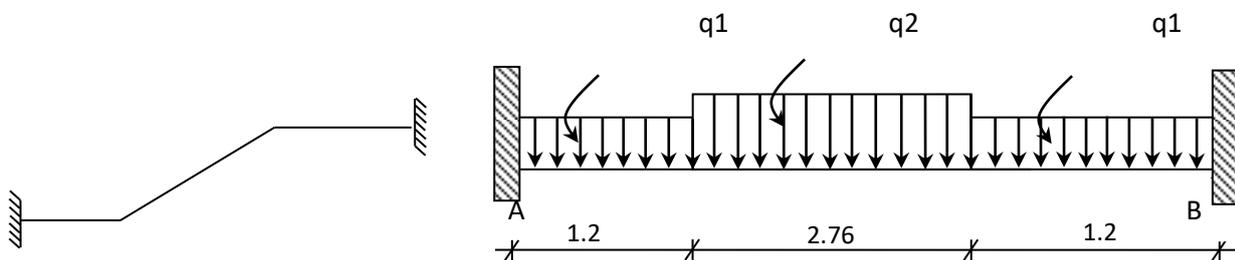


Figure IV-9 : Schéma statique de l'escalier du sous-sol.

✓ **ELU :**

$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} = \frac{2 \times 11.01 \times 1.2 + 12.98 \times 2.76}{2 \times 1.2 + 2.76}$$

$$\Rightarrow q_{eq} = 12.06 \text{ KN/ml}$$

✓ **ELS :**

$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} = \frac{2 \times 7.88 \times 1.2 + 9.34 \times 2.76}{2 \times 1.2 + 2.76}$$

$$\Rightarrow q_{eq} = 8.66 \text{ KN/ml}$$

❖ **Sollicitations :**

✓ **ELU :**

○ **Moment en appui :**

$$M_1 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{12} = \frac{12.06 \times 5.16^2}{12} = 26.76 \text{ KN.m}$$

○ **Moment en travée :**

$$M(1/2) = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{24} = \frac{12.06 \times 5.16^2}{24} = 13.38 \text{ KN.m}$$

○ **Effort tranchant :**

$$R_A = R_B = \frac{q_{eq} \cdot L}{2} = \frac{12.06 \times 5.16}{2} = 31.11 \text{ KN}$$

SOLLICITATIONS	ELU	ELS
M_t (KN.m)	13.38	9.61
M_t (KN.m)	26.76	19.21
T (KN)	31.11	22.34

Tableau IV-7 : Les sollicitations maximales de l'escalier du sous-sol.

❖ **Détermination des armatures :**

➤ **A l'ELU :**

• **Armatures longitudinales :**

a) **En appui :**

$$M_a = 26.76 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{26.76 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.144^2} = 0.114$$

$$\mu = 0.084 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.12$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_{u.d.b.f_{bc}}}{\sigma_s} = \frac{0.12 \times 14.4 \times 100 \times 11.33}{348} = 5.63 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14.4 \times \frac{1.8}{400} = 1.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 5.63 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \Rightarrow \quad 4\mathbf{T14} = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$e = 25\text{cm.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{31110}{1000 \times 0.144} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = 0.05.f_{c28} = 0.05 \times 20 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 < \tau_u^- = 1 \dots\dots\dots \mathbf{CV.}$$

b) En travée :

$$M_t = 13.38 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13.38 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.108^2} = 0.1$$

$$\mu = 0.075 < \mu_{lim} = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.105$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_{u.d.b.f_{bc}}}{\sigma_s} = \frac{0.105 \times 10.8 \times 100 \times 11.33}{348} = 3.69 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 3.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad 4\mathbf{T12} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Espacement :**

$$e = 33 \text{ cm}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_r}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix :** 4T8 = 2.01 cm²

$$e = 30$$

d) En appui :

$$M_a = 26.76 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{26.76 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.108^2} = 0.2$$

$$\mu = 0.2 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.23$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.23 \times 10.8 \times 100 \times 11.33}{348} = 8.09 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow 6\mathbf{T14} = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Espacement :**

$$e = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_r}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix : 3T10 = 2.36 cm²**

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

➤ **Vérification à l'ELS :**

a) En appui :

$$M_u = 26.76 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s = 19.21 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{26.76}{19.21} = 1.39$$

$$\alpha = 0.152 \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 \dots \dots \dots \mathbf{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

b) En travée :

$$M_{tu} = 13.38 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ts} = 9.61 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{13.38}{9.61} = 1.39$$

$$\alpha = 0.13 \leq \frac{1.59 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 \dots \dots \dots \mathbf{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

c) En appui :

$$M_{au} = 26.76 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{as} = 19.21 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{26.76}{19.21} = 1.39$$

$$\alpha = 0.28 \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{22340}{1000 \times 108} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = 0.05.f_{c28} = 0.05 \times 20 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.21 < \tau_u^- = 1 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.2. Etude de la poutre palière de l'étage courant :

➤ **Pré dimensionnement :**

D'après le critère de rigidité on a :

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{516}{15} \leq h_p \leq \frac{516}{10}$$

$$34.4 \leq h_p \leq 51.6$$

⇒ On prend : h = 35 cm

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

⇒ On prend : b = 30 cm

➤ **Détermination des sollicitations :**

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

➤ **Calcul des sollicitations :**

✓ **ELU :**

$$- M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{17.95 \times 2.58^2}{8} = 14.94 \text{ KN.m}$$

$$- M_a = 0.2 M_u = 2.99 \text{ KN.m}$$

$$- M_t = 0.8 M_u = 11.95 \text{ KN.m}$$

$$T = q_u \cdot \frac{L}{2} = 23.16 \text{ KN}$$

✓ **ELS :**

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{11.17 \times 2.58^2}{8} = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$- M_a = 0.2 M_s = 1.86 \text{ KN.m}$$

$$- M_t = 0.8 M_s = 7.43 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage de la poutre :**a) **En travée :**

$$\mu = \frac{11.95 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.3 \times 0.315^2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 0.045 ; \beta = 0.98$$

$$A_{cal} = \frac{30.87 \times 10^3}{0.95 \times 0.315 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{1.8}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix : 3T10** Soit : $A = 3.14 \text{ cm}^2$ b) **En appui :**

$$\mu = \frac{2.99 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.3 \times 0.315^2} = 0.0088$$

$$\mu = 0.0088 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 0.011 ; \beta = 0.99$$

$$A_{cal} = \frac{2990}{0.99 \times 0.315 \times 348} = 0.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix : 4T8** Soit : $A = 2.01 \text{ cm}^2$

$$e = 25 \text{ cm.}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**c) **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.95}{7.43} = 1.61$$

$$\alpha = 0.044 < 0.505$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

d) En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.99}{1.86} = 1.61$$

$$\alpha = 0.011 < 0.505$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à L'ELS

A l'ELU :**c) En travée :**

$$\mu = \frac{11.95 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.3 \times 0.315^2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 0.045 ; \beta = 0.98$$

$$A_{cal} = \frac{30.87 \times 10^3}{0.95 \times 0.315 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{1.8}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix : 3T10** Soit : $A = 3.14 \text{ cm}^2$

d) En appui :

$$\mu = \frac{2.99 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.3 \times 0.315^2} = 0.0088$$

$$\mu = 0.0088 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 0.011 ; \beta = 0.99$$

$$A_{cal} = \frac{2990}{0.99 \times 0.315 \times 348} = 0.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix : 4T8** Soit : $A = 2.01 \text{ cm}^2$

$$e = 25 \text{ cm.}$$

✓ Vérification à l'ELS :**e) En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.95}{7.43} = 1.61$$

$$\alpha = 0.044 < 0.505$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

f) En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.99}{1.86} = 1.61$$

$$\alpha = 0.011 < 0.505$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

g) En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.99}{1.86} = 1.61$$

$$\alpha = 0.011 < 0.505$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

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

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

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12160}{300 \times 315} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.67 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 2.67 \text{ MPa (BAEL 91 p 192)}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⚡ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 14 \text{ mm} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (10, 30, 14) = 10 \text{ mm}$$

⇒ On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier $F_e E235$.

$$\text{➤ Choix : } 2\phi_{10} = A_t = 1.57 \text{ cm}^2.$$

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

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

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj,k}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow s_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0.9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj,k})} = 87.35 \text{ cm}$$

$$S_{t_2} = \min\{0.9d, 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_{t_2} = 24.3 \text{ cm (BAEL91p 196)}$$

$$S_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times 12} = 27.9 \text{ cm} \Rightarrow S_{t_3} = 19.58 \text{ cm}$$

$$s_t = \min(S_{t_1}, S_{t_2}, S_{t_3}) = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$F_i = \frac{5 \cdot p_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

• **Centre de gravité :**

$$Y_G = V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum Y_i} = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 9.24 \times 14.4}{100 \times 16 + 15 \times 9.24}$$

$$\Rightarrow \text{Donc : } V_1 = 8.51 \text{ cm et } V_2 = h - V_1 = 16 - 8.51 = 7.49 \text{ cm}$$

• **Moment de l'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot V_1^3}{3} + \frac{b \cdot V_2^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - V_1)^2 = \frac{100 \times 8.51^3}{3} + \frac{100 \times 7.49^3}{3} + 15 \times 9.24 \cdot (14.4 - 8.51)^2$$

$$\Rightarrow I = 39357.818 \text{ cm}^4$$

$$F_i = \frac{5 \cdot p_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 8.66 \times 10^{-3} \times 5.16^4}{384 \times 29858.594 \times 39357.818 \times 10^{-8}} \times 10^2$$

$$\Rightarrow F_i = 0.68$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{516}{500}$$

$$\Rightarrow F_{adm} = 1.032$$

$$F_i = 0.68 < F_{adm} = 1.032 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

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

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

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

➤ $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12160}{300 \times 315} = 0.25 \text{ MPa}$

➤ $\tau_u^- = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.67 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 2.67 \text{ MPa (BAEL 91 p 192)}$

➤ $\tau_u = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

↪ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 14 \text{ mm}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(10, 30, 14) = 10 \text{ mm}$$

⇒ On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier $F_e E235$.

➤ **Choix :** $2\phi 10 = A_t = 1.57 \text{ cm}^2$.

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

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

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj,k}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow s_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0.9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{tj,k})} = 87.35 \text{ cm}$$

$$s_{t2} = \min\{0.9d, 40 \text{ cm}\} \Rightarrow s_{t2} = 24.3 \text{ cm} \quad (\text{BAEL 91 p 196})$$

$$s_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times 12} = 27.9 \text{ cm} \Rightarrow s_{t3} = 19.58 \text{ cm}$$

$$s_t = \min(s_{t1}, s_{t2}, s_{t3}) = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$F_i = \frac{5 \cdot p_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

• **Centre de gravité :**

$$Y_G = V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum Y_i} = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 9.24 \times 14.4}{100 \times 16 + 15 \times 9.24}$$

⇒ Donc : $V_1 = 8.51 \text{ cm}$ et $V_2 = h - V_1 = 16 - 8.51 = 7.49 \text{ cm}$

• **Moment de l'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot V_1^3}{3} + \frac{b \cdot V_2^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - V_1)^2 = \frac{100 \times 8.51^3}{3} + \frac{100 \times 7.49^3}{3} + 15 \times 9.24 (14.4 - 8.51)^2$$

$$\Rightarrow I = 39357.818 \text{ cm}^4$$

$$F_i = \frac{5 \cdot p_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 8.66 \times 10^{-3} \times 5.16^4}{384 \times 29858.594 \times 39357.818 \times 10^{-8}} \times 10^2$$

$$\Rightarrow F_i = 0.68$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{516}{500}$$

$$\Rightarrow F_{adm} = 1.032$$

$$F_i = 0.68 < F_{adm} = 1.032 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

V.4. Etude de l'ascenseur

IV.1. Définition :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- Treuil de levage de la poulie.
- Le contre poids.

IV.2. Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59)

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc; les dimensions sont : Largeur de la cabine :

- ✓ Largeur de la cabine : $L_c = 1.10\text{ m}$
- ✓ Profondeur de la cabine : $P_c = 1.50\text{ m}$
- ✓ Largeur de la gaine : $L_G = 1.60\text{ m}$
- ✓ Profondeur de la gaine : $P_G = 1.80\text{ m}$
- ✓ Hauteur de la cabine : $H_c = 2.20\text{ m}$
- ✓ Largeur du passage libre : $L_p = 1.00\text{ m}$
- ✓ Hauteur du passage libre : $H_p = 1.20\text{ m}$
- ✓ Epaisseur de voile : $e = 15\text{ cm}$
- ✓ Hauteur de course : $C = 53.55\text{ cm}$

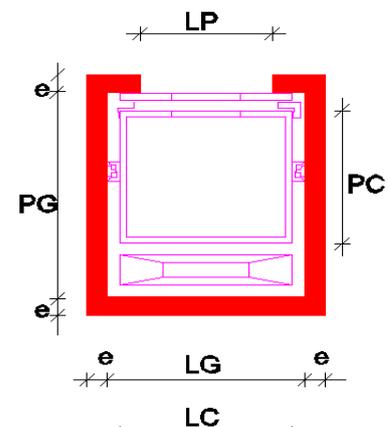


Figure IV.10 : Dimensions de l'ascenseur

Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15 cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

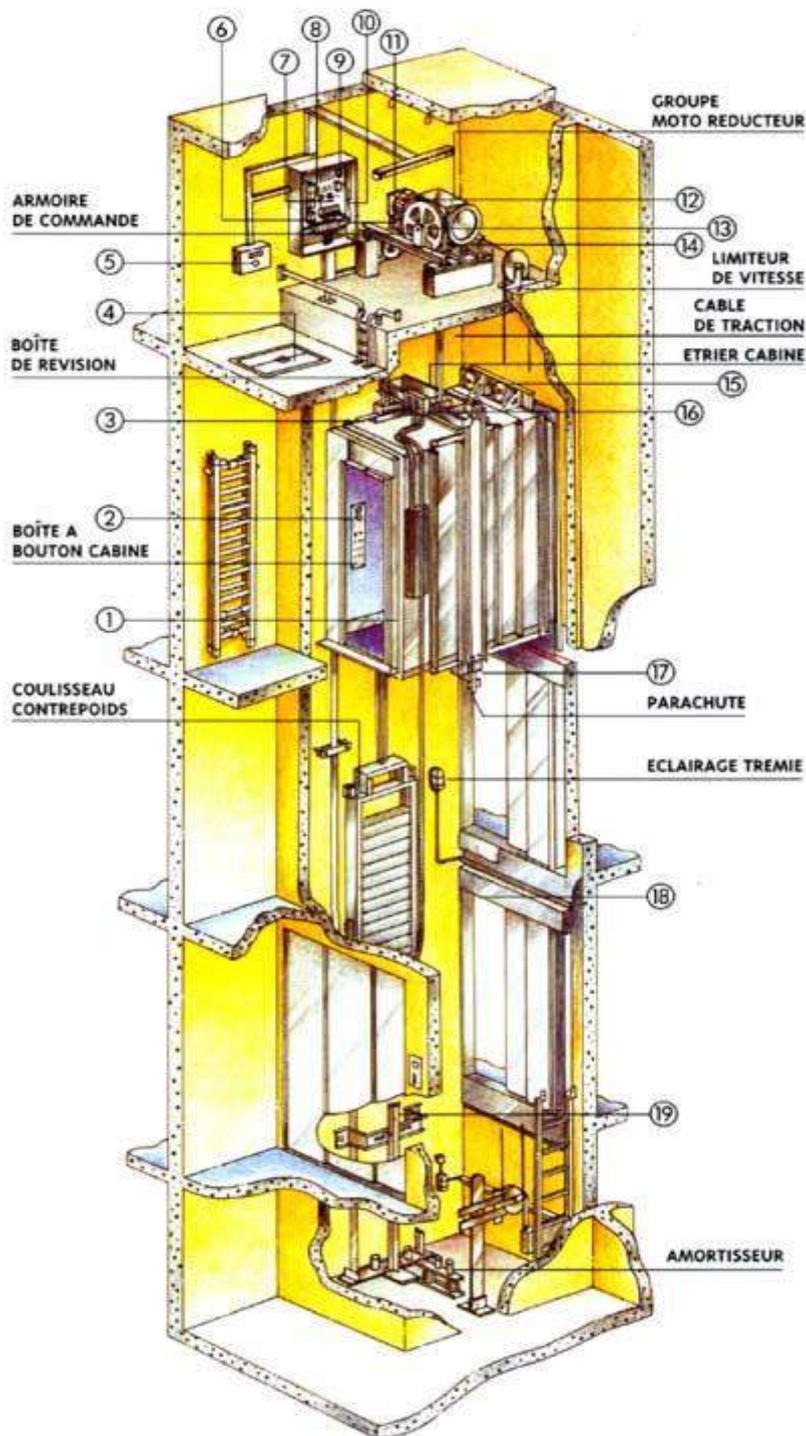


Figure IV11- : Ascenseur électrique.

IV.2.1. Descente de charges :**a) Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 600 \text{ daN (08 personnes)}$$

b) Charges permanentes :**1) Masse de la cabine :** est composé de la somme des masses suivantes :**Masse des côtés :**

La masse de la surface des côtés, augmentée de 15% à raison de 11.5 daN/m² :

$$S_1 = (L_c + 2.P_c).H_c = (1.5 + 2 \times 1.6) \times 2.2 = 10.34 \text{ cm}^2$$

$$M_1 = 10.34 \times 1.5 \times 0.115 = 1.784 \text{ KN}$$

**Masse du plancher :**

La masse du plancher à raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_c . P_c = 1.5 \times 1.6 = 2.4 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 2.4 = 1.68 \text{ KN}$$

**Masse du toit :**

La masse du toit à raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_c . P_c = 1.5 \times 1.6 = 2.4 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 0.20 \times 2.4 = 0.48 \text{ KN}$$

**Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$\Rightarrow M_4 = 0.6 + (0.8 \times 1.5) = 1.8 \text{ KN}$$

**Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte :

$$\Rightarrow M_5 = 0.80 + (0.25 \times 0.8 \times 2) = 1.20 \text{ KN}$$

**Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie

$$\Rightarrow M_6 = 1 \text{ KN}$$

**Masse des accessoires :**

$$\Rightarrow M_7 = 0.8 \text{ KN}$$

↳ **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires :

$$\Rightarrow M_g = 30 \times 2 = 0.6 \text{ KN}$$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 1.78 + 1.68 + 0.48 + 1.8 + 1.2 + 1 + 0.8 + 0.6 = 9.34 \text{ KN}$$

2) Masse du contre poids :

$$\Rightarrow M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 9.34 + \frac{6}{2} = 12.34 \text{ KN}$$

3) Masse du câble :

La détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210** C_s doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\left\{ \begin{array}{l} D/D = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 = 12.5 \text{ mm} \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$

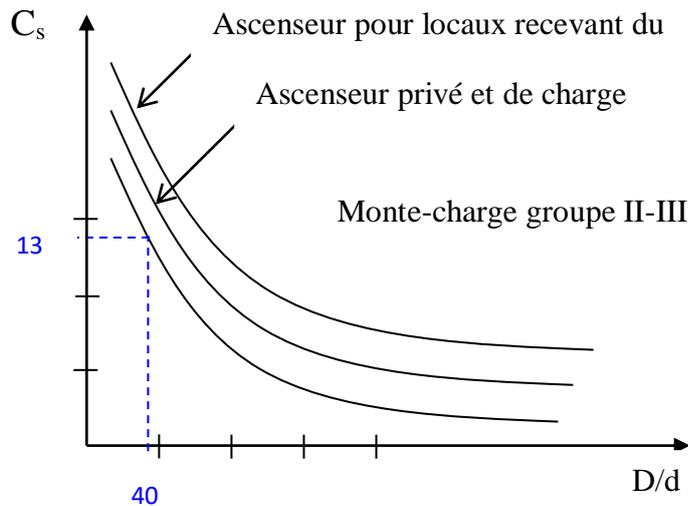


Figure IV12- : Abaque de détermination de suspentes.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} D : \text{diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm.} \\ d : \text{diamètre du câble.} \\ C_s : \text{coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes).} \end{array} \right.$

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

- M : égal à la somme de la charge utile Q , poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

• C_r : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (6 + 9.34) \Rightarrow C_r = 199.42 \text{ KN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc :

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} = \frac{199.42}{0.85} = 234.5118 \text{ KN}$$

C_m : égal aussi :

$$C_m = C_r (\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec : $\begin{cases} m : \text{Type de mouflage.} \\ n : \text{Nombre de cable.} \\ C_r(\text{cable}) : \text{Charge de rupture par cable en fonction du diametre.} \end{cases}$

$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 81.52 \text{ KN}$ (voir tableau suivant) :

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

Tableau IV-8 : Caractéristiques des câbles.

$$n = \frac{234.5118}{2 \times 81.52} = 1.44$$

⇒ On prend : $n = 2$ câbles.

• **Masse totale des câbles M_c :**

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

$$M_L : \text{Masse linéaire du diamètre d'un seul câble } d = 12.5\text{mm} \xrightarrow{\text{tableau}} M_L = 0.515 \text{ daN/ml.}$$

- C : Course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 53.55 \text{ m.}$

$$M_c = 0.515 \times 10^{-2} \times 2 \times 53.55 = 0.5516 \text{ KN.}$$

4) Masse du treuil :

$$M_g = 12 \text{ KN}$$

Résumé :

- Poids mort = 9.34 KN
- Masse du câble = 0.5516 KN
- Masse du contre poids = 12.34 KN
- Treuil en haut + moteur = 1.2 KN
- G = 34.2316 KN

IV.2.2. Combinaisons fondamentales :

✓ Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 34.2316 + 1.5 \times 6 = 55.2127 \text{ KN.}$$

✓ Etat limite de service :

$$q_s = G + Q = 34.2316 + 6 = 40.2316 \text{ KN.}$$

IV.3.3. Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_{a_u} = \frac{q_u}{4} = 13.803 \text{ KN}$$

$$q_{a_s} = \frac{q_s}{4} = 10.0579 \text{ KN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91 :

- Si : $q_{a_u} \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaire

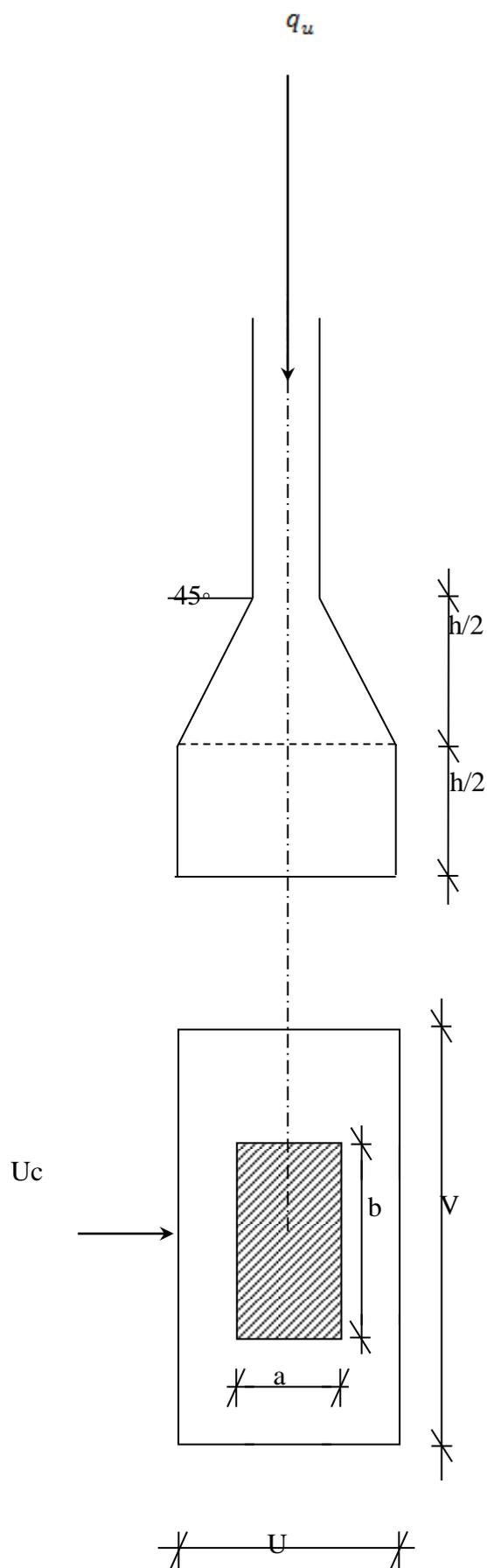


Figure IV-13 : Schéma de la surface d'impact.

Avec :

- q_{a_u} : Charge ultime pour chaque appui.
- U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.
- h : Epaisseur de la dalle égal à 15 cm.
- U, V : Représentent les côtes du rectangle ($U//L_x$ et $V//L_y$) sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degré dans le béton.
- La surface d'impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25 \text{ cm.}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U + V] = 100 \text{ cm.}$$

$$q_{a_u} = 13803 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 20 \times 150}{1.5} = 90000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

- Conclusion :

La dalle résiste au poinçonnement.

a) Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = q_a \times (M_1 + \nu \cdot M_2) \\ M_y = q_a \times (M_2 + \nu \cdot M_1) \end{array} \right.$$

Avec :

- ν : Coefficient de poisson.
- M_1, M_2 : Sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques suivants :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

✓ **Etat limite ultime :**

$$M_{u_x} = q_{a_u} \times M_1$$

$$M_{u_y} = q_{a_u} \times M_2$$

La charge au m² sera :

$$\begin{cases} Q_{a_u} = \frac{q_{a_u}}{V \times U} = \frac{13.803}{0.25^2} = 220.878 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{a_s} = \frac{q_{a_s}}{V \times U} = \frac{10.0579}{0.25^2} = 160.9264 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

b) Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour **fig.V.5** une dalle de dimension (L_x × L_y) soumise à une charge concentrée (A) répartie sur un rectangle (U × V).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

- 04 rectangles symétriques A.
- 02 rectangles symétriques B.
- 02 rectangles symétriques C.
- 01 rectangle au centre

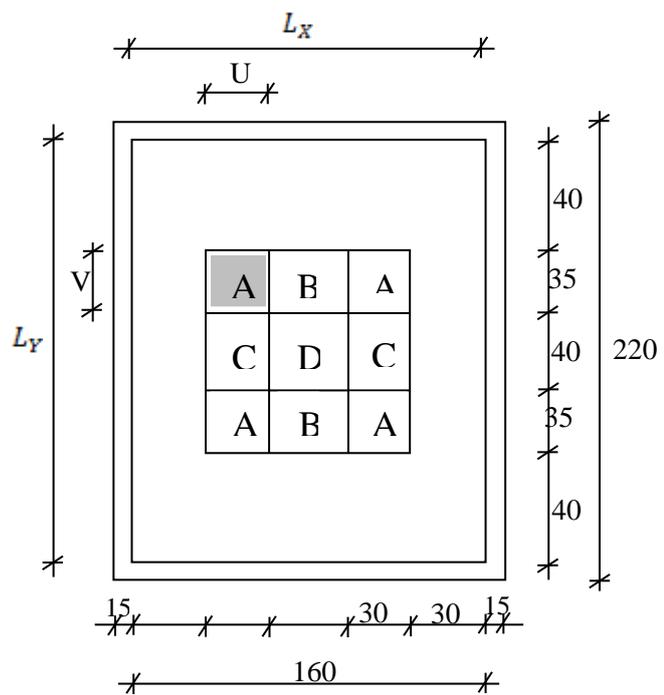


Figure IV.14 : Schéma de la dalle.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques **comme suite** :

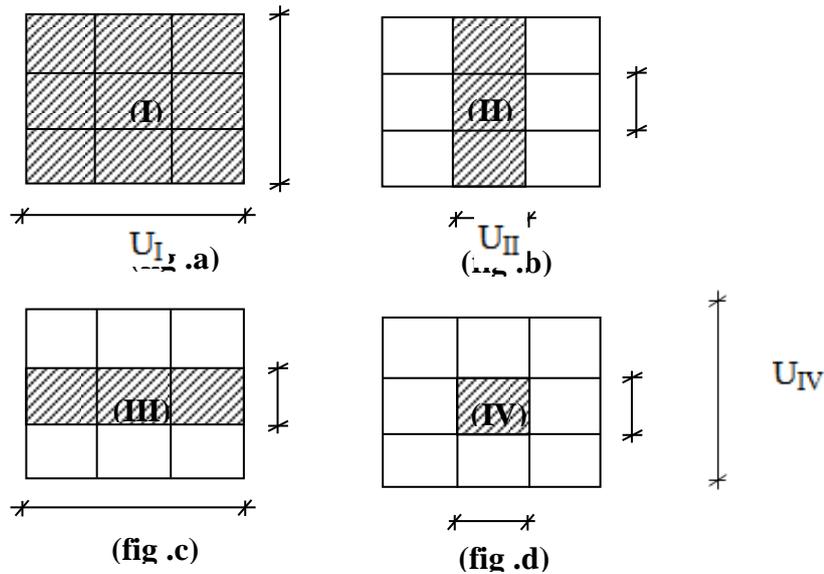


Figure IV.15 : Chargement de panneau.

On cherche les moments produits par les rectangles :

- I = 4A + 2B + 2C + D (fig a)
- II = 2B + D (fig b)
- III = 2C + D (fig c)
- IV = D (fig d)

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III - IV}{4}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.9}{2.2} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{x_c} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$$

$$M_{y_c} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$$

Avec :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S$$

$$\text{Et : } S = U \times V$$

	I	II	III	IV
U en [m]	1	1.1	1	0.40
V en [m]	1.1	0.40	0.4	0.40
S en [m ²]	1.1	0.44	0.4	0.16
U/L_x	0.55	0.66	0.55	0.22
V/L_y	0.45	0.5	0.45	0.18
M₁	0.094	0.0833	0.094	0.1679
M₂	0.073	0.0647	0.073	0.1524
Q'_{α_u} [N]	15183.3	6073.32	5521.2	2208.48
Q'_{α_s} [N]	11063.69	4425.476	4023.16	1609.26
M_{u_x} [N.m]	1427.23	505.90	518.99	370.80
M_{u_y} [N.m]	1108.38	392.94	378.18	270.195
M_{s_x} [N.m]	1039.98	368.64	403.05	336.57
M_{s_y} [N.m]	807.65	286.33	293.69	245.25
M_{u_{xc}} [N.m]		773.14		
M_{u_{yc}} [N.m]		607.455		
M_{s_{xc}} [N.m]		604.86		
M_{s_{yc}} [N.m]		472.88		

Tableau IV-9 : Tableau récapitulatif des résultats.

d. Descente des charges :

Dalle machine : ($e_p = 15\text{cm}$) $\Rightarrow G = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

c.1. Combinaisons fondamentales :**➤ A l'ELU :**

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \cdot b$$

$$\Rightarrow P_u = (1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1) \cdot 1 = 6.5625 \text{ KN/ml.}$$

➤ A l'ELS :

$$P_u = (G + Q) \cdot b$$

$$\Rightarrow P_u = (3.75 + 1) \cdot 1 = 4.75 \text{ KN/ml.}$$

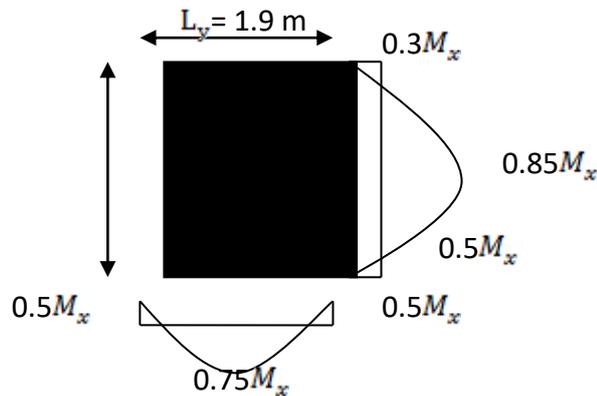
c.2. Détermination des sollicitations :

FIGURE III-16 : Panneau de la dalle.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \left\{ \alpha = \frac{1.9 \text{ m}}{2.2 \text{ m}} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle est portée sur deux sens.} \right.$$

➤ A l'ELU :

Au centre de la dalle, pour 1 ml, on a :

$$M_{u_x} = \mu_{x_u} \cdot P_u \cdot L_x \cdot$$

$$M_{u_y} = \mu_{y_u} \cdot M_{u_x} \cdot$$

➤ **A P'ELS :**

Au centre de la dalle, pour 1 ml, on a :

$$M_{s_x} = \mu_{x_s} \cdot P_s \cdot L_x \cdot$$

$$M_{s_y} = \mu_{y_s} \cdot M_{s_x} \cdot$$

c.3. Calcul des sollicitations :

D'après l'annexe E3 de **BAEL 91 page 66** le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

➤ **A P'ELU :**

➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 \\ M_{0_y} = \mu_y \cdot M_{0_x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0_x} = 0.04967 \times 656.25 \times 1.9^2 = 117.67 \text{ daN.m.} \\ M_{0_y} = 0.7072 \times 117.67 = 83.22 \text{ daN.m.} \end{cases}$$

➤ **A P'ELS :**

➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 \\ M_{0_y} = \mu_y \cdot M_{0_x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0_x} = 0.0566 \times 475 \times 1.9^2 = 97.05 \text{ daN.m.} \\ M_{0_y} = 0.7141 \times 97.05 = 69.3 \text{ daN.m.} \end{cases}$$

c) Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

✓ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{x,t_u} = M_{x,c_u} + M_{x_u} = 1427.23 + 773.14 = 2200.37 \text{ N}$$

$$M_{y,t_u} = M_{y,c_u} + M_{y_u} = 1108.38 + 607.455 = 1715.84 \text{ N}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{x,t_s} = M_{x,c_s} + M_{x_s} = 1039.98 + 604.86 = 1644.84 \text{ N}$$

$$M_{y,t_s} = M_{y,c_s} + M_{y_s} = 807.65 + 472.88 = 1280.53 \text{ N}$$

- Moment max en travée : $M_t = 0.75 \times M_{x,t}$
- Moment max en appuis : $M_a = -0.5 \times M_{x,t}$

Moments	M_{x,t_u}	M_{x,t_s}	M_{x,a_u}	M_{x,a_s}	M_{y,t_u}	M_{y,t_s}	M_{y,a_u}	M_{y,a_s}
	[daN.m]							
Panneau								
(1)	165.03	123.36	-110.02	-82.24	1286.88	96.04	-85.79	-64.03

Tableau IV.10 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

d) Calcul Ferrailage :

❖ **Sens X-X :**

a) **En travée :**

✓ **ELU :**

$$M_{tx}^u = 165.03 \text{ daN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1650.3}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.0079$$

$$\mu = 0.0079 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.01$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{1650.3}{348 \times 0.996 \times 13.5} = 0.35 \text{ cm}^2 / m_L$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Choix des armatures :**

$$4T10/m_L \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

✓ **ELS :**

$$M_{tx}^{ser} = 123.36 \text{ daN.m}$$

$$- \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{1650.3}{1233.6} = 1.33$$

$$\frac{1.33-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.36 > \alpha = 0.01$$

• **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible
- ✓ Aucune vérification pour (σ_s)

- Les armatures calculées à ELU seront maintenues

b) En appui :

✓ **ELU :**

$$M_{ax}^u = -110.02 \text{ daN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1100.2}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.0053$$

$$\mu = 0.0053 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.006$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{1100.2}{348 \times 0.997 \times 13.5} = 0.23 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.36 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

✓ **ELS :**

$$M_{ax}^{ser} = -82.24 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{110.02}{82.24} = 1.33$$

$$\frac{1.33 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.365 > \alpha = 0.006$$

• **Conclusion :**

⇒ Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

❖ **Sens Y-Y :**a) **En travées :**✓ **ELU :**

$$M_{ty}^u = 128.688 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1286.88}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.006$$

$$\mu = 0.006 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0094$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,99$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1286.88}{348 \times 0.99 \times 13.5} = 0.27 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Choix des armatures :**

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

✓ **ELS :**

$$M_{ty}^{ser} = 96.04 \text{ daN.m}$$

$$- M_{ax}^{ser} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{128.688}{96.04} = 1.33$$

$$\frac{1.33-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,365 > \alpha = 0.0094$$

• **Conclusion :**

⇒ Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

b) **En appui :**✓ **ELU :**

$$M_{ay}^u = -85.79 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{857.9}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.004$$

$$\mu = 0.004 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,998$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{857.9}{348 \times 0.998 \times 13.5} = 0.18 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Choix des armatures :**

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

✓ **ELS :**

$$M_{ay}^{ser} = -64.03 \text{ daN.m}$$

$$- \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{85.79}{64.03} = 1.33$$

$$\frac{1.33-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,365 > \alpha = 0.005$$

• **conclusion :**

✓ Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2}$$

$$T_x^u = 1380.30 + 656.25 \times \frac{1.80}{2} = 1970.93 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1970.93 \times 10}{(1000 \times 135)} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification de la flèche :**

☑ **Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]**

- $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{tx}^u}$

- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

☑ **Vérification si la flèche est nécessaire :**

- $\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{tx}^u} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{15}{180} = 0.083 > \frac{123.36}{20 \times 165.03} = 0.037 \dots\dots \text{condition vérifiée}$

- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0,0023 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots \text{condition vérifiée}$

❖ **Conclusion :** Les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.5. conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé le ferrailage de l'acrotère, de balcon et d'Escalier qui sont des éléments qui n'ont aucune fonction porteuse. Pour ce qui est des voiles de l'ascenseur cet élément sera pris en considération dans le contreventement de la structure.

Chapitre V

Etude sismique

V.1. Introduction :

Les architectes et les ingénieurs sont familiers avec la conception de bâtiments devant résister aux charges gravitaires (poids propres et surcharges) combinées avec les forces latérales du vent.

Généralement, les charges gravitaires sont prépondérantes (dominantes) et les contraintes demeurent faibles et inférieures à la limite élastique du matériau.

En cas de séisme, les efforts latéraux peuvent être dominants par rapport aux charges gravitaires. La dissipation d'énergie recherchée dans certaines zones judicieusement (avec soin) choisies implique des incursions dans le domaine post-élastique, Cela exige une **conception** de structures **aptés** à subir de **grandes déformations accidentelles** tout en conservant en **service** un degré de **sécurité** suffisant. .[11]

Référence :cours de M.Bennoun Génie Parasismique : éléments de sismologie

https://e-learning.univ-saida.dz/moodle/pluginfile.php/82007/mod_resource/content/1/1.Chap%201_El%C3%A9ments%20de%20sismologie_du%2026-12%20au%2031-12.pdf

V.2.Définition du séisme :

Un séisme est un mouvement naturel du sol qui débute brusquement (rupture brutale) et dure peu (quelques secondes à quelques minutes). Les séismes tectoniques sont liés au jeu d'une faille pré-existante ou à la création d'une nouvelle faille. Ils se produisent essentiellement aux frontières des plaques lithosphériques. On distingue 3 mouvements de faille principaux : faille normale, faille inverse et faille de décrochement. Un séisme est pratiquement toujours suivi d'une série de séismes moins forts que l'on appelle des répliques. Parfois, un gros séisme peut être précédé par des séismes moins importants quelques heures voire quelques jours avant. On parle alors de précurseur. .[10]

Référence :Définition et représentation de l'aléa sismique Etienne BERTRAND CETE Méditerranée
http://www.cotita.fr/IMG/pdf/JT_seisme_2012_J1_02_Alea_sismique_V1.pdf

V.3. Caractéristiques des tremblements de terre :

Les tremblements de terre sont l'un des risques naturels les plus **dévastateurs** qui causent de grandes pertes en **vies humaines** et en **moyens** de subsistance (nécessaire à la vie humaine). Chaque année, les tremblements de terres causent, en moyenne, plus de **10 000 morts** ainsi que des pertes économiques se chiffrant en **milliards** de **dollars** et qui constituent souvent un pourcentage important du produit national brut du pays touché. .[10]

Au cours des dernières décennies, l'ingénierie sismique s'est développée comme une branche de l'ingénierie concernée par l'estimation des conséquences des tremblements de terre et l'atténuation de ces conséquences. Au cours des dernières années, la communauté de l'ingénierie sismique a réévalué ses procédures, à la suite de tremblements de terre **dévastateurs** qui ont causé d'importants

dégâts, des pertes en vies humaines et des biens (par exemple Northridge, Californie, 17 janvier 1994 ; **30** milliards de dollars et **60** morts) .[10]

Le but de l'approche parasismique est d'offrir au futur praticien de l'ingénierie des structures sismiques la compréhension nécessaire dans un cadre d'équilibre entre «Demande» et «Offre» (**exigences** imposées au système par rapport à sa **capacité d'action** disponible et à sa **résistance** à la déformation) pour une estimation des informations **pertinentes** nécessaires à l'évaluation des **actions** et des déformations imposées par les **séismes** aux **systèmes structurels**. .[10]

Référence : cours de M.Bennoun Génie Parasismique : éléments de sismologie

https://e-learning.univ-saida.dz/moodle/pluginfile.php/82007/mod_resource/content/1/1.Chap%201_El%C3%A9ments%20de%20sismologie_du%2026-12%20au%2031-12.pdf

V.4. Les paramètres d'étude d'un séisme :

Le «**foyer**» ou «**hypocentre**» d'un tremblement de terre est le point sous la surface d'origine de la rupture. La projection du foyer sur la surface est appelée «**épicentre**». La réduction de la mise au point en un point est l'approximation point-source (Mallet, 1862) .[11]

. Cette approximation est utilisée pour définir les paramètres hypocentaux. Cependant, les paramètres qui définissent le foyer sont similaires à ceux qui décrivent la fracture et le mouvement de la faille. Les foyers sont localisés par coordonnées **géographiques**, à savoir la latitude et la longitude, la **profondeur** focale et l'**origine** ou l'heure d'occurrence. La figure V.1 présente une représentation graphique des paramètres de la source, à savoir la **distance épicentrale**, la distance **hypocentrale** ou focale et la **profondeur** focale.[11]

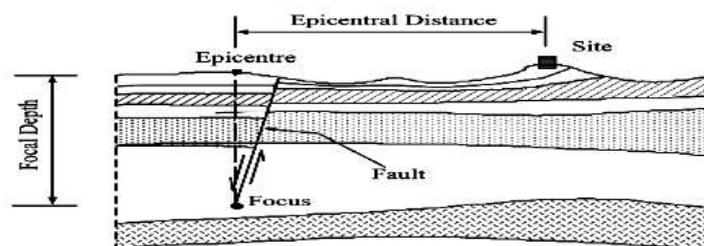


Figure V.1 Définition des paramètres de la source du séisme.[11]

Les tremblements de terre sont générés par des glissements soudains des failles de blocs rocheux cassants, commençant à la profondeur du **foyer** (Focus) et observés sur un site situé à la distance **épicentrale**. La plupart des tremblements de terre ont des profondeurs focales de l'ordre de **5 à 15** km, tandis que les événements (tremblements) intermédiaires ont des foyers à environ **20 à 50** km et les tremblements de terre profonds se produisent à **300 à 700** km sous terre. Les trois types sont également appelés focalisation **peu profonde**, **intermédiaire** et **profonde**, respectivement. Les

tremblements de terre crustaux ont normalement des profondeurs d'environ **30** km ou moins. Par exemple, dans le centre de la Californie, la majorité des tremblements de terre ont des profondeurs de **5** à **10** km. Certains tremblements de terre de focalisation intermédiaire et profonde se produisent en Roumanie, dans la mer Égée et en Espagne. .[11]

Référence : cours de M.Bennoun Génie Parasismique : éléments de sismologie

[https://e-learning.univ-](https://e-learning.univ-saida.dz/moodle/pluginfile.php/82007/mod_resource/content/1/1.Chap%201_El%C3%A9ments%20de%20sismologie_du%2026-12%20au%2031-12.pdf)

[saيدا.dz/moodle/pluginfile.php/82007/mod_resource/content/1/1.Chap%201_El%C3%A9ments%20de%20sismologie_du%2026-12%20au%2031-12.pdf](https://e-learning.univ-saida.dz/moodle/pluginfile.php/82007/mod_resource/content/1/1.Chap%201_El%C3%A9ments%20de%20sismologie_du%2026-12%20au%2031-12.pdf)

V.4.2. Zonage sismique : .[1]

Les cartes de **zonage sismique** sont établies dans le **but** d'adapter les règles de constructions **parasismiques**. Selon la classe d'**ouvrage**, elles définissent les accélérations **nominales calculées** pour chaque **zone**.

La réglementation **algérienne** est divisée en quatre (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone IIa et IIb : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Classification des ouvrages selon leur importance. [1]

Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale

- Ouvrages vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale, soit:

- Bâtiments abritant les centres de décisions stratégiques
- Bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours et (ou) de défense nationale ayant un caractère opérationnel tels que casernes de pompiers, de police ou militaires, parcs d'engins et de véhicules d'intervention d'urgence et de secours
- Bâtiments des établissements publics de santé tels que les hôpitaux et centres dotés de services des urgences, de chirurgie et d'obstétrique.
- Bâtiments des établissements publics de communications tels que les centres de télécommunications, de diffusion et de réception de l'information (radio et télévision), des relais hertziens, des tours de contrôle des aéroports et contrôle de la circulation aérienne.
- Bâtiments de production et de stockage d'eau potable d'importance vitale
- Ouvrages publics à caractère culturel, ou historique d'importance nationale

- Bâtiments des centres de production ou de distribution d'énergie, d'importance nationale
- Bâtiments administratifs ou autre devant rester fonctionnels en cas de séisme

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance

- Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes

- Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels.
- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48 m.

- Ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine.

- Bâtiments de bibliothèque ou d'archives d'importance régionale, musée, etc.
- Bâtiments des établissements sanitaires autres que ceux du groupe 1A
- Bâtiments de centres de production ou de distribution d'énergie autres que ceux du groupe 1A

* Châteaux d'eau et réservoirs de grande à moyenne importance

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

- Ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :

- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.
- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels,...
- Parkings de stationnement publics,...

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

- Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs.
- Bâtiments à risque limité pour les personnes
- Constructions provisoires

V.5. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique I, groupe d'usage 02. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analyse Professional 2014**.

V. 5.1 Vérification des conditions d'application :

• Régularité en plan : [RPA99 version 2003/3.5.1.a]

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ; La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4.

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ; Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

La structure une forme de L, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après :

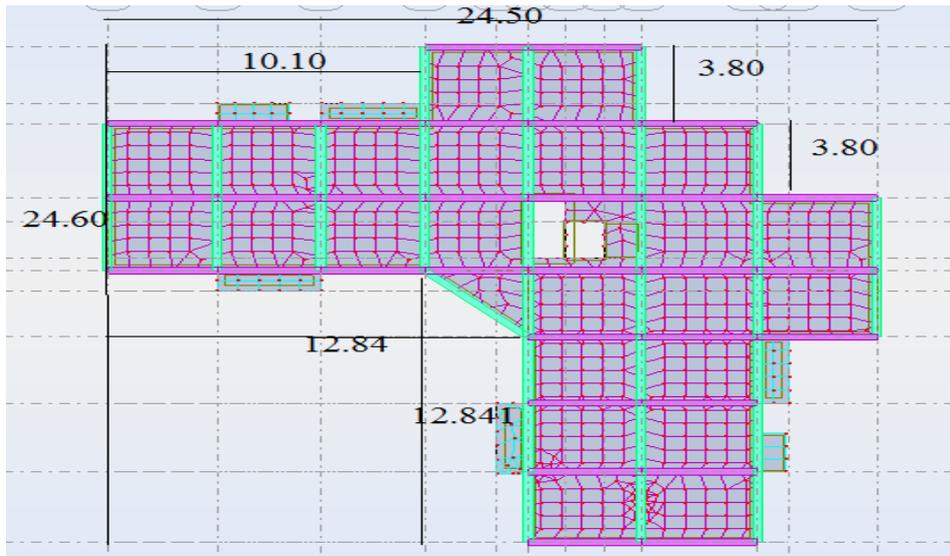


Figure.V.2. : dimension en plan.

Régularité en élévation et en plan :

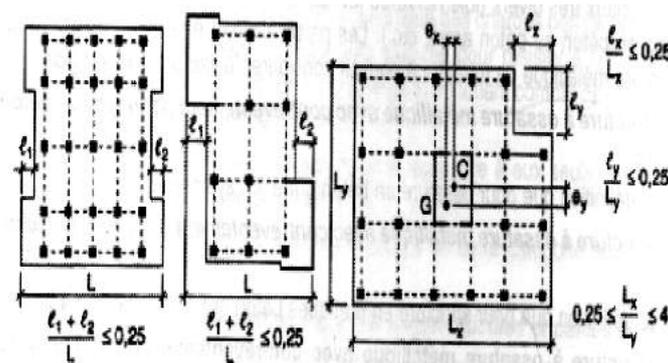


Figure V.3 : Limites des décrochements en plan.

$$0.25 \leq \frac{Lx}{Ly} = \frac{24.50}{24.60} = 0.99 \leq 4 \dots\dots\dots CV$$

$$\text{Sens X-X : } \frac{lx}{Ly} = \frac{12.84+3.80}{21.50} = 0.68 \leq 0.25 \dots\dots\dots CNV$$

$$\text{Sens Y-Y : } \frac{ly}{Ly} = \frac{12.84+3.80}{24.60} = 0.68 \leq 0.25 \dots\dots\dots CNV$$

commentaire :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan.) dans ce cas on va appliquer la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures ROBOT Autodesk

• **Régularité en élévation : [RPA99 version 2003/3.5.1.b]**

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

b3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

V.5.2. La méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a) Principe : 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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- ✓ Concentration des masses au niveau des planchers.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K=10.39$$

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_k \leq 0.2 \text{ sec } \dots\dots$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_k la période du mode K.

a) Analyse spectrale :

➤ **Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ε) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période

(T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \dots \dots \dots (4 - 13)[1] \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- η: Facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- T : Période propre.
- T1, T2 : Périodes caractéristiques accoisées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

V.5.3. Calcul des paramètres du spectre de réponse :

A: Coefficient d'accélération de zone :

Pour notre structure on a :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone I

Alors d'après les deux critères précédents on obtient A = 0.10

R : coefficient de comportement global de la structure :

R = 3.5 (un système de contreventement en voile - tableau 4.3 RPA99/V2003).

Q: Facteur de qualité :

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 Pq$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q .

Les valeurs à retenir sont dans le tableau 5.1 (à noter que c'est la même dans les deux sens).

N°	Critère q	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifié	0
2	Redondance en plan	Vérifié	0
3	Régularité en plan	Non Vérifié	0.05
4	Régularité en élévation	Vérifié	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non Vérifié	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non Vérifié	0.1

Tableau V.2 : Tableau de pénalité Pq

$$Q_x = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1)$$

$$Q_y = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1)$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$$

« η » : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/V2003 (Formule 4.3)}$$

Où ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour portiques en béton armé avec un remplissage dense on peut prendre ξ= 7 %

$$\text{Donc : } \eta \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.88$$

Période T1 et T2 du site considéré :

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (T₁=0,15sec, T₂ =0,30sec)

..... **S1** (sol rocheux)

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (T₁=0,15sec, T₂ =0,70sec)

..... **S4** (sol très meuble)

V.5.3. Représentation graphique du spectre de réponse :

Site 01 : sol roche

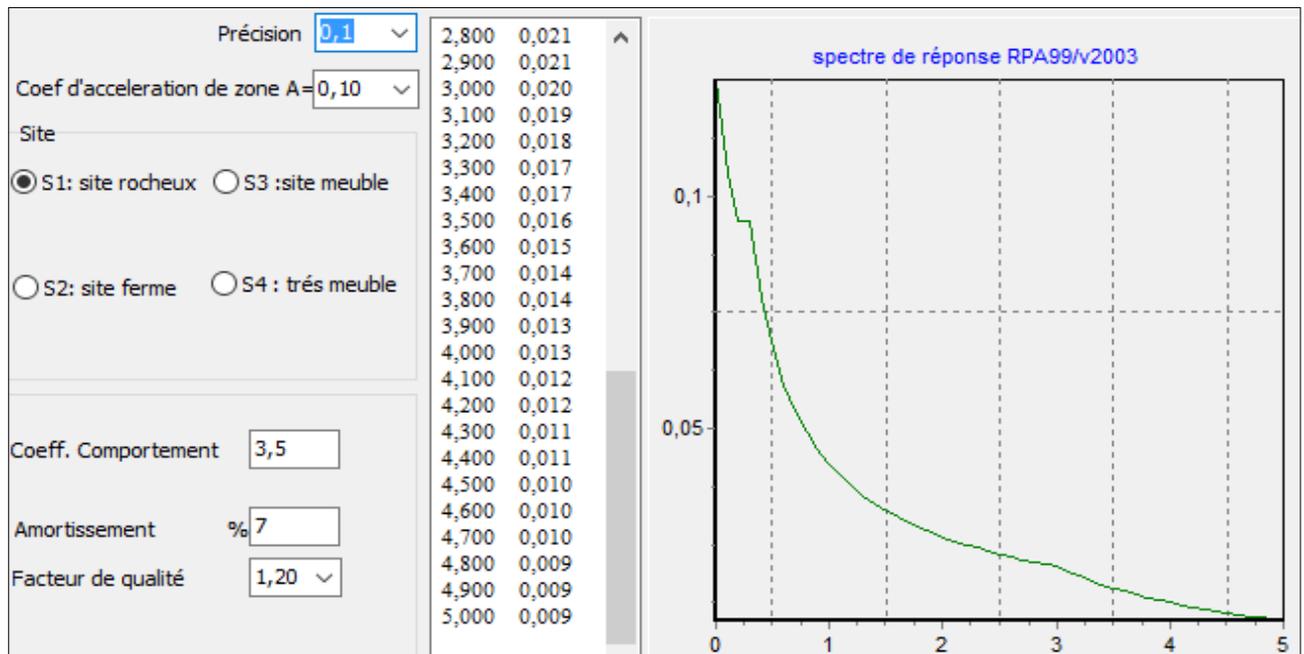


Fig V.4 : spectre de réponse S1

Site 04 : sol très meuble

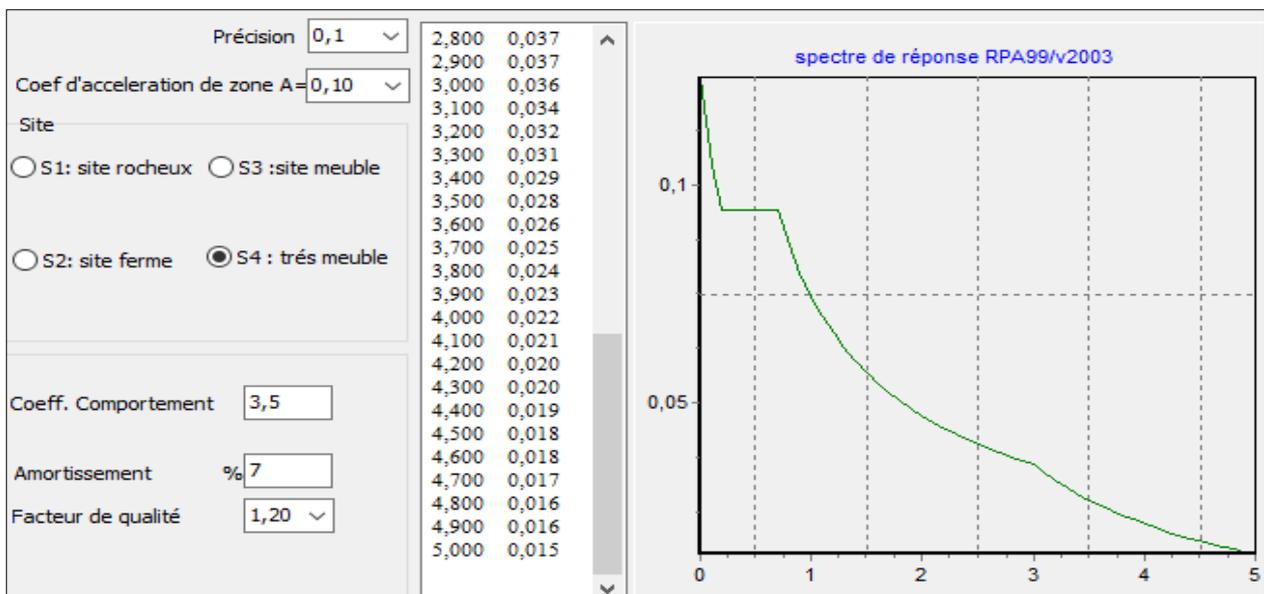


Fig V.5 : spectre de réponse S4

V.5.5. Méthode dynamique :

a) 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.

b) Modélisation : Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré

de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel : Le programme Robot 2014 est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par la méthode des éléments finis. Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

d) Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- ✓ Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel.
- ✓ Choix de l'unité du travail KN et m.
- ✓ Création graphique du modèle en utilisant l'interface. Robot 2014 (figure V.2).

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barre sections et les voiles, dalle pleine et balcon par Area sections Panneaux.

- ✓ Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (chapitre I)
- ✓ Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.

Détermination des charges : Pour notre cas, on a trois types :

- **Charge permanente G :** la charge permanente distribuée par les poutres ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
- **Charges d'exploitation Q :** Les charges d'exploitations distribuées par les poutres.
- **Les forces sismiques E :** Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les deux sens(X, Y).

➤ **Détermination des combinaisons de charges :**

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $0,8G \pm E$
- 4) $G + Q \pm E$
- 5) $G + Q \pm 1,2E$

- ✓ Lancement de l'analyse.
- ✓ Interprétation des résultats.

V.5.6 .Présentation du logiciel " Robot " :

Le Robot est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques .

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

a) Préparation des données de Robot 2014 :

- **Coefficient d'accélération A :**

Coefficient d'accélération de la zone (donné par le tableau 4-1, RPA 99V 2003).

$$A = 0,10$$

- groupe d'usage : **sous-groupes** (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur $39,78m$).
- Zone sismique : I (wilaya saida)

- **Facteur de qualité Q:**

$$Q = 1 + \sum_q^6 Pq \quad 4-4$$

P_q :Pénalité retenir selon le critère de qualité q

$$Q = Q_x = Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 pq = 1 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10 = 1.20$$

$R=3.5$ coefficient de comportement global de la structure ;

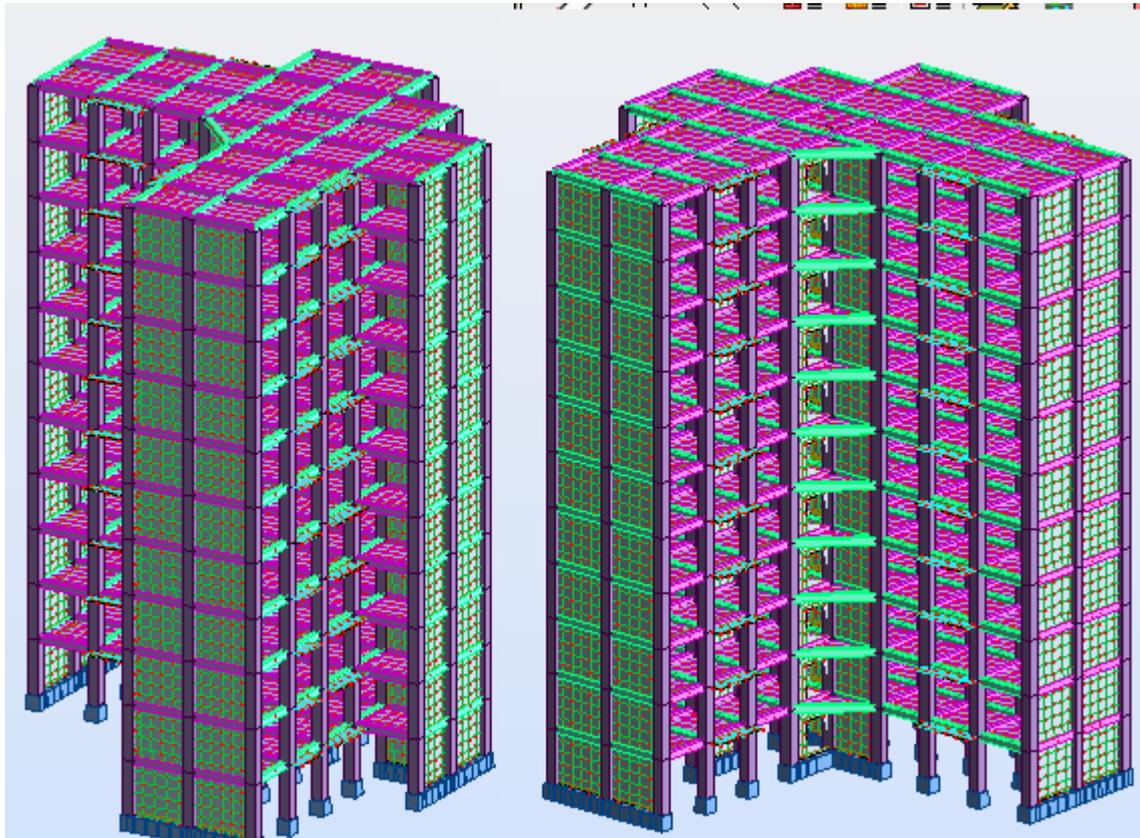
b) Modèle Final après plusieurs simulations :

Fig V.6 : Modèle final Structure contreventée par des voiles en B.A

V.5.7. Estimation de la période fondamentale de la structure :

T : période fondamentale de la structure est donné par la formule suivante :

$$T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \quad (*)$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n). **h_N**=33.80 m

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\begin{cases} C_{TX} = 0.050 \\ C_{TY} = 0.050 \end{cases}$$

Dans les cas n° 4 on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = \frac{0.09hN}{\sqrt{D}} \quad (**)$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (*) et (**)

$$T = C_{tx} \times h_n^{3/4} = 0.050 \times 33.80^{3/4} = 0.70 \text{ s}$$

$$\Rightarrow L_X = 24, 50 \text{ m} \Rightarrow T = 0.09 \times 33.80 / \sqrt{24.50} \quad T_X = 0.615 \text{ S.}$$

$$\Rightarrow L_Y = 24.60 \text{ m} \Rightarrow T = 0.09 \times 33.80 / \sqrt{24.60} \quad T_Y = 0.615 \text{ S.}$$

$$T_x = \min(T, T_x) = 0.615 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T, T_y) = 0.615 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.615 = 0.80 \text{ s}$$

V.5.8. Nombre de modes à considérer : (RPA992003/4.3.4) :

Pour les structures représentées par modèle plans dans 2 directions orthogonales , le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 02 directions d'excitation doit être tel que la somme des masse modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum des modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

⇒ Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

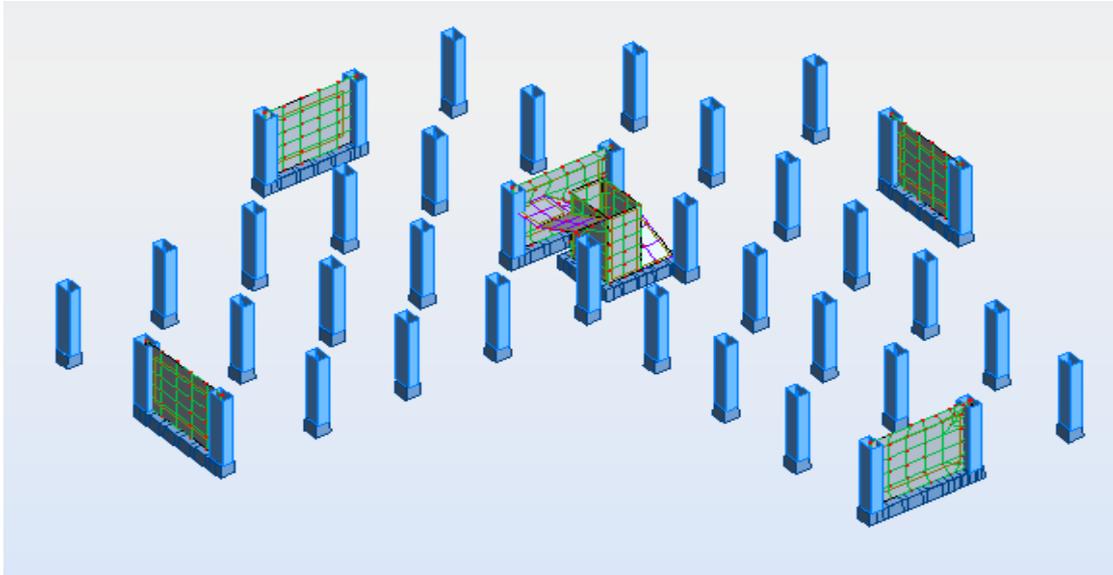
$$K \geq 3 \sqrt{N}$$

Avec : N: nombre de niveaux au dessus du sol (N=10 niveaux)

$$K \geq 3 \sqrt{10} \Rightarrow K \geq 9.48 \text{ modes en prend le nombre de mode } 10 \text{ modes et } T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

V.6.Disposition des voiles de contreventement :

a. Première disposition



C'est la disposition proposée par l'encadreur

Fig.V.7 : 1^{ère} disposition des voiles

Cas/mode	Période (sec)	Masses cumulées UX%	Masses cumulées UY%	Masses Modales UX%	Masses Modales UY %
1	1.14	4.49	67.32	4.49	68.45
2	1.12	70.40	71.85	68.39	4.45
3	0.90	71.02	71.92	0.54	0.45
4	0.32	71.14	86.31	1.62	18.40
5	0.31	86.31	86.42	19.56	1.67
6	0.22	86.31	86.47	0.15	4.62
7	0.17	86.34	91.63	2.88	0.14
8	0.15	92.08	91.67	0.58	0.15
9	0.12	92.08	91.67	4.85	0.01
10	0.12	92.09	94.24	0.01	2.35

Tableau V.3 : Tableau récapitulative pour la vérification de la somme des masses modales

Commentaire :

Le tableau suivant montre le premier mode de vibration obtenu avec une telle disposition. On voit bien qu'il y a une torsion dans ce premier mode. C'est pour cette raison que nous avons eu recours à une autre disposition.

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est supérieur a celle calcule par les formule empirique du RPA 99 majeure de 30 % [1]

b. Deuxième disposition

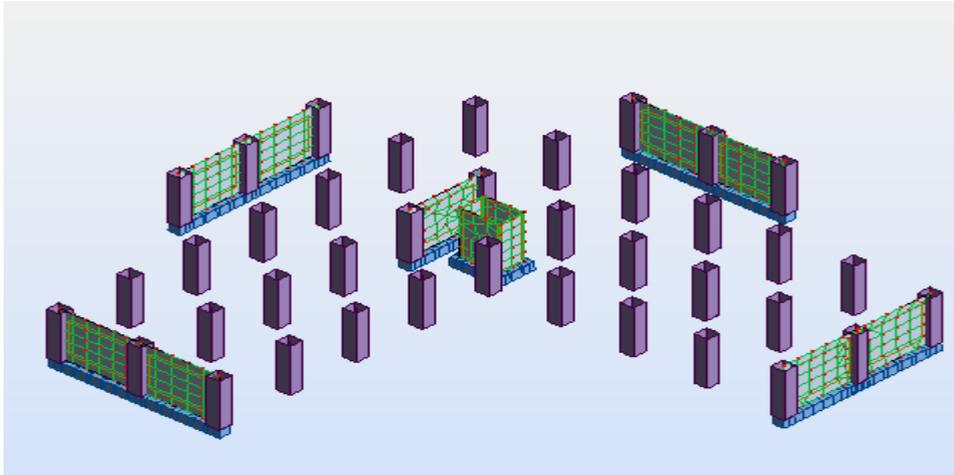


Fig.V.8 : 2^{ème} disposition des voiles

Cas/mode	Période (sec)	Masses cumulées UX%	Masses cumulées UY%	Masses Modales UX%	Masses Modales UY %
1	0.89	0.48	68.45	0.48	68.45
2	0.85	68.87	68.90	68.39	0.45
3	0.56	68.98	69.12	0.11	0.23
4	0.25	70.39	84.52	1.42	15.40
5	0.23	85.96	86.19	15.56	1.67
6	0.15	86.03	90.42	0.08	4.22
7	0.13	88.63	90.46	2.60	0.04
8	0.13	89.20	90.57	0.57	0.11
9	0.13	90.76	90.57	4.56	0.00
10	0.11	90.76	92.87	0.00	2.30

Tableau V.4 : Tableau récapitulative pour la vérification de la somme des masses modales

commentaire :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% [1].le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On a : La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ($U_x = 68.87$) .Ce qui donne un mode de translation selon cette direction. La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y $U_y=68.45$

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est supérieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99 majorée de 30 % [1]

c. Troisième disposition

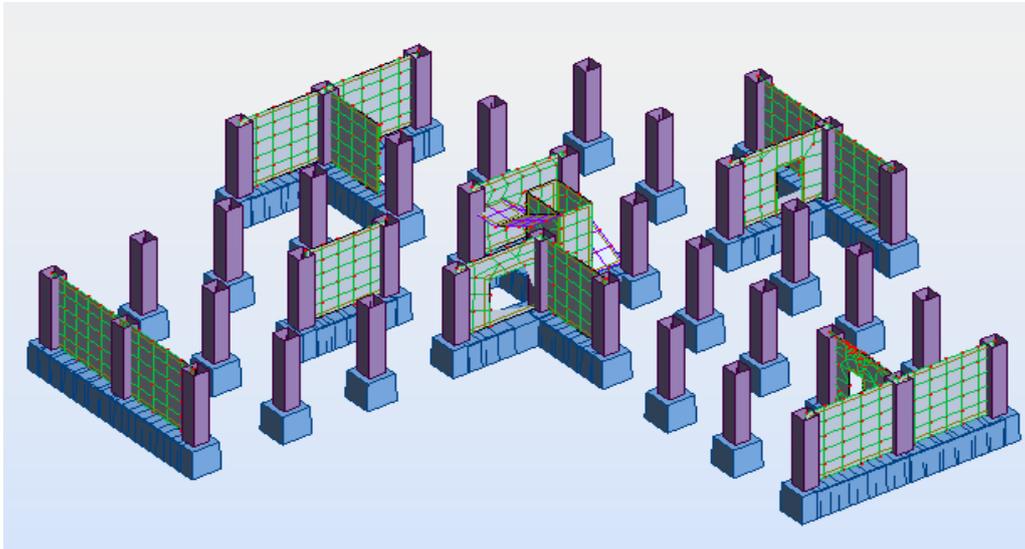


Fig.V.9 : 3^{ème} disposition des voiles

Dans la troisième position ont augmenté le nombre des voiles de contreventement suivant deux sens (xx) et (yy)

Cas/mode	Période (sec)	Masses cumulées UX%	Masses cumulées UY%	Masses Modales UX%	Masses Modales UY %
1	0.79	2.87	65.81	2.87	65.81
2	0.77	68.93	68.63	66.07	2.83
3	0.59	68.95	68.79	0.01	0.16
4	0.21	70.82	84.11	1.87	15.32
5	0.20	86.23	86.23	15.41	2.12
6	0.14	86.29	86.30	0.06	0.07
7	0.14	86.31	86.34	0.02	0.04
8	0.11	86.31	91.08	0.00	4.73
9	0.11	91.17	91.08	4.87	0.00
10	0.10	91.67	91.52	0.49	0.44

Tableau V.5 : Tableau récapitulative pour la vérification de la somme des masses modales

commentaire :

Le taux de participation massique doit être supérieur à 90% et la participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ($U_y = 65.81$). Ce qui donne un mode de translation selon cette direction. La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y $U_x=66.07$

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA 99 majorée de 30 % [1]

V.6. Justification du système de contreventement « détermination du R » :

Selon les définitions données par le RPA99/V2003[1], pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient de comportement R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous:

Sous charge vertical N et Horizontal Tx et Ty

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques}$$

Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Site 01 : sol rocheux

Etage	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal	Effort tranchant		Effort normal
	T_x	T_y	N	T_x	T_y	N
1	2435,07	2226,21	- 15 586,83	3289,92	3368,92	- 7 234,44
2	1329,24	1089,76	- 13 939,58	4331,95	4442,95	- 6 417,14
3	1449,55	1196,18	- 12 549,24	4059,57	4186,01	- 5 760,85
4	1553,34	1279,27	- 11 162,99	3724,99	3874,90	- 5 145,89
5	1599,30	1319,55	- 9 783,24	3367,95	3528,85	- 4 524,44
6	1595,61	1322,18	- 8 411,60	2981,69	3145,61	- 3 894,87
7	1547,27	1289,19	- 7 047,58	2557,41	2719,49	- 3 257,69
8	1457,16	1221,36	- 5 690,36	2083,14	2240,30	- 2 613,70
9	1328,73	1119,56	- 4 338,88	1541,13	1690,75	- 1 963,98
10	1169,84	984,73	- 2 990,46	900,04	1046,02	- 1 311,20
11	1092,73	1009,23	- 1 616,29	14,80	81,55	- 686,58
%	Hor p 40%	Hor p 60%	Ver P 35%	Hor V 65%	Hor V 69%	Ver V 31%

Tableau V.6 : pourcentage des charges S1

Site 04 sol très meuble

Etage	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal	Effort tranchant		Effort normal
	T_X	T_Y	N	T_X	T_Y	N
1	1 040,71	954,60	- 15 586,83	1 433,02	1 471,58	- 7 234,44
2	551,21	455,05	- 13 939,58	1 863,54	1 913,32	- 6 417,14
3	589,55	488,03	- 12 549,24	1 710,45	1 765,97	- 5 760,85
4	625,03	515,60	- 11 162,99	1 536,63	1 599,78	- 5 145,89
5	639,68	528,06	- 9 783,24	1 364,83	1 430,18	- 4 524,44
6	639,01	529,70	- 8 411,60	1 199,06	1 264,69	- 3 894,87
7	623,62	519,87	- 7 047,58	1 038,27	1 103,93	- 3 257,69
8	593,41	497,84	- 5 690,36	873,19	939,13	- 2 613,70
9	547,53	461,65	- 4 338,88	688,15	752,32	- 1 963,98
10	486,10	409,27	- 2 990,46	453,58	516,22	- 1 311,20
11	449,99	416,31	- 1 616,29	83,62	112,99	- 686,58
%	Hor p 47%	Hor p 41%	Ver P 75%	Hor V 63%	Hor V 68%	Ver V 34%

Tableau V.7 : pourcentage des charges S4

Commentaire :

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement $R = 3.5$

Alors le coefficient de comportement $R = 3.5$ pour les deux sites « site 04 terrain très meuble et site 01 terrain rocheux »

V.7. Résultantes des forces sismiques de calcul : [1]

Parmi l'une des 1^{ère} vérifications préconisées par le **RPA99** celle relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$$r = \frac{0.80V}{V_t}$$

➤ Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

Soit : $V = \frac{ADQ}{R} \cdot W$ [1]

➤ Poids total de la structure (W) :

$$W = \sum W_i^{etage} \text{ tel que : } W_i^{etage} = W_{G_i} + \beta \cdot W_{Q_i}$$

Avec :

- W_i^{etage} : Le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.
- W_{G_i} : Poids dû aux charges permanentes (Plancher i).
- W_{Q_i} : Surcharge d'exploitation (Plancher i).

β : Coefficient donné par le tableau **4-5-RPA99**

Pour les locaux d'habitation $\beta = 20\%$

Pour les locaux commerciaux $\beta = 50\%$

Méthode de calcul :

G : Charge permanente en (t/m²).

Q : Charge d'exploitation en (t/m²).

S : La surface en (m²).

P : Périmètre.

➤ Plancher terrasse (W1) :

Plancher :	$G \times S$
Poutre principale :	$S_{PP} \times 25 \times n \times L_{pp}$
Chaînage :	$S_{CH} \times 25 \times n \times L_{CH}$
½ Murs de façade :	$\frac{1}{2} h \text{ murs façade} \times 25 \times e \times l$
½ Poteau:	$\frac{1}{2} S_{Pot} \times 25 \times n \times h_{pot}$
Acrotère:	$h_{acr} \times 2,20 \times P_{\text{èr}}$
Balcon	$S_B \times 25 \times n \times e$
½ Murs de voiles :	$\frac{1}{2} h \text{ murs voiles} \times 2,20 \times P_{\text{èr}}$
Charge d'exploitation :	$\beta \times Q \times S$

Poids total de la structure (W) = 31123.00 kn

- $A = 0,10$ (groupe 2B, zone I).
- $Q = 1,20$.
- $R = 3.50$.
- $D = ?$ C'est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

$$D \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3.0S \end{cases}$$

$T_X = 0.615 S.$

$T_Y = 0.615 S.$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

η : facteur de correction d'amortissement (formule 4.3 de RPA2003)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7$$

Où ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2).

Portique en béton armé, remplissage Dense $\Rightarrow \xi = 7\%$ (pour portique auto stables).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots CV$$

Voile ou mur en béton armé $\Rightarrow \xi = 10\%$ (pour étude en voile)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0.76 \geq 0.7 \dots \dots \dots CV$$

Sol rocheux (S1) $\Rightarrow T_2 = 0.30s$

Sol très meuble (S4) $\Rightarrow T_2 = 0.70s$

Site 01 : $T_2 = 0.3s \leq T = 0.615 \leq 3s$

Site 04 : $T_2 = 0.7s \geq T = 0.615 \geq 0$

Site 01 (sol rocheux)

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \\ D_y = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \end{cases} \quad \begin{cases} D_x = 2.5 \cdot 0.88 \cdot (0.3/0.615)^{2/3} \\ D_y = 2.5 \cdot 0.88 \cdot (0.3/0.61)^{2/3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 1.36 \\ D_y = 1.36 \end{cases}$$

Site 04 (sol très meuble)

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \cdot \eta \\ D_y = 2.5 \cdot \eta \end{cases} \quad \begin{cases} D_x = 2.5 \cdot 0.88 \\ D_y = 2.5 \cdot 0.88 \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.20 \\ D_y = 2.2 \end{cases}$$

site 01 : sol rocheux

$$V_x = \frac{(0.10)(1.36)(1.2)}{(3.5)} (31123) = 1855.22 \text{ KN} \rightarrow 0.8V_x = 1911 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{(0.10)(1.36)(1.2)}{(3.5)} (31123) = 1855.22 \text{ KN} \rightarrow 0.8V_y = 1911 \text{ KN}$$

Commentaire :

d'après le fichier des résultats Autodesk Robot 2014 on a :

$$F_1 = V_t^x = 3513.12 \text{ KN} , F_2 = V_t^y = 3446.18 \text{ KN}$$

Ce qui donne : $V_t^x > 0.8V_x$ et $V_t^y > 0.8V_y$ **Condition vérifiée**

site 04 : sol très meuble

$$V_x = \frac{(0.10)(2.20)(1.2)}{(3.5)} (31123) = 3022.85 \text{ KN} \rightarrow 0.8V_x = 2969.30 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{(0.10)(2.20)(1.2)}{(3.5)} (31123) = 3022.85 \text{ KN} \rightarrow 0.8V_y = 2969.30 \text{ KN}$$

Commentaire :

Or d'après le fichier des résultats Autodesk Robot 2014 on a :

$$F_1 = V_t^x = 5724.15 \text{ KN} , F_2 = V_t^y = 5624.24 \text{ KN}$$

Ce qui donne : $V_t^x > 0.8V_x$ et $V_t^y > 0.8V_y$ **condition vérifiée**

Disposition des voiles :

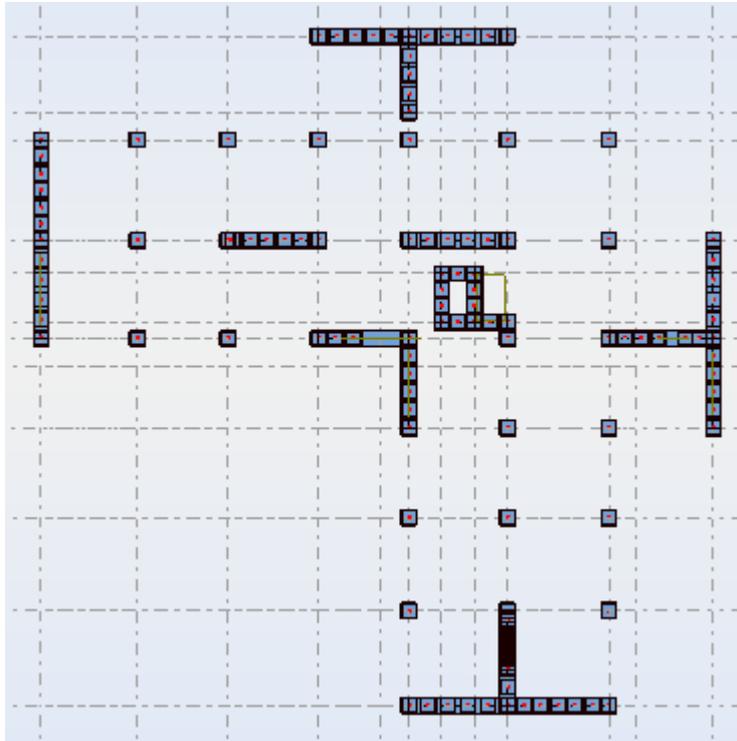


Fig V.10 : disposition des voiles

V.8.Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale

a) Mode de vibrations et taux de participation des masses : [1]

Après l’analyse automatique par le logiciel ROBOT BAT on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau

Cas n° 1 site °01 : sol Rocheux

Cas/mode	Période (sec)	Masses cumulées UX%	Masses cumulées UY%	Masses Modales UX%	Masses Modales UY %
1	0.79	2.87	65.81	2.87	65.81
2	0.77	68.93	68.63	66.07	2.83
3	0.59	68.95	68.79	0.01	0.16
4	0.21	70.82	84.11	1.87	15.32
5	0.20	86.23	86.23	15.41	2.12
6	0.14	86.29	86.30	0.06	0.07
7	0.14	86.31	86.34	0.02	0.04
8	0.11	86.31	91.08	0.00	4.73
9	0.11	91.17	91.08	4.87	0.00
10	0.10	91.67	91.52	0.49	0.44

Tableau V.8 : Tableau récapitulative pour la vérification de la somme des masses modales

Commentaire :

la condition de la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure et c' est vérifié pour cette variante[1]

Cas n° 2 site °04 : sol très meuble

Cas/mode	Période (sec)	Masses cumulées UX%	Masses cumulées UY%	Masses Modales UX%	Masses Modales UY %
1	0.79	2.87	65.81	2.87	65.81
2	0.77	68.93	68.63	66.07	2.83
3	0.59	68.95	68.79	0.01	0.16
4	0.21	70.82	84.11	1.87	15.32
5	0.20	86.23	86.23	15.41	2.12
6	0.14	86.29	86.30	0.06	0.07
7	0.14	86.31	86.34	0.02	0.04
8	0.11	86.31	91.08	0.00	4.73
9	0.11	91.17	91.08	4.87	0.00
10	0.10	91.67	91.52	0.49	0.44

Tableau V.9 : Tableau récapitulative pour la vérification de la somme des masses modales

Commentaire :

la condition de la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure et c' est vérifié pour cette variante. [1]

conclusion :

D'après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ROBOT BAT ($T_{dyn} = 0.80$ sec)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0,615$ sec)

La période fondamentale $T_{dyn} = 0,79$ sec

La période donnée par ROBOT BAT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule

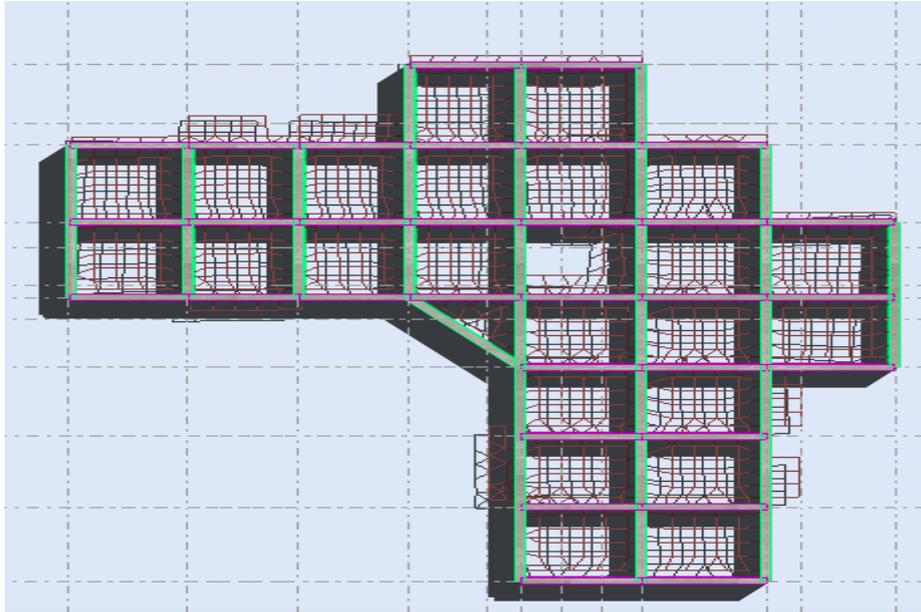
$T_{empirique}$ de plus de 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$T_{dyn} = 0,79$ sec $< 1.3 (0,615) = 0,80$ secCV

Ce résultat sont confirmé pour les deux sites (roche et très meuble)

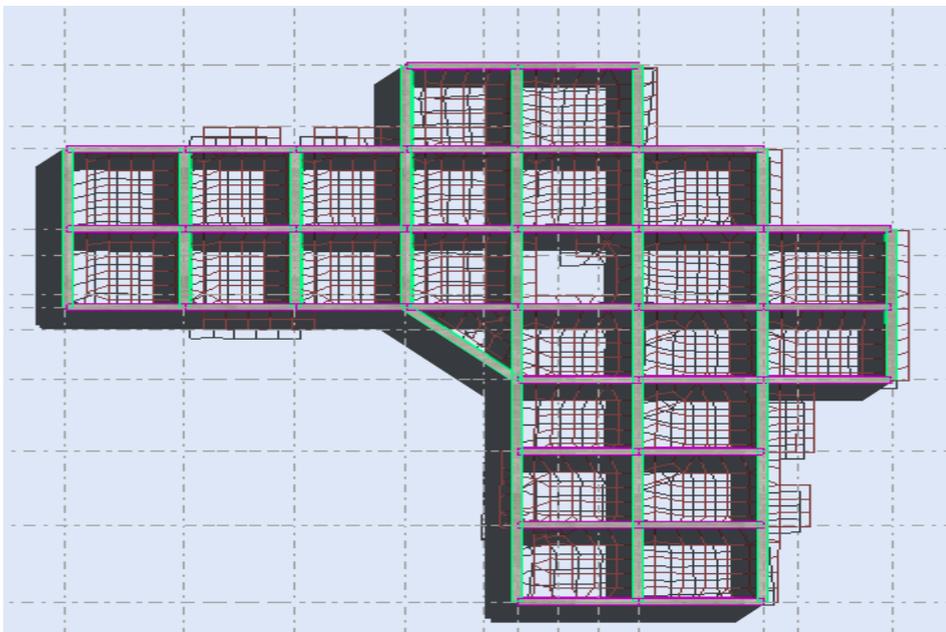
b) Modes de vibrations obtenus

1^{er} mode : Le 1er mode de notre structure est une translation suivant l'axe **XX'** de période $T_1 = 0.79$ sec et un coefficient de participation modale égale à 68.93 %



✓ **Le premier mode:**

2ème mode : Le 2ème mode est une translation suivant l'axe **YY'** de période $T_2 = 0.77$ sec et un coefficient de participation modale égale à 66.07 %



✓ **Le deuxième mode :**

3ème mode : La 3ème mode est une torsion de période $T_3 = 0.59$ sec et un coefficient de participation modale égale à 0,01 % selon (x-x) et 0,16 % selon le sens (y-y).



✓ Le troisième mode :

Conclusion :

Le 1er et le 2ème mode sont des translations suivant les axes (XX') et (YY')

Successivement. Le 3ème mode c'est un mode de torsion.

Le nombre de modes à considérer est de 10 modes (participation modale des neuf modes est de 91.00 %. Supérieur à 90%)

Ce résultat sont confirmé pour les deux sites (roche et très meuble)

V.8.1 calcul de vérification de déplacement : [1]

D'après le RPA 99 version 2003 [art.4.4.3], les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \times \Delta_k < 0.01h_e$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \Delta_K: \text{ Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "K - 1" .} \\ R: \text{ Coefficient de comportement } = 5. \\ h_e: \text{ Hauteur de l'étage.} \end{cases}$$

$$\text{Et: } \Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Ou :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau K d'après les résultats par Robot 2014.

Remarque : La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur les tableaux suivants:

Etages	δ_{ex}	δ_{ey}	$R \delta_{ex}$	$R \delta_{ey}$	Δ_{ex}	Δ_{ey}	h_i	$0.01 h_i$	OBS	OBS
Etage 10	3.738	3.906	13.083	13.671	0.341	0.359	306	3.06	√	√
Etage 09	3.397	3.547	11.889	12.414	0.375	0.396	306	3.06	√	√
Etage 08	3.022	3.151	10.577	11.028	0.396	0.415	306	3.06	√	√
Etage 07	2.626	2.736	9.191	9.576	0.407	0.427	306	3.06	√	√
Etage 06	2.219	2.309	7.766	8.081	0.411	0.428	306	3.06	√	√
Etage 05	1.808	1.881	6.328	6.583	0.475	0.419	306	3.06	√	√
Etage 04	1.405	1.462	4.917	5.117	0.384	0.400	306	3.06	√	√
Etage 03	1.021	1.062	3.573	3.717	0.352	0.365	306	3.06	√	√
Etage 02	0.669	0.697	2.341	2.4395	0.304	0.318	306	3.06	√	√
Etage 01	0.365	0.379	1.277	1.326	0.239	0.249	306	3.06	√	√
RDC	0.126	0.130	0.441	0.455	0.126	0.130	320	3.20	√	√

Tableau V.10: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement inter étages. Site 01

Etages	δ_{ex}	δ_{ey}	$R \delta_{ex}$	$R \delta_{ey}$	Δ_{ex}	Δ_{ey}	h_i	$0.01 h_i$	OBS	OBS
Etage 10	6.569	6.864	22.991	24.024	0.595	0.628	306	3.06	√	√
Etage 09	5.974	6.236	20.909	21.826	0.659	0.694	306	3.06	√	√
Etage 08	5.315	5.542	18.602	19.397	0.696	0.731	306	3.06	√	√
Etage 07	4.619	4.811	16.166	16.838	0.721	0.754	306	3.06	√	√
Etage 06	3.898	4.057	13.643	14.199	0.728	0.760	306	3.06	√	√
Etage 05	3.170	3.297	11.095	11.539	0.716	0.746	306	3.06	√	√
Etage 04	2.454	2.551	8.589	8.928	0.682	0.709	306	3.06	√	√
Etage 03	1.772	1.842	6.202	6.447	0.621	0.645	306	3.06	√	√
Etage 02	1.151	1.197	4.028	4.189	0.531	0.554	306	3.06	√	√
Etage 01	0.620	0.643	2.170	2.250	0.410	0.427	306	3.06	√	√
RDC	0.210	0.216	0.735	0.756	0.210	0.216	320	3.20	√	√

Tableau V.11 : : Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement inter étages. site 04

Commentaire :

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, Alors la condition de l'art 5.10 du (RPA99 v 2003) est vérifiée. Le déplacement ne dépasse pas 1% d'hauteur d'étage (déplacement admissible) dans les deux sens.(pour les deux cas)

Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$X_m = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i}$$

Les résultats du centre de masse donné par le robot des différents niveaux sont regroupés dans les tableaux suivants : (pour les deux site car ils sont les mêmes caractéristiques)

Etages	Position de centre de masse	
	X _G (m)	Y _G (m)
RDC	13.74	13.85
01	13.74	13.85
02	13.74	13.85
03	13.74	13.85
04	13.74	13.85
05	13.74	13.85
06	13.74	13.85
07	13.74	13.85
08	13.74	13.85
09	13.74	13.85
10	13.74	13.85

Tableau V.12: Position du centre de masse.

V.8.2. L'effort normal réduit : (Art 7.4.3.1RPA99 V2003) [1]

❖ Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensembles dues au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{BC \times Fc28} \leq 0,3 \quad [1]$$

❖ Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

$$\text{MAX} \begin{cases} G + Q + E \\ G + Q + 1.2E. \\ 0.8G + E. \end{cases}$$

❖ Bc : est l'air (section brute) du poteau.

❖ Fc28 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (Fc28 =2,5KN/cm²).

❖ Pour les dimensions des poteaux choisissent dans le chapitre II, cette condition n'est pas vérifier donc nous avons augmenté les sections des poteaux.

Section	Nacc(KN)	(a×b) cm ²	$\frac{Nacc}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$
60×60	1939.05	3600	0.021
55×55	1360.73	3025	0.017
50×50	824.72	2500	0.013
45×45	312.69	2025	0.006

Tableau V.13 : Vérification de l'effort normal réduit au niveau des poteaux carrés **site 01**

Section	Nacc(KN)	(a×b) cm ²	$\frac{Nacc}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$
60×60	1939.05	3600	0.021
55×55	1360.73	3025	0.017
50×50	824.72	2500	0.013
45×45	312.69	2025	0.006

Tableau V.14 : Vérification de l'effort normal réduit au niveau des poteaux carrés. **site 04**

Commentaire :

Après ces résultats obtenus l'effort réduit au niveau des poteaux carrés (pour les deux cas) est vérifié .

V.8.3. Vérification de l'effet de p-Delta : [1]

a) Définition de l'effet P-Delta:

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Δ).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- ✓ La valeur de la force axiale appliquée.
- ✓ La rigidité ou la souplesse de la structure.
- ✓ La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

a) **types d'effet P-Delta.**

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

1 /Le **grand effet P- Δ** : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble. La figure illustre ce dernier

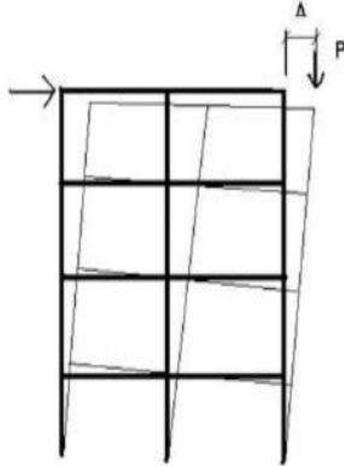


Figure VI.11 : Grand effet de p-DELTA.

2 /Le **petit effet P- δ** : Au niveau des éléments. La figure schématise cet effet :

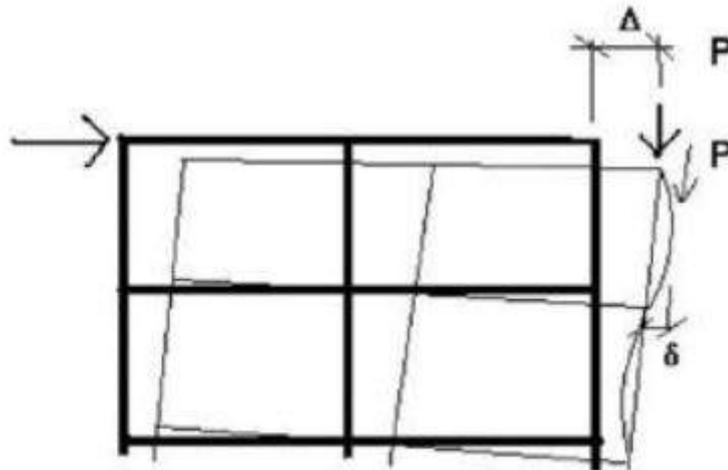


Figure VI.12 : Le petit effet de P-delta.

c) **L'effet P-Delta dans le règlement parasismique Algérien (RPA99) :** [1]

Le RPA99/version 2003 préconise que les effets de 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.100 \quad [1]$$

Si : $\theta_k < 0,10$, les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si : $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur

égale à : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

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'

Cas N° 1 : Site 01

Eta ge	H(m)	p_k (KN)	V_{kx} (KN)	ΔK_x	Θ_x	OBS	V_{ky} (KN)	ΔK_y	Θ_y	OBS
10	3.06	2829.29	2473,73	0.00126		cv	2426,18	0,0064	0,00741323	cv
					0,01136051					
09	3.06	2829.29	2414,75	0.00239		cv	2368,36	0,0056	0,00633507	cv
					0,01020767					
08	3.06	2829.29	2161,66	0.00304		cv	2254,00	0,0055	0,00649647	cv
					0,01120786					
07	3.06	2829.29	2300,00	0.00352		cv	2115,38	0,0055	0,00692218	cv
					0,01053373					
06	3.06	2829.29	2004,51	0.00384		cv	1958,24	0,0055	0,00747766	cv
					0,01208654					
05	3.06	2829.29	1838,07	0.00403		cv	1794,39	0,0055	0,00816046	cv
					0,01318099					
04	3.06	2829.29	1661,89	0.00410		cv	1623,79	0,0055	0,00901782	cv
					0,01457834					
03	3.06	2829.29	1466,61	0.00407		cv	1436,97	0,0055	0,01019023	cv
					0,01651945					
02	3.06	2829.29	1235,68	0.00396		cv	1213,97	0,0055	0,01206212	cv
					0,01960669					
01	3.06	2829.29	939,68	0.00376		cv	925,49	0,0055	0,01582194	cv
					0,02578281					
RD C	3.20	2830.52	533,61	0.00340		cv	529,2	0,0055	0,02645959	cv
					0,04346159					

Tableau V.15 : Vérification de l'effet de P-delta. site 01

Cas N° 2 : site 04

Etage	H(m)	p_k (KN)	V_{kx} (KN)	ΔK_x	Θ_x	OBS	V_{ky} (KN)	ΔK_y	Θ_y	OBS
10	3.06	2829.29	2473,73	0,00126	0,00049442	cv	2426,18	0,0013 0	0,00052012	cv
09	3.06	2829.29	2414,75	0,00239	0,00096074	cv	2368,36	0,0025 0	0,00102465	cv
08	3.06	2829.29	2300,00	0,00304	0,001283	cv	2254,00	0,0031 7	0,00136517	cv
07	3.06	2829.29	2161,66	0,00352	0,00158066	cv	2115,38	0,0036 6	0,00167948	cv
06	3.06	2829.29	2004,51	0,00384	0,00185954	cv	1958,24	0,0039 9	0,00197783	cv
05	3.06	2829.29	1838,07	0,00403	0,00212826	cv	1794,39	0,0041 9	0,00226662	cv
04	3.06	2829.29	1661,89	0,00410	0,00239477	cv	1623,79	0,0042 8	0,00255856	cv
03	3.06	2829.29	1466,61	0,00407	0,00269378	cv	1436,97	0,0042 6	0,00287769	cv
02	3.06	2829.29	1235,68	0,00396	0,00311079	cv	1213,97	0,0041 5	0,00331835	cv
01	3.06	2829.29	939,68	0,00376	0,00388409	cv	925,49	0,0039 6	0,00415341	cv
RDC	3.20	2830.52	533,61	0,00340	0,00587046	cv	529,29	0,0036 0	0,00626652	cv

Tableau V.16 : Vérification de l'effet de P-delta.site 04

commentaire :

D'après les deux cas précédents on peut dire que les effets de 2em ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans notre cas, car les coefficient ΔK sont inférieurs à 0,10 ; donc la condition de le RPA99/version 2003 satisfaite à tous les niveaux.

V.8.4 Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

$$\frac{\sum M_s}{M_r} \geq 1.5$$

- **CENTRE DE GRAVITE:**

Les résultats obtenus indiquent que la position du centre de gravité de la structure est :

$$- \quad \mathbf{X}_G = \mathbf{m} \quad \mathbf{Y}_G = \mathbf{m}$$

- **Moment renversant M_R suivant x et y**

$$- \quad \sum M_R = F_1 \times h_i + h_{i+1} \times F_2 + \dots \dots \dots h_{i+n} \times F_n$$

- **Moment stabilisant M_{ST} suivant x et y**

$$- \quad M_{stx} = W_k \cdot \mathbf{X}_G$$

$$- \quad M_{sty} = W_k \cdot \mathbf{Y}_G$$

$$\sum (W_k \cdot b_i) \geq F_k \cdot h_k$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} W_k : \text{Le poids calculé à chaque niveau (k)} = W_{k(G)} + 0.2W_{k(Q)}. \\ \quad \quad \quad W_{k(G)} : \text{Poids dû aux charges permanentes.} \\ \quad \quad \quad W_{k(Q)} : \text{Poids dû aux charges d'exploitation.} \end{cases}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} b_i : \text{Centre de gravité de la structure.} \\ F_k : \text{La somme des forces sismiques à chaque étage k.} \\ h_k : \text{La hauteur de l'étage k.} \end{cases}$$

Site 01 terrain rocheux

✓ SENS X-X :

Niveau	$F_k(t)$	$h_k(m)$	$F_k \times h_k$	$W_k(kn)$	$b_i(m)$	$W_k \times b_i$
1	2129,15	3.20	6515,20	2829.29	13.74	38879
2	2081,62	6.26	12 739,51	2829.29	13.74	38879
3	1980,02	9.32	18 176,58	2829.29	13.74	38879
4	1853,98	12.38	22 692,72	2829.29	13.74	38879
5	1715,17	15.44	26 242,10	2829.29	13.74	38879
6	1569,25	18.50	28 811,43	2829.29	13.74	38879
7	1422,27	21.56	30 465,02	2829.29	13.74	38879
8	1260,36	24.62	30 853,61	2829.29	13.74	38879
9	1062,28	27.68	29 255,19	2829.29	13.74	38879
10	806,43	30.74	24 676,76	2829.29	13.74	38879
11	452,78	33.80	15 240,57	2830.52	13.74	38891
$\Sigma = 245\ 668,70$				$\Sigma = 427\ 679,759$		

Tableau V-17 : Vérification au renversement dans le sens X-X.

$\Rightarrow \frac{\Sigma M_s}{M_r} = 1.74 \geq 1.5$ Donc la condition au renversement suivant X-X est vérifiée.

✓ SENS Y-Y :

Niveau	$F_k(t)$	$h_k(m)$	$F_k \times h_k$	$W_k(kn)$	$b_i(m)$	$W_k \times b_i$
1	2071.81	3.20	3.20	2829.29	3.20	39190
2	2028.04	6.26	6.26	2829.29	6.26	39190
3	1928.59	9.32	9.32	2829.29	9.32	39190
4	1800.86	12.38	12.38	2829.29	12.38	39190
5	1660.86	15.44	15.44	2829.29	15.44	39190
6	1517.97	18.50	18.50	2829.29	18.50	39190
7	1379.18	21.56	21.56	2829.29	21.56	39190
8	1227.15	24.62	24.62	2829.29	24.62	39190
9	1034.62	27.68	28493,43	2829.29	13.85	39190
10	781.16	30.74	23903,50	2829.29	13.85	39190
11	436.45	33.80	14690,91	2830.52	13.85	39202
$\Sigma = 238\ 449,15$				$\Sigma = 431\ 103,687$		

Tableau V-18 : Vérification au renversement dans le sens Y-Y.

$\Rightarrow \frac{\Sigma M_s}{Mr} = 1.80 \geq 1.5$ Donc la condition au renversement suivant Y-Y est vérifiée.

Vérification:

Sens	Centre de gravité (m)	Poids (KN)	Ms	MR	Ms/MR	vérification
<u>Sens X</u>	13.75	2829.29	427 79,759	245 668,70	1.74	<u>vérifié</u>
<u>Sens Y</u>	13.85	2829.29	431 03,687	238 449,15	1.80	<u>vérifié</u>

Commentaire:

Après ces résultats obtenus La stabilité au renversement est vérifiée pour le site 01 (rocheux)

Site 04 : Terrain très meuble

✓ **SENS X-X :**

Niveau	$F_k(t)$	$h_k(m)$	$F_k \times h_k$	$W_k(kn)$	$b_i(m)$	$W_k \times b_i$	
1	3451,07	3.20	3.20	3.20	3.20	39190	
2	3410,2	6.26	6.26	6.26	6.26	39190	
3	3312,76	9.32	9.32	9.32	9.32	39190	
4	3168,88	12.38	12.38	12.38	12.38	39190	
5	2979,1	15.44	15.44	15.44	15.44	39190	
6	2742,1	18.50	18.50	18.50	18.50	39190	
7	2458,71	21.56	21.56	21.56	21.56	39190	
8	2120,59	24.62	24.62	24.62	24.62	39190	
9	1716,82	27.68	28493,43	2829.29	13.85	39190	
10	1236,7	30.74	23903,50	2829.29	13.85	39190	
11	657,1	33.80	22 117,99	2830.52	13.74	38891	
$\Sigma =$				408 373,95	$\Sigma =$		427679,759

Tableau V-19 : Vérification au renversement dans le sens X-X.

$\Rightarrow \frac{\Sigma M_s}{Mr} = 1.04 \neq \geq 1.5$ Donc la condition au renversement suivant X-X **non vérifiée**.

✓ SENS Y-Y :

Niveau	$F_k(t)$	$h_k(m)$	$F_k \times h_k$	$W_k(kn)$	$b_i(m)$	$W_k \times b_i$
1	3352,06	3.20	10257,30	2829.29	13.85	39190
2	3313,74	6.26	20280,09	2829.29	13.85	39190
3	3218,02	9.32	29541,42	2829.29	13.85	39190
4	3074,32	12.38	37629,68	2829.29	13.85	39190
5	2886,41	15.44	44162,07	2829.29	13.85	39190
6	2655,44	18.50	48753,88	2829.29	13.85	39190
7	2382,66	21.56	51036,58	2829.29	13.85	39190
8	2057,76	24.62	50373,96	2829.29	13.85	39190
9	1666,06	27.68	45883,29	2829.29	13.85	39190
10	1197,22	30.74	36634,93	2829.29	13.85	39190
11	634,41	33.80	21354,24	2830.52	13.85	39202
$\Sigma = 395\ 907,45$				$\Sigma = 431\ 103,687$		

Tableau V-21 : Vérification au renversement dans le sens Y-Y.

$\Rightarrow \frac{\Sigma M_s}{Mr} = 1.08 \neq 1.5$ Donc la condition au renversement suivant Y-Y est non vérifiée.

Sens	Centre de gravité (m)	Poids (KN)	Ms	MR	Ms/MR	vérification
<u>Sens X</u>	13.75	2829.29	427679,759	408 373,95	1.04	<u>Non vérifié</u>
<u>Sens Y</u>	13.85	2829.29	431 103,687	395 907,45	1.08	<u>Non vérifié</u>

Commentaire :

Après ces résultats obtenus La stabilité au renversement n'est vérifiée pas pour le sol 4 (lâche)

VI.9.5. pré dimensionnement des noeuds (rotule plastique) [1]

Après un pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux des portiques selon les critères de résistance et les conditions de RPA99/2003 et après un calcul de leurs ferrailages d'autre part, nous avons constaté que l'article 7.6.2 du RPA99 / version 2003 relatif au dimensionnement d'un nœud poutre – poteau vis-à-vis du moment fléchissant , article qui se traduit par les relations (2.4) et (2.5) suivantes, n'était pas satisfait. Ce critère conditionne la formation de rotules plastiques plutôt dans les poutres que dans les poteaux, concept poteaux forts – poutres faibles

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

La **figure VI.13** illustre les différents moments résistants définis dans les relations (2.4) et (2.5)

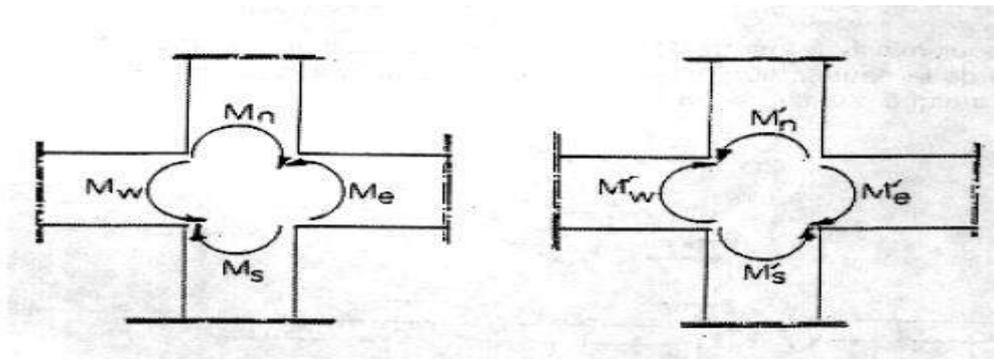


Figure VI.13: les différents moments résistants [1]

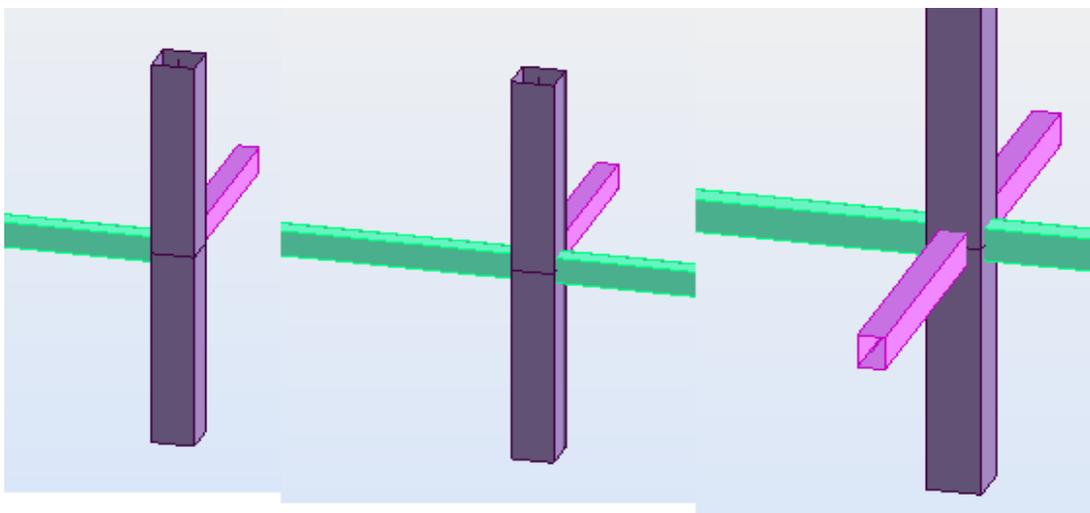


Figure VI.14 : (a) joint de rive (b) joint intermédiaire (c) joint de central

Les vérifications représentées dans ce tableau :

élément	largeur b	hauteur h	inertie= $b \times h^3 / 12$	$\frac{\frac{bh^3}{12}}{h_{pot}=2.66} \div \frac{\frac{bh^3}{12}}{h_{pout}=3.40} \geq 1.25$	Obs
poteaux	45	45	341 718
poutres principales	30	40	160 000	2,73	ok
poutres secondaires	30	40	160 000	2,73	ok
poteaux	50	50	528 833	
poutres principales	30	40	160 000	4,22	ok
poutres secondaires	30	40	160 000	4,22	ok
poteaux	55	55	762 552	
poutres principales	30	40	160 000	6,09	ok
poutres secondaires	30	40	160 000	6,09	ok
poteaux	60	60	1 080 000	
poutres principales	30	40	160 000	8,63	ok
poutres secondaires	30	40	160 000	8,63	ok

Tableau V.22 : vérification des rotules plastiques

V.8.6.Composante verticale d'action sismique [1]

Dans le RPA99, 2003, on trouve une seule recommandation relative au mouvement sismique vertical, énoncée comme suit : Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de **1,50** m de long et ceci, en zone **sismique III**. Où il faut appliquer une force ascendante nette : $F_r = 0,5 A W_p$ [1]

Avec : W_p : Poids propre de l'élément en porte à faux.

A : coefficient sismique de zone.

Le projet située a wilaya de Saida, classe comme zone faible sismicité (**zone I**) plus la longueur de porte-à-faux (balcon) égal un **mètre**

commentaire

L'article de vérification de Composante verticale d'action sismique n'est pas obligatoire de vérifier

V.8.7. Distribution des forces sismique selon la hauteur : [1]

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{RPA99V2003 Art4.2.5}) [1]$$

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$\begin{cases} F_t = 0.07 T.V & \text{si } T > 0.7 \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ s} \end{cases} [1]$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La valeur de **F_t** ne dépassera en aucun cas **0,25 V**

Dans notre cas : en calcule **T_x et T_y par la formule** $T = 0.09h_n / \sqrt{L}$

Avec :

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

- **AN** : $h_N = 33.80 \text{ m}$

$\Rightarrow L_x = 24.60 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,615 \text{ S.}$

$L_y = 24.50 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,615 \text{ S}$

Sens X-X :

$T_x = 0.615 \text{ s} < 0.7 \text{ s}$

Donc : $F_{tx} = 0$

$F_{tx} = 0 < 0,25 V_x = 371 \text{ KN}$

Sens Y-Y :

$T_y = 0.615 \text{ s} < 0.7 \text{ s}$

Donc : $F_{ty} = 0$

$F_{ty} = 0 < 0,25 V_y = 371 \text{ KN}$

La partie restante de **V** soit **$(V - F_t)$** doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} [1]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau **i**

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force **F_i**

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers **i, j**

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

cas n 1 : site 01(sol rocheux)

Distribution des forces suivant X et Y :

niv	h _i	W _i	h _i *w _i	$\sum h_i * w_i$	V _x (KN)	F _{ix} (KN)
1	33,8	2829,29	95630,00	575763,75	1911	317,40
2	30,74	2829,29	86972,37	575763,75	1911	288,67
3	27,68	2829,29	78314,75	575763,75	1911	259,93
4	24,62	2829,29	69657,12	575763,75	1911	231,20
5	21,56	2829,29	60999,49	575763,75	1911	202,46
6	18,5	2829,29	52341,87	575763,75	1911	173,73
7	15,44	2829,29	43684,24	575763,75	1911	144,99
8	12,38	2829,29	35026,61	575763,75	1911	116,26
9	9,32	2829,29	26368,98	575763,75	1911	87,52
10	6,26	2829,29	17711,36	575763,75	1911	58,79
11	3,2	2830,3	9056,96	575763,75	1911	30,06

Tableau V.23 : Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X (site 01 et site 04)

Cas n 2 : site 04(sol très meuble)

Distribution des forces suivant X et Y :

niv	hi	W _i	h _i *w _i	$\sum h_i * w_i$	V _y (KN)	F _{iy} (KN)
1	33,8	2829,29	95630,00	575763,75	2969,3	493,18
2	30,74	2829,29	86972,37	575763,75	2969,3	448,53
3	27,68	2829,29	78314,75	575763,75	2969,3	403,88
4	24,62	2829,29	69657,12	575763,75	2969,3	359,23
5	21,56	2829,29	60999,49	575763,75	2969,3	314,58
6	18,5	2829,29	52341,87	575763,75	2969,3	269,93
7	15,44	2829,29	43684,24	575763,75	2969,3	225,29
8	12,38	2829,29	35026,61	575763,75	2969,3	180,64
9	9,32	2829,29	26368,98	575763,75	2969,3	135,99
10	6,26	2829,29	17711,36	575763,75	2969,3	91,34
11	3,2	2830,3	9056,96	575763,75	2969,3	46,71

Tableau V.24 : Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sens Y-Y (site 01 et site 04)

V.8.8. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage **K** est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i. \quad (\text{RPA99V2003 Art4.2.5})$$

cas n 1 : site 01(sol rocheux)

Distribution des forces suivant X et Y :

niv	hi	$F_{x/y i}$ (KN)	$V_{x/y i}$ (KN)
1	33.8	317,40	317,4
2	30.74	288,67	606,07
3	27.68	259,93	866
4	24.62	231,20	1097,2
5	21.56	202,46	1299,66
6	18.50	173,73	1473,39
7	15.44	144,99	1618,38
8	12.38	116,26	1734,64
9	9.32	87,52	1822,16
10	6.26	58,79	1880,95
11	3.20	30,06	1911,01

Tableau V.25 : la distribution de l'effort tranchant suivant X(pour les deux sites)

Cas n 1 : site 04(sol très meuble)

Distribution des forces suivant X et Y :

niv	hi	$F_{x/Yi}$ (KN)	$V_{x/Yi}$ (KN)
1	33.8	493,18	493,18
2	30.74	448,53	941,71
3	27.68	403,88	1345,59
4	24.62	359,23	1704,82
5	21.56	314,58	2019,4
6	18.50	269,93	2289,33
7	15.44	225,29	2514,62
8	12.38	180,64	2695,26
9	9.32	135,99	2831,25
10	6.26	91,34	2922,59
11	3.20	46,71	2969,3

Tableau V.26 : la distribution de l'effort tranchant suivant Y (pour les deux sites)**V.8.9.Effet de la torsion d'axe vertical**

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

- excentricité théorique résultant des plans.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, l'effet de la torsion accidentelle sera pris en compte de manière statique selon les étapes suivantes :

- 1- Calcul de la force sismique totale : $V = \frac{ADQ}{R} \cdot W$ (à la base) dans les deux directions horizontales (soient V_X et V_Y).
- 2- La résultante des forces sismiques à la base \mathbf{V} (V_X et V_Y) doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \Sigma F_i$$

- 3- Calcul des moments de torsion en chaque niveau (et selon chaque direction) selon les formules :

$$M_x^i = F_x^i e_y^i \quad , \quad M_y^i = F_y^i e_x^i$$

Où : $e_x^i = 5\% \cdot L_x$, $e_y^i = 5\% \cdot L_y$

L_x, L_y : étant la dimension du plancher perpendiculairement à la direction de l'action sismique (elle est mesurée au niveau du plancher i).

Diaphragme	h_i (m)	Wi (t)	F_x^i (kN)	F_y^i (kN)	e_x (m)	e_y (m)	M_x^i (KN.m)	M_y^i (KN.m)
1	3.20	2829,29	30,06	30,06	1.23	1.225	36,97	36,82
2	6.26	2829,29	58,79	58,79	1.23	1.225	72,31	72,02
3	9.32	2829,29	87,52	87,52	1.23	1.225	107,65	107,21
4	12.38	2829,29	116,26	116,26	1.23	1.225	143,00	142,42
5	15.44	2829,29	144,99	144,99	1.23	1.225	178,34	177,61
6	18.5	2829,29	173,73	173,73	1.23	1.225	213,69	212,82
7	21.56	2829,29	202,46	202,46	1.23	1.225	249,03	248,01
8	24.62	2829,29	231,2	231,2	1.23	1.225	284,38	283,22
9	27.68	2829,29	259,93	259,93	1.23	1.225	319,71	318,41
10	30.74	2829,29	288,67	288,67	1.23	1.225	355,06	353,62
11	33.8	2830,3	317,4	317,4	1.23	1.225	390,40	388,82

Tableau V.27 : Résultat des forces sismique et des moments dus à la torsion accidentelle.

- **Centre de torsion :** [1]

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(I_{xi} \times X_i)}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \times X_i)}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{X_i} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{Y_i} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

X_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

Y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

Pour les poteaux :

$$I_{X_i} = \frac{b \times a^3}{12} \quad ; \quad I_{Y_i} = \frac{a \times b^3}{12}$$

Pour les poteaux carrés :

$$I_{X_i} = I_{Y_i} = \frac{b^4}{12}$$

$$\Rightarrow I_{X_i} = \frac{b \times L^3}{12}$$

$$\Rightarrow I_{Y_i} = \frac{L \times b^3}{12}$$

Diaphragme	Position du centre de torsion		Position du centre de masse	
	X_t (m)	Y_t (m)	X_G (m)	Y_G (m)
1	13.74	15.10	13.74	13.85
2	13.74	15.10	13.74	13.85
3	13.74	15.10	13.74	13.85
4	13.74	15.10	13.74	13.85
5	13.74	15.10	13.74	13.85
6	13.74	15.10	13.74	13.85
7	13.74	15.10	13.74	13.85
8	13.74	15.10	13.74	13.85
9	13.74	15.10	13.74	13.85
10	13.74	15.10	13.74	13.85
11	13.74	15.10	13.74	13.85

Tableau V-28 : Position du Centre de torsion et centre de masse

➤ **Centre de masse :**

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$X_m = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i}$$

Les résultats du centre de masse donné par le robot "des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

➤ **Evaluation des excentricités :** [1]

Selon les **RPA**, on doit calculer deux types d'excentricités :

- ✓ L'excentricité théorique.
- ✓ L'excentricité accidentelle.

1- Excentricités théoriques :

$$e_{xt} = X_m - X_t$$

$$e_{yt} = Y_m - Y_t$$

Avec : $\begin{cases} X_t \text{ et } Y_t : \text{ Les coordonnées du centre de torsion.} \\ X_m \text{ et } Y_m ; \text{ Les coordonnées du centre de masse.} \end{cases}$

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	e_{xt} (m)	e_{yt} (m)
Rdc et 1 ^{er}	0.00	1.25
2 ^{eme} et 3 ^{eme} 4 ^{eme}	0.00	1.25
5 ^{eme} et 6 ^{eme} 7 ^{eme}	0.00	1.25
8 ^{eme} et 9 ^{eme} 10 ^{eme} et 11 ^{eme}	0.00	1.25

Tableau V-29 : Les excentricités théoriques des planchers.

2- Excentricités accidentelles (RPA 99 ARTICLE 4.3.7) :

$$e_{xa} = \max(5\% \times L_{x\max}; e_{xt}) \quad \text{et} \quad e_{ya} = \max(5\% \times L_{y\max}; e_{yt})$$

Avec : $\begin{cases} L_x = 24.6 \text{ m.} \\ L_y = 24.5 \text{ m.} \end{cases}$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	e_{Xa} (m)	e_{Ya} (m)
Rdc et 1 ^{er}	1.225	1.25
2 ^{eme} et 3 ^{eme} 4 ^{eme}	1.255	1.25
5 ^{eme} et 6 ^{eme} 7 ^{eme}	1.255	1.25
8 ^{eme} et 9 ^{eme} 10 ^{eme} et 11 ^{eme}	1.225	1.25

Tableau V-9 : Les excentricités accidentelles des planchers.

V.9.Conclusion :

dans ce chapitre on a fait une étude comparative entre deux sols (sol rocheux et sol très meubles)en commençant notre étude sismique par le choix de méthode de calcul ; la méthode choisi c'est la méthode modale spectrale car la méthode statique équivalente n'est pas applicable pour notre bâtiment étudié car la structure est irrégulière en plan ; pour effectué notre étude on obtenus comme résultats pour les paramètres de réponse :

la vérification des déplacements : Le déplacement ne dépasse pas 1% d'hauteur d'étage (déplacement admissible) dans les deux sens.(pour les deux cas).

L'effort normal réduit : l'effort réduit au niveau des poteaux carrées (pour les deux cas) est vérifié

Vérification de l'effet de p-Delta : le coefficient ΔK sont inférieurs à 0,10 ; donc la condition de le RPA99/version 2003 satisfaite à tous les niveaux.

Vérification au renversement :

- La stabilité au renversement est vérifiée pour le site 01 (sol rocheux)
- La stabilité au renversement n'est vérifiée pas pour le site 4 (sol lâche)

Composante verticale d'action sismique :

L'article de vérification de Composante verticale d'action sismique n'est pas obligatoire de vérifier ,car Le projet située a wilaya de Saida, classe comme zone faible sismicité (**zone I**) plus la longueur de porte-à-faux (balcon) égal un **mètre**

Après la comparaison de ces deux études, et en fonction des résultats que nous avons obtenus, nous concluons que le site rocheux (site 01) a un effet sur la stabilité sismique du bâtiment, et que le bâtiment de site 01 est meilleur et plus stable que le bâtiment de site 04.

Chapitre VI

L'influence

De la nature de site sur
la sollicitation sismique
de bâtiment

VI.1.Introduction :

La fondation d'un bâtiment en zone sismique demande la maîtrise du comportement du sol .

le sol est un mélange complexe de roches altérées (cailloux, sables, limons, argiles), de matière organique (vivante ou morte), de gaz, d'eau et de minéraux solubles, constitué au fil du temps en fonction du climat (température, humidité, vent, glace...), de la roche mère, de la topographie et des organismes vivants.

Mais au-delà de ses constituants, un sol est défini par ses propriétés, principalement sa texture (proportion de sable, limon, argile) et sa structure (taille et organisation des particules entre elles), qui influent sur toutes les autres. Il existe ainsi une grande variété de sols, qui assurent des fonctions vitales pour l'humanité (croissance des végétaux, support de vie...).

VI.2.Influence de la vitesse de cisaillement sur la paramètre dynamique de bâtiment :

Classification des sites RPA99 :

- En fonction des caractéristiques, les sols sont classés en 4 sites:

Site	Type de sol	Vs(m/s)(g)	Vs(m/s)(g) propose
S1	Rocheux(a)	≥ 800	900
S2	Ferme	$\geq 400 - < 800$	600
S3	Meuble	$\geq 200 - < 400$	300
S4	Très meuble(b)	$\geq 100 - < 200$	150

VI.3.Modélisation de la structure

- Nous avons repris les mêmes dimensions des travées et hauteur d'étage utilisé dans le chapitre étude sismique pour démontrer l'influence des propriétés mécaniques sur le comportement dynamique de la structure et ont adopté les mêmes dimensions des éléments verticales (poteaux et voiles) et des éléments horizontales (poutres et planchers et balcon). Dans cette étude nous avons utilisé la méthode dynamique pour différentes vérifications ; la période, l'effort tranchant à la base, effort normal ...etc.

VI.3.1. Période :

- On a remarqué sur la figure VI, une diminution de la période en fonction des caractéristiques mécaniques du béton (module élasticité et la résistance à la compression) et cela pour la structure contreventé avec des voiles, par rapport à la période proposé par le règlement parasismique algérien

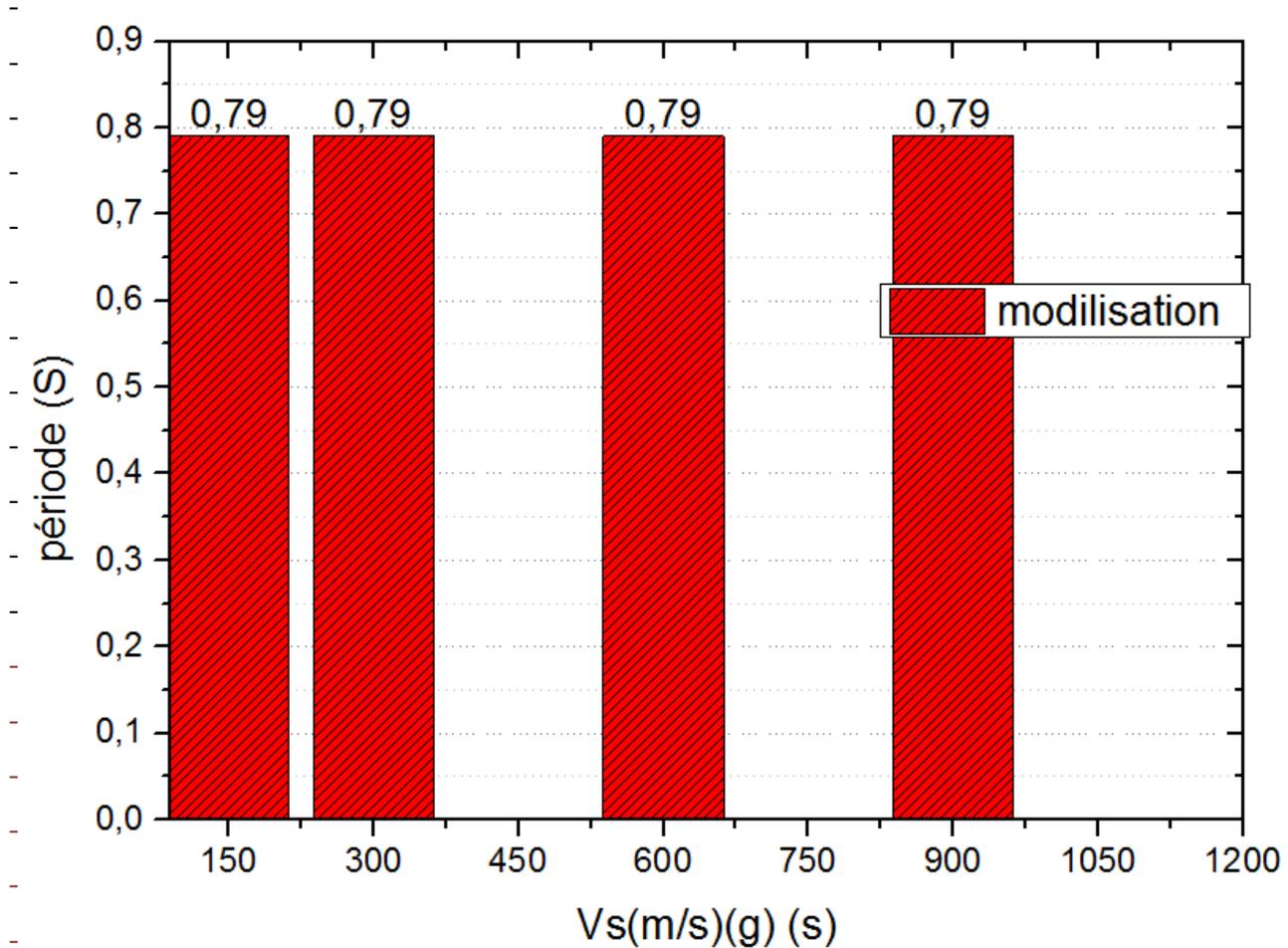


Figure VI.1: influence de vitesse de cisaillement de sol sur la période dynamique

- **commentaire :**

La lecture et l'interprétation du graphe nous a permis de conclure que la période de les quatres sites ne dépasse pas la période obtenue par ROBOT BAT ($T_{dyn} = 0.80 \text{ sec}$)

- **VI.3.2.Effort tranchant à la base :**

- Les figures V montre l'évolution de la force sismique à la base en fonction des différentes caractéristiques mécaniques du béton.
- L'effort tranchant a la base de sol faible vitesse de cisaillement plus grand par rapport les autres sols, et on remarque la vitesse de cisaillement augmente l'effort tranchant démunie

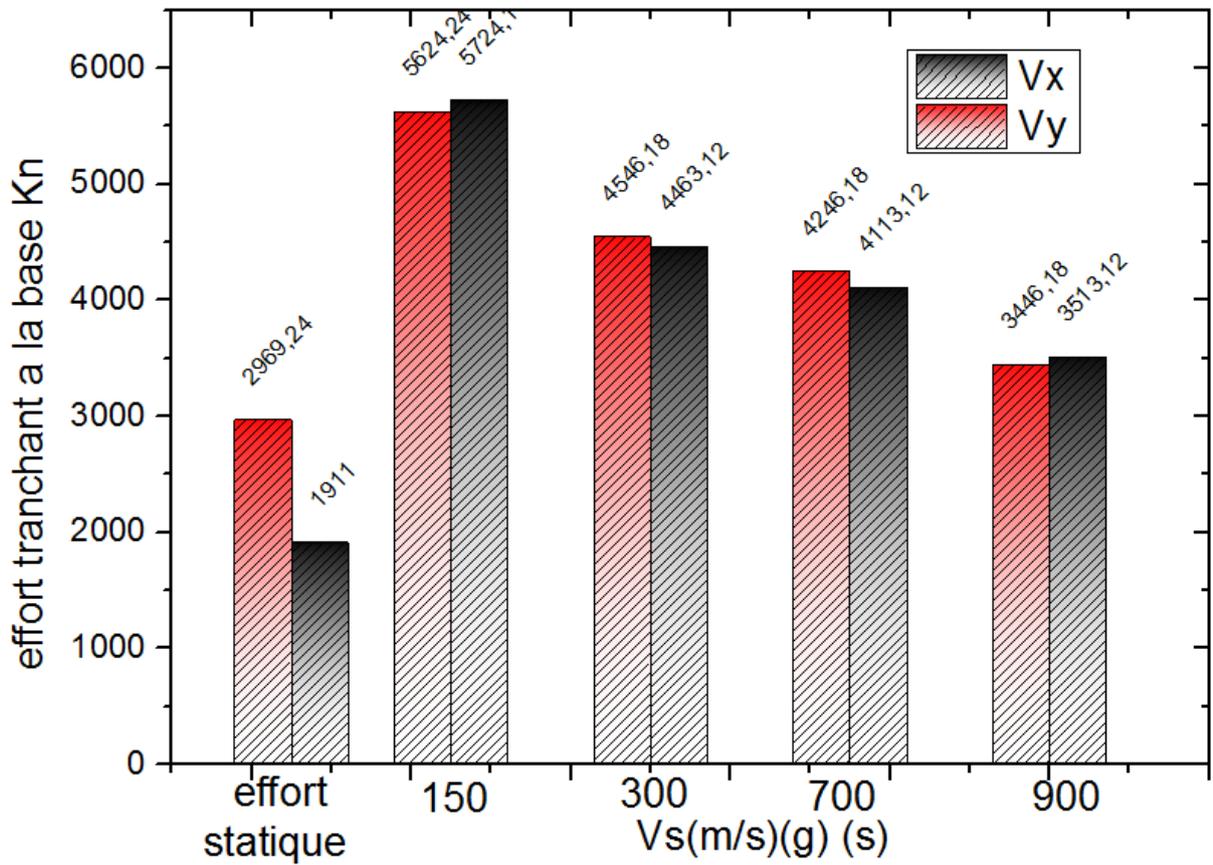


Figure VI.2 (a) : influence de vitesse de cisaillement de sol sur l'effort tranchant à la base

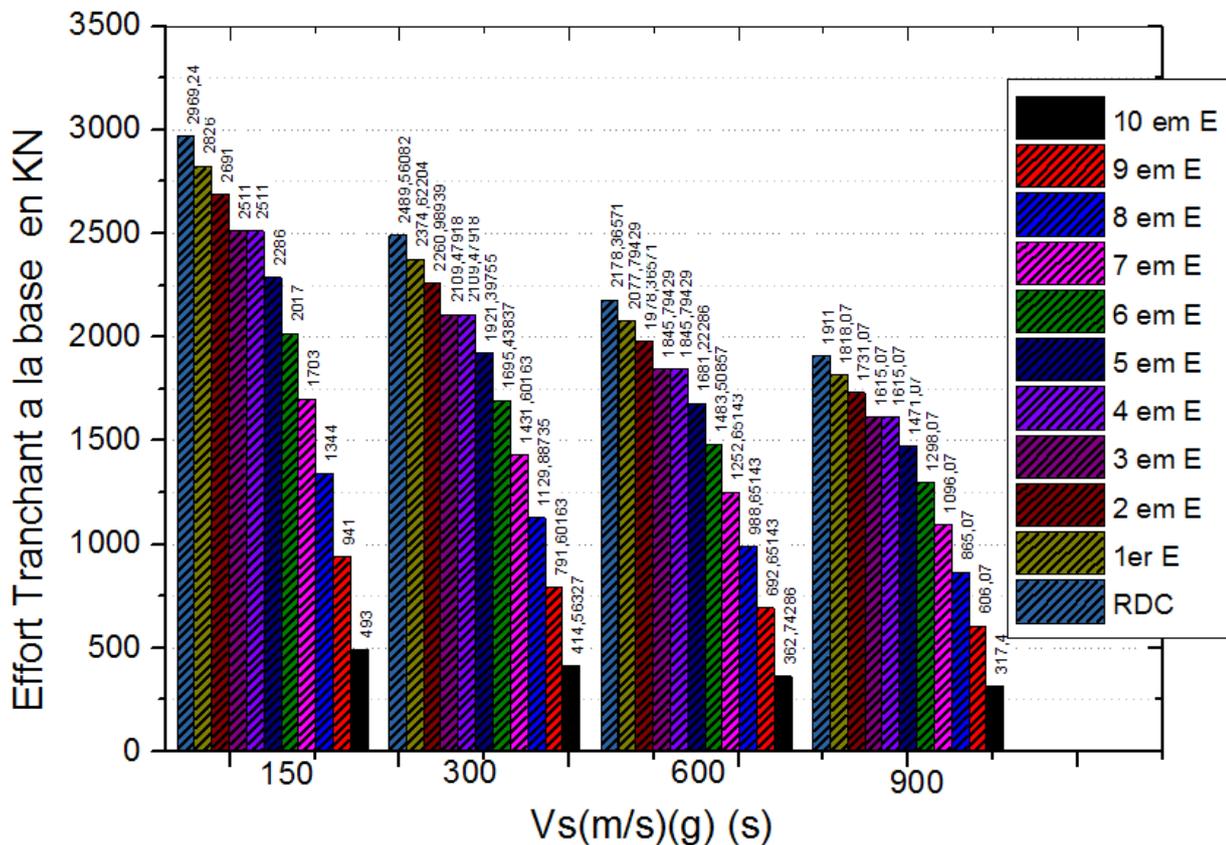


Figure VI.3(b) : influence de vitesse de cisaillement de sol sur l'effort tranchant à la base

- **commentaire :**

- On remarque les différents efforts pour chaque étage
- Les effort tranchant a la base plus grand par rapport les étage
- Les effort tranchant a la base diminue suivant l'augmentation des étage
- Les effort tranchant a la base diminue suivant l'augmentation des vitesse de cisaillement de sol
- Le sol de vitesse 150 m/s donne un effort 2969.24kn et le sol de vitesse 900m/s donne un effort 1911kn

- **VI.3.3. L'effort normal :**

- L'effort N_d est tiré du Robot 2014, pour chaque section des poteaux et pour trois niveaux et en

prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismique suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ G + Q + 1.2E. \\ 0.8G + E. \end{cases}$$

- Les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dans cette explication

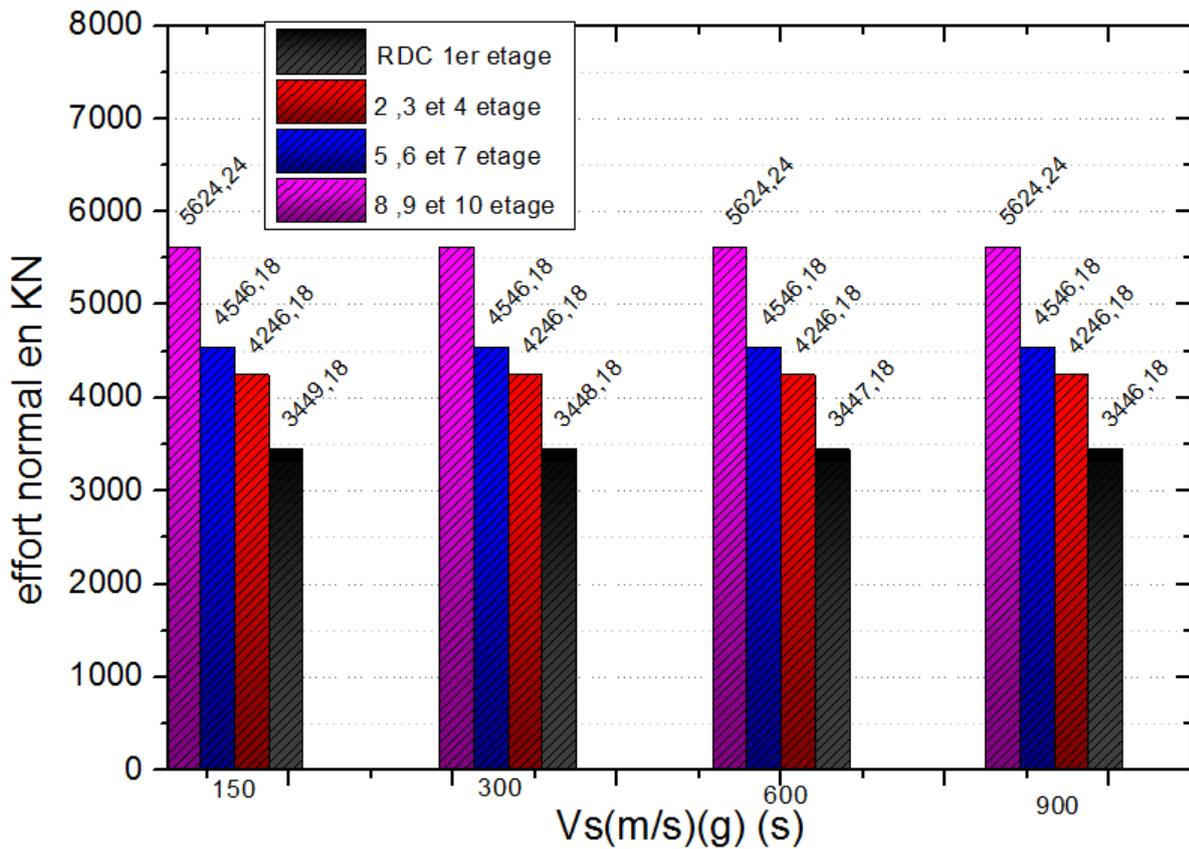


Figure VI.4 : influence de vitesse de cisaillement de sol sur l'effort normal

- **commentaire:**

- La lecture et l'interprétation du graphe nous a permis de conclure que les résultats des efforts normaux pour chaque vitesse sont les mêmes.
- aucune influence de la vitesse de cisaillement sur l'effort normal
- les poteaux de RDC de structure dans le sol de vitesse 150 m/s donnent un effort 1936 KN c'est le même résultat obtenue dans les poteaux de structure de sol de vitesse 900 m/s

VI.3.4. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage **K** est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i. \quad (\text{RPA99V2003 Art4.2.5})$$

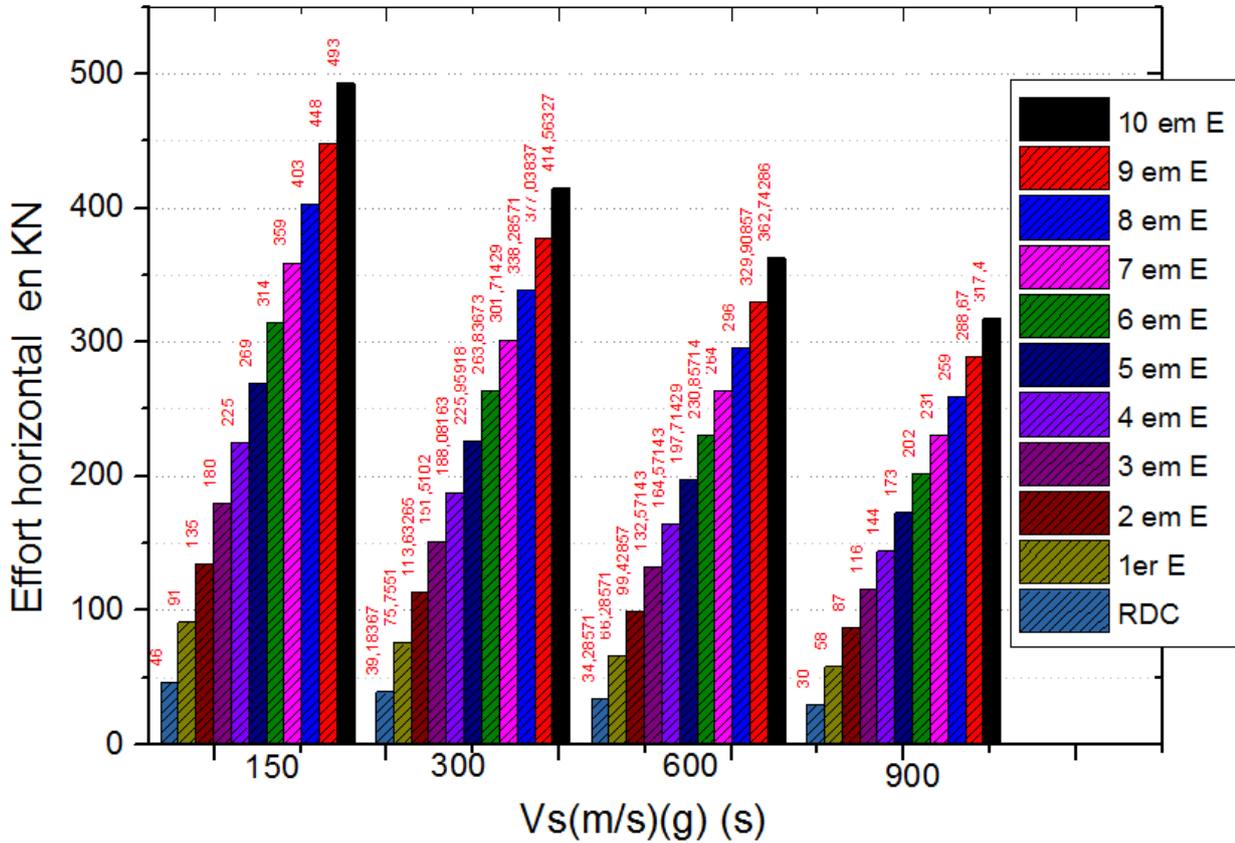


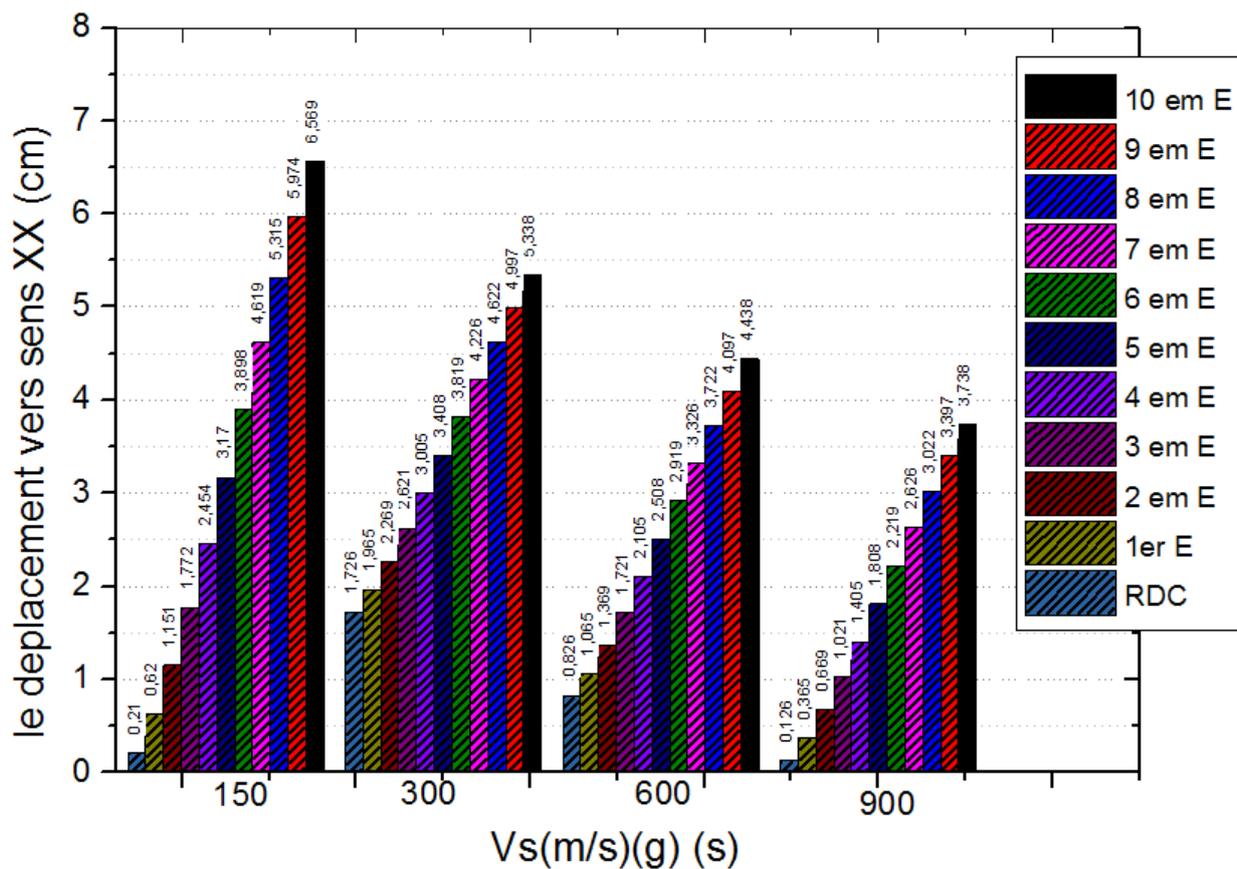
Figure VI.5: influence de vitesse de cisaillement de sol sur l'effort horizontal

commentaire :

La lecture et l'interprétation du graphe nous a permis de conclure que la valeur de l'effort tranchant du sol de vitesse 150 m/s (très meuble) est plus grande que les autres sol, le sol de vitesse 900 m/s (rocheux) sont classe le dernier résultat

VI.3.5.Le déplacement :

- Sens xx



- **Figure VI.6:** influence de vitesse de cisaillement de sol sur les déplacements suivant X-X

- SENS YY

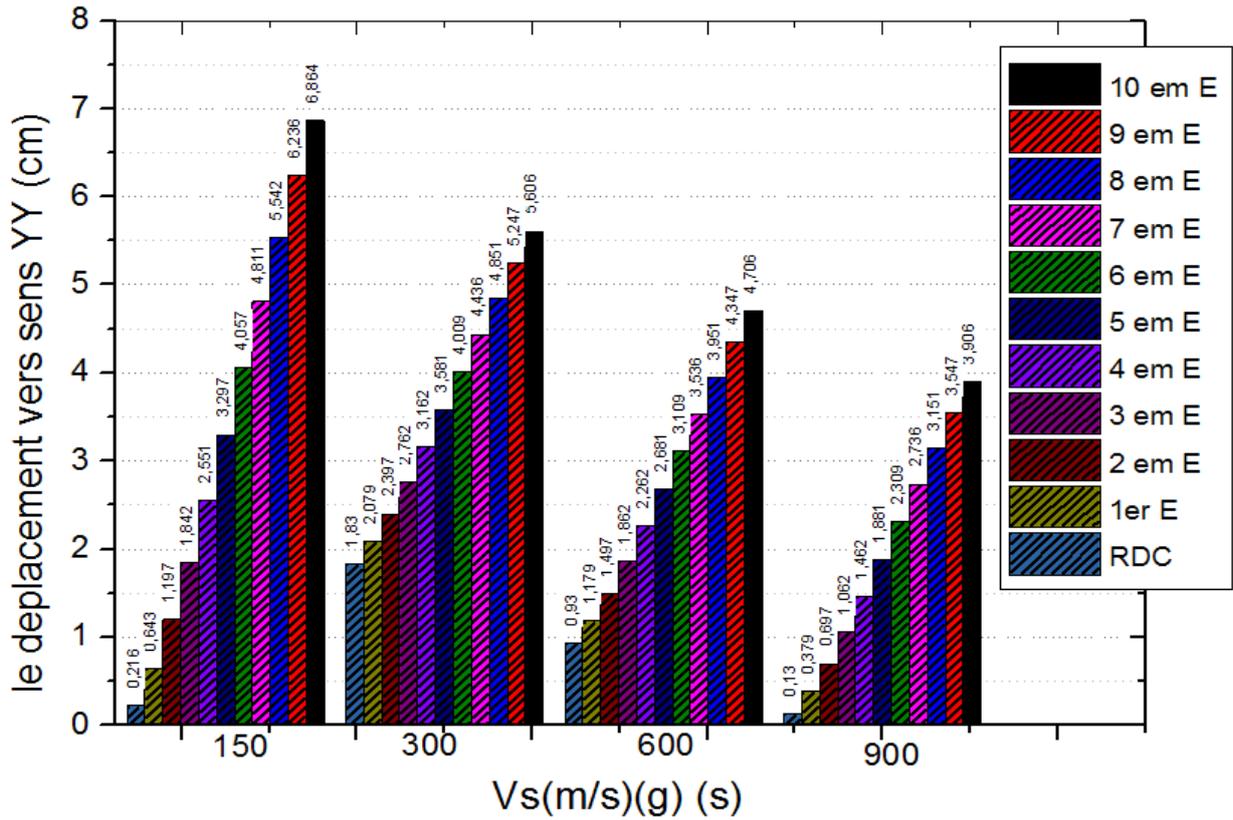


Figure VI.7: influence de vitesse de cisaillement de sol sur les déplacements suivant Y-Y

les commentaires :

- La lecture et l'interprétation du graphe nous a permis de conclure que la valeur de déplacement suivant XX et YY du de sol de vitesse 150m/s (très meuble) est plus grande que les autres sol , le sol de vitesse 900m/s (rocheux) sont classe le dernier

VI.4.conclusion :

Finalemnt on peut confirmer l'importance de l'influence de la dureté du sol sur la stabilité sismique d'un bâtiment.

Chapitre VII

Etude des portiques

VII.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto-stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ROBOT 2014**) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage de ces éléments devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

Poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

Flexion simple :

Une section est sollicitée en flexion simple lorsqu'elle soumise a :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort tranchant (T)

Le calcul en flexion simple se décompose en deux étapes :

- ✓ Calcul à l'état limite ultime de résistance (ELUR) :

Il s'agit de déterminer les armatures de section conformément aux règles **BAEL91**.

- ✓ Après avoir fait un choix d'armatures à l'ELUR nous devons procéder aux vérifications suivant :
 - Condition de non fragilité.
 - Vérification vis-à-vis de l'effort normale.
 - Vérification à l'état limite de service.
 - Vérification de la flexion.

Flexion composée :

Une section est sollicitée en flexion composée lorsqu'elle est soumise a :

- Un moment fléchissant (M).
- Un effort normal (N).
- Un effort tranchant (T).

Dans le calcul de flexion composée deux états limite sont à considérer en plus de deux déjà cités :

- ✓ Etat limite ultime de stabilité de forme.
- ✓ Etat limite de service.

VII.2. Etude des portiques :

Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température) :

- ↪ Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- ↪ Action variable notée Q.
- ↪ Action accidentelle notée E.

Les sollicitations :

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et les moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaison d'action, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et une étape nécessaire pour la détermination des Sollicitations revenant aux éléments de résistance.

Les combinaisons prises en compte sont :

❖ **Combinaisons fondamentales :** $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \dots\dots\dots(\text{BAEL 91})$

❖ **Combinaisons accidentelles :** D'après le **RPA99 (Art5.2)** on a les cas suivants :

$G + Q + E \dots \dots (1)$

$0.8G \pm E \dots \dots (2)$

$G + Q \pm 1.2 \dots \dots (3)$

Avec : $\begin{cases} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation non pondérées.} \\ E : \text{action du séisme représentée par ses composantes horizontales.} \end{cases}$

Les sollicitations M, N et T dans les poteaux et les poutres sont donnés par le logiciel "robot 2014".

VII.2.1. Ferrailage des poteaux :

On a 4 types des poteaux à étudier :

- **Type 1** (60 × 60) cm².
- **Type 2** (55 × 55) cm².
- **Type 3** (50 × 50) cm².
- **Type 4** (45 × 45) cm².

Armatures longitudinales proposée par le RPA :

- Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.
- Le pourcentage minimum imposé par le **RPA 99** est :

$A_{\min} = 0,7 \%$ de la section totale : en zone I.

- Le pourcentage maximum imposé par le **RPA99** est :

$$\begin{cases} A_{\max} = 4\% \text{ de la section totale; en zone courante.} \\ A_{\max} = 6\% \text{ de la section totale; en zone recouvrement.} \end{cases}$$

- Le diamètre minimum de l'acier est : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.
- La longueur de recouvrement est : 40ϕ .
- La distance entre les barres verticales doit être $\leq 25 \text{ cm}$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones Nodales (zones critiques).

		Poteau (60x60)	Poteau (55x55)	Poteau (50x50)	Poteau (45x45)
ELU	N_{max}	1543.59	1097.05	681.29	273.38
	M_{22}^{corr}	37.19	4.61	5.43	9.92
	M_{33}^{corr}	6.52	11.66	12.76	14.72
	T_{max}	64.90	6.82	2.03	3.50
ELS	N_{max}	1129.75	803.35	499.40	201.18
	M_{22}^{corr}	27.22	3.38	3.91	7.19
	M_{33}^{corr}	4.78	8.44	9.26	10.69
	T_{max}	47.49	5.06	1.46	2.54
G +P± E 0,8G ± E	M_{22}^{max}	45.21	33.04	35.88	28.59
	N_{corr}	1291.93	650.59	356.93	177.85
	M_{33}^{max}	6.44	15.43	17.28	16.30
	T_{max}	82.93	34.38	34.58	0.36

Tableau VII.1 : Détermination des sollicitations.

Ferraillage minimal :

Le pourcentage minimal sera de 0,7% :

etage	A min
RDC etage 1	17.5
Etage 2 ;etage3 ;etage4	14.18
Etage5 ;etage6 ;etage7	11.2
Etage 8 ;etage9 ;etage10 ; terrasse	6.58

Tableau VII.2 : Ferraillage minimal des poteaux selon RPA.

Ferraillage maximal

Le pourcentage maximal sera de :

{	4% en zone courante
	6% en zone de recouvrement

• **Zone courante**

Etage	A min
RDC étage 1	100
Etage 2 ;etage3 ;etage4	81
Etage5 ;etage6 ;etage7	64
Etage 8 ;etage9 ;etage10; terrasse	49

Tableau VII.3 : Ferraillage maximal des poteaux en zone courante

• **Zone de recouvrement**

Etage	A min
RDC etage 1	150
Etage 2 ;etage3 ;etage4	121.5
Etage5 ;etage6 ;etage7	96
Etage 8 ;etage9 ;etage10; terrasse	73.5

Tableau VII.4 : Ferrailage maximal des poteaux en zone de recouvrement.

Condition de non fragilité :

Par définition, une section est considérée comme non fragile, tendue ou fléchie, telle que la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée. Ceci entraine dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

$$A_s \geq A_{CNF} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}/f_e$$

Etage	A min
RDC etage 1	2.72
Etage 2 ;etage3 ;etage4	2.20
Etage5 ;etage6 ;etage7	1.74
Etage 8 ;etage9 ;etage10 ; terrasse	1.33

Tableau VII.5 : Ferrailage minimal des poteaux.

VII.2.3. Exemple de calcul (Poteau RDC 60 × 60 cm²) :

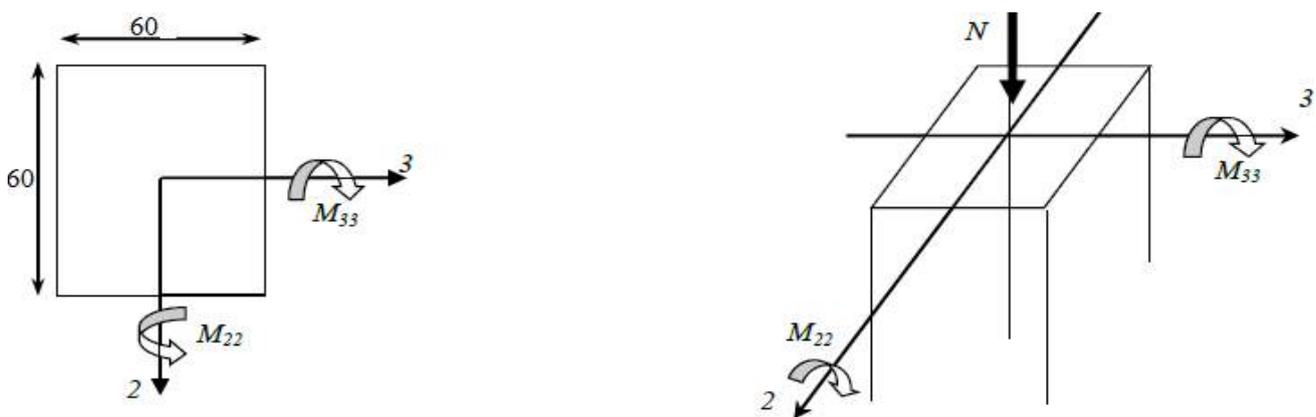


Figure VII.1: Directions des moments et effort normal dans un poteau

Exemple de calcul :✓ **ELU : Combinaison fondamentale (durable)**

$N_{\max} = 1543.59 \text{ KN}$; $M_{\text{corre}} = 37.19 \text{ KN.m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPA}$; $f_e = 400 \text{ MPA}$;
 $C = C' = 2.5 \text{ cm}$

● **Calcul de l'excentricité :**

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{37.19}{1543.59} = 0.0240 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_a = \text{Max} \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{308}{250} \right] = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \cdot M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{37.19}{1.5 \times 27.22} \right) = 0.891$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.6} (2 + 0.891 \times 2) = 0.0086 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_T = e_1 + e_2 + e_a = 0.0240 + 0.02 + 0.0086 = 0.0526 \text{ m}$$

Avec : e_1 : excentricité dite du premier ordre

e_2 : excentricité dite du deuxième ordre

e_a : excentricité accidentelle

e_T : excentricité totale

$$e_A = e_T + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.0526 + \left(0.54 - \frac{0.60}{2} \right) = 0.292 \text{ m}$$

$$M_{UA} = N_U \cdot e_A = 1543.59 \times 10^{-3} \times 0.292 = 0.450 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{BU} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.450}{0.60 \times (0.54)^2 \times 14.17} = 0.1815$$

$$\mu_{BC} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = \frac{0.8(0.60)}{0.54} \left(1 - 0.4 \frac{0.60}{0.54} \right) = 0.493$$

$\Rightarrow \mu_{BU} = 0.1815 < \mu_{BC} = 0.493 \Rightarrow$ Section partiellement comprimé (on calcul la section à la flexion simple).

$\Rightarrow \mu_{BU} = 0.185 < \mu_{lu} = 0.392$ Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.25$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.9$$

$$A_S = \frac{M_{UA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_S = \frac{0.450}{0.9 \times 0.54 \times \frac{400}{1.15}} 10^4 \Rightarrow A_S = 26.62 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] \text{cm}^2 = \max[5; 8] \text{cm}^2 = 8 \text{cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A_1 = \max(A_S, A_{\min}) = 26.62 \text{cm}^2$$

✓ 2ième Cas : Combinaison accidentelle :

1ier sous Cas

$$\begin{cases} N_{\max} = 1291.93 \text{KN} \\ M_{\text{corr}} = 45.21 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Calcul de l'excentricité :

$$M_{22} \max = 45.21 \cdot \text{m}; N_{\text{corr}} = 1291.93 \text{KN}$$

$$e_1 = \frac{M_{22}^{\max}}{N_{\text{Corr}}} = \frac{45.21}{1291.93} = 0.0349;$$

$$\Rightarrow e_a = \text{Max} \left[2 \text{cm}, \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[2 \text{cm}, \frac{308}{250} \right] = 2 \text{cm} = 0.02 \text{m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \cdot M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{45.21}{1.5 \times 27.22} \right) = 0.891$$

$$\Rightarrow e_t = e_1 + e_a + e_2 = 0.0349 + 0.02 + 0.0038 = 0.0929 \text{m}$$

$$e_A = e_T + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.0929 + \left(0.54 - \frac{0.60}{2} \right) = 0.33 \text{m}$$

$$M_{UA} = N_U x e_A = 1251.93 \cdot x 10^{-3} x 0.30 = 0.37 \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{BU} = \frac{M_{UA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.37}{0.60 x (0.54)^2 \times 14.17} = 0.15$$

$$\mu_{BC} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = \frac{0.8(0.60)}{0.54} \left(1 - 0.4 \frac{0.60}{0.54} \right) = 0.493$$

$\Rightarrow \mu_{BU} = 0.15 < \mu_{BC} = 0.494 \Rightarrow$ Section partiellement comprimé (on calcul la section à la flexion simple).

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.204$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,918$$

$$A_S = \frac{M_{UA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_S = \frac{0.37}{0,918 \times 0,54 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_S = 21.45 \text{cm}^2$$

Armatures minimales : Selon le B.A.E.L 91

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] \text{cm}^2 = \max[5; 8] \text{cm}^2 = 8 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_1 = \max(A_S, A_{\min}) = 21.45 \text{cm}^2$$

2ier sous Cas :

$$\begin{cases} N_{\max} = 1291.93 \text{KN} \\ M_{\text{corr}} = 6.44 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Calcul de l'excentricité :

$$M_{22} \max = 6.44 \text{KN} \cdot \text{m}; N_{\text{corr}} = 1291.93 \text{KN}$$

$$e_1 = \frac{M_{22}^{\max}}{N_{\text{Corr}}} = \frac{6.44}{1291.93} = 0.0498;$$

$$e_a = \text{Max} \left[2 \text{cm}, \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[2 \text{cm}, \frac{308}{250} \right] = 2 \text{cm} = 0.02 \text{m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \cdot M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{6.44}{1.5 \times 27.22} \right) = 0.842$$

$$\Rightarrow e_t = e_1 + e_a + e_2 = 0.0498 + 0.02 + 0.0842 = 0.154 \text{m}$$

$$e_A = e_T + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.154 + \left(0.54 - \frac{0.60}{2} \right) = 0.394 \text{m}$$

$$M_{UA} = N_U x e_A = 1251.93 \cdot 10^{-3} \times 0.394 = 0.49 \text{m}$$

$$\mu_{BU} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.49}{0.60 \times (0.54)^2 \times 14.17} = 0.197$$

$$\mu_{BC} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = \frac{0.8(0.60)}{0.54} \left(1 - 0.4 \frac{0.60}{0.54} \right) = 0.493$$

$\Rightarrow \mu_{BU} = 0.197 < \mu_{BC} = 0.494 \Rightarrow$ Section partiellement comprimé (on calcul la section à la flexion simple).

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.276$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,889$$

$$A_S = \frac{M_{UA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_S = \frac{0.49}{0,889 \times 0,54 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_S = 29.34 \text{cm}^2$$

Armatures minimales : Selon le B.A.E.L 91

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] \text{cm}^2 = \max[5; 8] \text{cm}^2 = 8 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_1 = \max(A_S, A_{\min}) = 29.34 \text{cm}^2$$

Ferrailage adopté :

- Ont adopté une section d'armature pour le poteau (60×60) cm² :

$$A_s = \max (A_{su}; A_s \text{ acc } ; A_{RPA}) = 29.34 \text{ cm}^2$$

Le choix est : (12T20) = (A = 37.70 cm²)

Vérification vis -à vis de l'état limite de service:

On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$$

$$S = (60 \times 60) + 15 \cdot (37.70) = 4465.5 \text{ cm}^2.$$

Calcule la position de centre de gravité résistent X_G :

$$X_G = 15 \frac{A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15(A_s + A'_s)} = 15 \frac{37.70 \left(\frac{60}{2} - 5 \right)}{4465.5} = 3.16 \text{ cm}$$

L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

$$I = \frac{60^4}{12} + 60^2 \times 2.95^2 + 15 \left[37.70 \left(5 - \frac{60}{2} + 2.95 \right)^2 \right] = 1365567.51 \text{ cm}^4$$

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{sup}} &= \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \\ &= \frac{1129.75 \times 10^{-3}}{4465.5 \times 10^4} + \frac{1129.75 \times 10^{-3} \cdot (0.0497 - 0.0316) \cdot (0.03 - 0.0316)}{1365567.51 \times 10^{-8}} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 0.428 \text{ MPA}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{inf}} &= \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \\ &= \frac{1129.75 \times 10^{-3}}{4465.5 \times 10^{-4}} - \frac{1129.75 \times 10^{-3} \cdot (0.0497 - 0.0316) \cdot (0.03 - 0.0316)}{1365567.51 \times 10^{-8}} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 2.53 \text{ MPA}$$

$$\text{Max} (\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) = 2.53 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de l'effort tranchant :

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

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

$$T_{\max} = 82.93 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{82.93 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.54} = 0.255 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(0,13f_{c28}, 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.255 \text{MPa} < \bar{\tau}_{ad} = 3.25 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (**RPA99**) :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec : $\begin{cases} V_u: \text{l'effort tranchant de calcul.} \\ h_1: \text{hauteur totale de la section brute.} \\ f_e: \text{contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.} \end{cases}$

$$\text{Et: } \rho_a = \begin{cases} 2.5 \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \Rightarrow \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$$-\lambda_g \text{L'élancement géométrique du poteau} = \left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right.$$

- t : L'espacement des armatures transversales :

$$\text{Dans la zone nodale} \begin{cases} t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) \Rightarrow \text{en zone I et II.} \\ t \leq 10\text{cm} \Rightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$$

$$\text{Dans la zone courante} : \begin{cases} t' \leq 15\phi_l \Rightarrow \text{en zone I et II.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l\right) \Rightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$$

La quantité d'armatures transversales minimale donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si: } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \\ \text{Si: } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% \\ \text{Si: } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limite précédents.} \end{cases}$$

Selon le RPA 99 :

Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm}) \Rightarrow \text{en zone I}$$

$$\Rightarrow t \leq \min(10 \times 12; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

$$F_e = 235 \text{MPa}$$

$$\lambda_g = \begin{cases} \frac{L_f}{a} & \text{ou} \\ \frac{L_f}{b} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{2.14}{0.6} = 3.56 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 162150 \times 12}{60 \times 235 \times 100} = 5.17 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.48\% = 0.48\% \times 27.27 = 0.13 \text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2$$

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi_l \Rightarrow \text{en zone I}$$

$$\Rightarrow t' \leq 15 \times 12 = 18 \text{cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 162150 \times 18}{60 \times 235 \times 100} = 7.76 \text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2$$

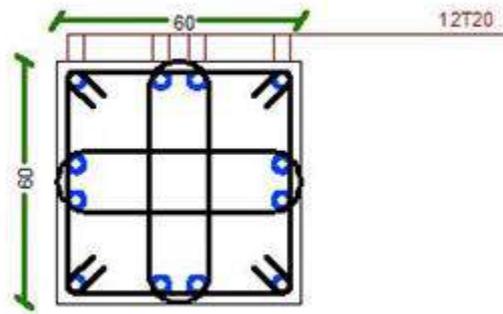
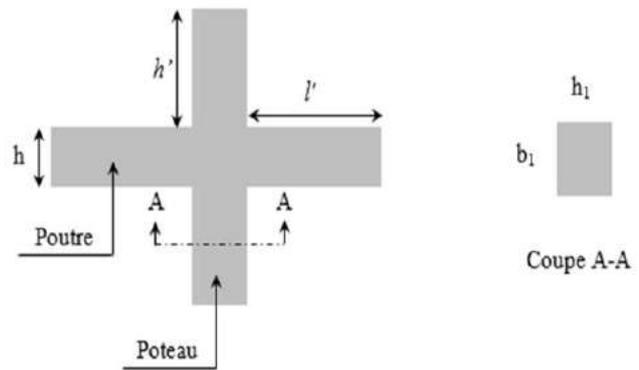


Figure VII.2 : Section de ferrailage des poteaux RDC, étage 1

VII.2.2. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est considérée par le noeud poteau poutre proprement dit; la détermination de cette zone est nécessaire parce que c'est à ce niveau qu'on va disposer les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit, donc, les jonctions par recouvrement doivent être faibles si possible, à l'extérieur des zones nodales les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figures ci-dessous.

Avec:



$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

Figure VII.3: Schéma de la zone nodale coupe A-A

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \\ L' = 2h \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h' = \max\left(\frac{306}{6}, 60, 60, 60\text{cm}\right) = 60\text{cm}. \\ L' = 2 \times 60 = 120\text{cm}. \end{array} \right.$$

→ Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau (60 × 60 cm²)

Longueur de recouvrement : Selon le R.P.A 99V2003

Selon le **R.P.A 99**:

$$L_r = 40\phi \Rightarrow \text{en zone I.}$$

$$\Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau (60×60 cm²). Le reste des calculs est présenté dans le **tableau V.5** qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque type de poteau et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 et le R.P.A 99

Poteaux (cm)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A adopt (cm ²)	Choix	A _{trans} (cm ²)	choix	St (cm)	St' (cm)
60×60	17.5	8	37.70	12T20	2.01	4T8	12	18
55×55	14.18	7.2	28.65	4T20+8T16	2.01	4T8	12	18
50×50	11.2	6.4	20.36	4T16+8T14	2.01	4T8	12	18
45×45	8.58	5.6	15.21	4T14+8T12	2.01	4T8	12	18

Tableau VII.6: Récapitulation du ferrailage des poteaux.

VII.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc elles sont calculées en flexion simple.

❖ On a trois types des poutres à étudier :

✓ **Poutre principale** :(30 × 40) cm².

✓ **Poutre secondaire** :(30 × 40) cm².

• **La section d'armatures imposées par le RPA99 (7.5.2) :**

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le **RPA 99** :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

- **La longueur minimale de recouvrement est de :**

- 40ϕ en zone I et II.
- 50ϕ en zone III.

Armatures transversales :

$$A_t = 10,003.S.b$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} b: \text{la largeur de la section} \\ S: \text{l'espacement des armatures transversales} \end{array} \right.$

D'après RPA 99 :

$$\rightarrow S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \longrightarrow \text{ Dans la zone nodale.}$$

Avec: ϕ_l : le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinale

$$\rightarrow S \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec : $\{h$: La hauteur de la section.

		Moment en travée (KN.m)			Moment en appuis (KN.m)			T _{max} (KN)
Les niveaux		M _u ^t	M _s ^t	M _{acc} ^t	M _u ^a	M _s ^a	M _{acc} ^a	
PP et PS	Terrasse	10.75	7.93	2.47	26.37	19.43	41.36	52.54
	R.D.C	6.12	6.21	3.38	15.6	11.65	22.9	21.77
	+E.courants							

Tableau VII.7 : Détermination des sollicitations.

Calcul de ferrailage :

Exemple de calcul (Poutres principales : (30 × 40) cm²) :

Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$.

Acier: $\gamma_s = 1.15$; F_{eE400} ; $\sigma_s = 347.82\text{MPa}$

Calcul des armatures longitudinales selon le RPA 99 :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0.5\% \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2 \\ A_{\min} = 4\% \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2 \Rightarrow \text{ en zone courante.} \\ A_{\min} = 6\% \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2 \Rightarrow \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- a) **En travée :**
- ✓ **A l'ELU (terrasse)**

$$M_t = 10.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.75 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0.0195$$

$\Rightarrow \mu_u = 0.0195 < \mu_{lu} = 0,392$ Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}}) \Rightarrow \alpha = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{10.75 \times 10^{-3}}{0,99 \times 0,36 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 0.86 \text{cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{cm}^2 \text{ (BAEL91 p 275)}$$

Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{\min}, A_{RPA}) = 6 \text{cm}^2 \Rightarrow 3T12 + 3T12 = 6.79 \text{cm}^2$$

Vérification à l'ELS

$$M_s = 7.93 \text{KN.m}$$

- Fissuration peu nuisible
- Flexion simple $\Rightarrow \sigma_s < \sigma_s^-$
- Section rectangulaire

Acier feE 400

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10.75}{7.93} = 1.35$$

$\alpha = 0.425 < 1.35$ Condition vérifiée.

b) En appui :

➤ **Détermination des armatures à l'ELU :**

$$M_t = 26.37 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.37 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0.047$$

$\Rightarrow \mu_u = 0.047 < \mu_{lu} = 0,392$ Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}}) \Rightarrow \alpha = 0.0601$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,97$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{26.37 \times 10^{-3}}{0,97 \times 0,36 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 2.17 \text{cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{cm}^2 \text{ (BAEL91 p 275)}$$

Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{\min}, A_{RPA}) = 6.25 \text{cm}^2 \Rightarrow 3T12 + 3T12 = 6.79 \text{cm}^2$$

Vérification à l'ELS

$$M_s = 19.43 \text{ KN.m}$$

- Fissuration peu nuisible
- Flexion simple $\Rightarrow \sigma_s < \sigma_s^-$
- Section rectangulaire

Acier feE 400

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{26.37}{19.43} = 1.35$$

$$\alpha = 0.425 < 1.35 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant dans la poutre principale :

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{52.54 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0.48 \text{MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \min \left\{ \begin{matrix} 3.33 \text{MPa} \\ 5 \text{MPa} \end{matrix} \right. = 3.33 \text{MPa (BAEL 91 p 192)} \right.$$

$$\tau_u = 0.48 \text{MPa} < \tau_u^- = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont \perp à la ligne moyenne.

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être égal au minimum des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}, \phi_{L_{\min}} \right) \text{ (BAEL91p196)}$$

- Avec : $\left\{ \begin{matrix} h: \text{Hauteur totale de la poutre.} \\ \phi_L: \text{Diamètre maximale des armatures longitudinales.} \\ b : \text{Largeur.} \end{matrix} \right.$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 12 \text{mm} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(11.43; 30; 12) = 11.43 \text{mm}$$

On prend : $\phi = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier Fe E235.

Choix des barres: $4\phi 8 = A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t_1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj.k}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow s_{t_1} \leq \frac{A_t \cdot 0.9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{tj.k})} = 7.38\text{cm} \rightarrow \text{B.A.E.L 91[A.5.1,23]}$$

$$s_{t_2} = \min\{0.9d, 40\text{cm} = 32.4\text{cm} \Rightarrow s_{t_2} = 32.4\text{cm} \rightarrow \text{B.A.E.L 91[A.5.1,22]}$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \rho_{t_{\max}} = \frac{1}{f_e} \cdot \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4\text{MPa}\right) = \frac{1}{f_e} 0.4\text{MPa}$$

$$s_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times 30} = 33.57\text{cm} \Rightarrow s_{t_3} = 39.36\text{cm} \rightarrow \text{B.A.E.L 91[A.5.1,22]}$$

$$s_t = \min(s_{t_1}, s_{t_2}, s_{t_3}) = 7.38\text{cm}$$

D'après RPA 99 :

$$\text{Dans la zone nodale : } \begin{cases} S \leq \left(\frac{40}{4}; 14.4\right) = 10\text{cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 40\text{cm.} \\ S \leq \left(\frac{35}{4}; 14.4\right) = 8.75\text{cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 35\text{cm} \\ S \leq \left(\frac{30}{4}; 14.4\right) = 7.5\text{cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 30\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Dans la zone courant : } \begin{cases} S \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 40\text{cm} \\ S \leq \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 35\text{cm} \Rightarrow S = 15\text{cm} \\ S \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 30\text{cm} \end{cases}$$

Armatures transversales imposée par RPA99 :

$$A_t = 0,003.S.b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 0,003.S.b = 0,003 \times 17.5 \times 30 = 1,58\text{cm}^2$$

$$A_t = 0,003.S.b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8\text{cm}^2$$

La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{rec} = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \Rightarrow \text{en zone I Pour : } \emptyset = 1,2\text{cm.}$$

$$L_{rec} = 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \Rightarrow \text{en zone I Pour : } \emptyset = 1,4\text{cm}$$

$$L_{rec} = 40 \times 1,6 = 64\text{cm} \Rightarrow \text{en zone I Pour: } \emptyset = 1,6\text{cm}$$

$$L_{rec} = 40 \times 2 = 80\text{cm} \Rightarrow \text{en zone I Pour: } \emptyset = 2\text{cm}$$

Résultats de ferrailage :

Section		Moment (KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	A_{RPA}	A_{min}	Choix	A (cm ²)
Poutre principale (30×40) et Poutre secondaire (30×40)	Travée	10.75	0.86	6	1.30	3T14+3T12	8.01
	appui	26.37	2.17			3T14+3T12	8.01

Tableau VII.8 : Tableau récapitulatif du Ferrailage des poutres.

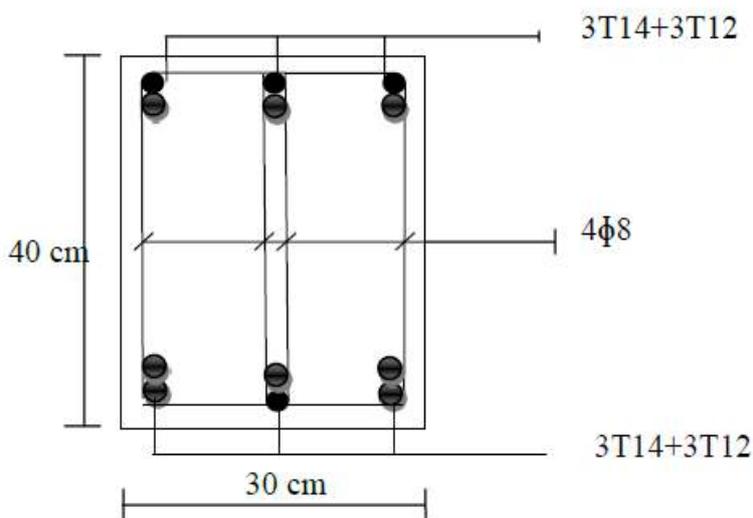


Figure VII.4 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.

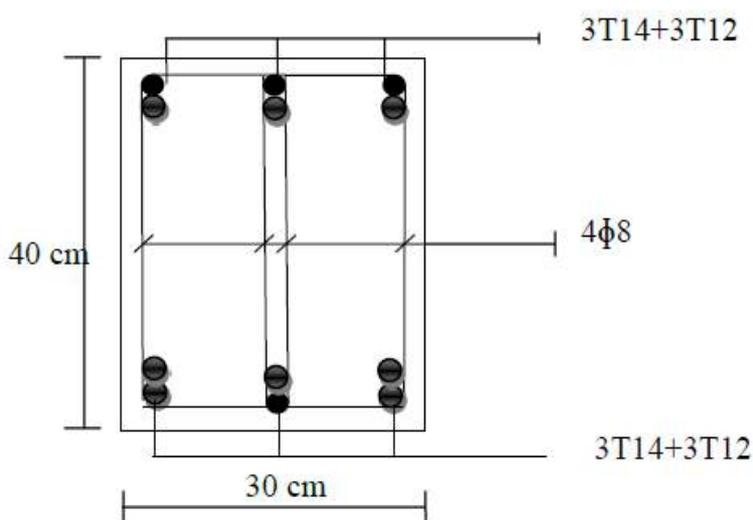


Figure VII.5 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

VII.4. Etude des voiles de contreventement :**➤ Introduction :**

Les voiles sont des éléments destinés à reprendre les efforts horizontaux tels que le vent et le séisme, et aussi à équilibrer la structure vis à vis de la rotation autour de l'axe vertical passant par le centre de torsion.

Ils deviennent indispensables quand les portiques (poteaux, poutres) ne sont pas capables de reprendre la totalité de ces efforts, et lorsqu'on veut atteindre la rigidité nécessaire.

➤ Combinaison d'action :

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du **ROBOT 2014**, sous les combinaisons de calcul suivantes :

- ✓ $G + Q + E \dots\dots(1).$
- ✓ $0.8G \pm E \dots\dots(2).$
- ✓ $G + Q \pm 1.2 \dots\dots (3).$

VII.4.1. Ferrailage des trumeaux :

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procèdera de la manière suivante :

- 1) Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.
- 2) Détermination de la nature de la section en flexion composée selon 3 cas :
 - ↪ Soit section entièrement tendue.
 - ↪ Soit section entièrement comprimée.
 - ↪ Soit section partiellement comprimée.

Tout en admettant que : $\begin{cases} N > 0 \text{ effort de compression.} \\ N < 0 \text{ effort de traction.} \end{cases}$

3) Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

➤ Ferrailage minimum:

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux dans la section est donné comme suivant :

→ Globalement dans la section du voile : $A_{\min}=0,15 .b.h$

En zone courante : $A_{\min}=0,10 .b.h$

On devra disposer le ferrailage suivant :

- ✓ Des aciers verticaux.
- ✓ Des aciers horizontaux

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 .

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 de la section horizontales du béton tendu.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets. Mais au niveau des parties courantes, la partie supérieur, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

- A chaque extrémité du voile (trumeaux) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile (voir figure VI.7) cet espacement d'extrémité doit être au plus à égale à 15 cm.

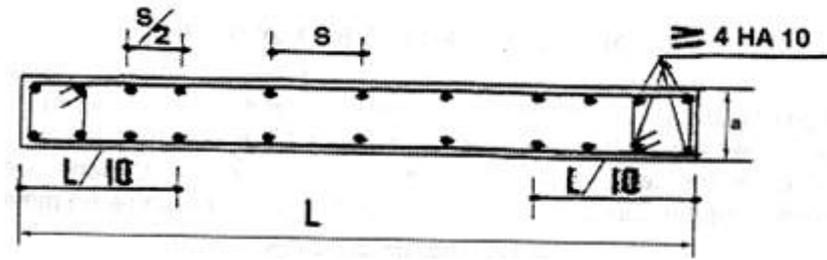


Figure VII.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135 ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un encastrage droit.

Remarque :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} -S_t &\leq 1.5a \\ -S_t &\leq 30\text{cm} \end{aligned}$$

Avec: {b: L'épaisseur du voile en (cm)

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingle au mètre carré (m^2). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{v_j} = \frac{1.1 \times V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

Calcul Ferrailage des voiles :

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions

Les sollicitations (M, N, T) :

On calcule une bande de largeur 1m et de 20 cm d'épaisseur

$$\text{Verticalement : } \begin{cases} N_{\max} = 194.31\text{KN} \\ M_{\max} = 55.69\text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$T=7.43 \text{ KN}$$

$$\text{Horizontalement : } \begin{cases} N_{\max} = 2005.55 \text{ KN} \\ M_{\max} = 5.86 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$T = 13.22 \text{ KN}$$

Exemple de calcul :

$$\text{a. Ferrailage vertical } \begin{cases} N_{\max} = 194.31 \text{ KN} \\ M_{\max} = 55.69 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\max}} = \frac{55.69}{194.31} = 0.28 \text{ m.}$$

$$e_a = \max \left\{ \frac{306}{250} \right\} = 1.22 \text{ cm} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi)$$

Avec :

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{40.53}{1.5 \times 29.44} \right) = 0.00822$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varphi) = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.2} (2 + 0.00822 \times 2) = 0.0148 \text{ m}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0.0688 \text{ m}$$

Calcul des armatures :

L'effort de compression centré maximal supportable par le béton :

$$N_{b_{\max}} = b \cdot h \cdot f_{bc} = 1000 \times 200 \times 14.17 = 2834000 \text{ N}$$

Coefficient de remplissage ψ_1 :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{b_{\max}}} = \frac{194.31 \times 10^3}{2834000} = 0.68 < 0.81 \text{ et } \Psi_1 < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{on calcule } e_{Nc}$$

$$\Rightarrow \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \cdot (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{2.83}{19.33} = 0.146$$

ζ : L'excentricité critique relative.

$$e_{Nc} = \varepsilon \times h = 0.146 \times 0.2 = 0.0292 \text{ m}$$

$e_{Nc} = 0.0292 \text{ m} < e_t = 0.0387 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$e_A = e_T + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.0387 + \left(0.18 - \frac{0.20}{2} \right) = 0.119 \text{ m}$$

$$M_{UA} = N_U \times e_A = 194.31 \times 10^3 \times 0.119 = 0.194 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{BU} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.194}{1 \times (0.18)^2 \times 14.17} = 0.383 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.56$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.78$$

La section de ferrailage en flexion simple :

$$A_{FS} = \frac{M_{UA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{0.194}{0,78 \times 0,18 \times 347.82} 10^4 \Rightarrow A_s = 39.72 \text{cm}^2$$

La section de ferrailage en flexion composée :

$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 39.72 \times 10^{-4} - \frac{194.31 \times 10^{-3}}{400} = -1.05 \text{cm}^2/\text{ml} \text{ (valeur rejeté)}$$

Selon BAEL91 modifier 99 :

$$A_{\min} > \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{100 \times 20}{1000}; 0.23 \times 100 \times 18 \frac{2.1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} = 2.17 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Selon RPA99 modifier 2003 [Art 7.7.3.3]

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix de ferrailage :

$$A_{\text{adop}} = \max(A_{FC}; A_{\min}) = 3 \text{cm}^2/\text{ml}$$

→ Le choix : 4T12 = 4.52 cm²/ml

L'espacement:

Zone courante :

$$S_t \leq \min(30 \text{cm}, 1.5 \times a)$$

$$S_t \leq \min(30 \text{cm}, 30 \text{cm}) = 30 \text{cm}. S_t = 25 \text{cm}$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 10 \text{cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{cm}$$

$$\text{Ferrailage horizontal : } \begin{cases} N_{\max} = 2005.55 \text{KN} \\ M_{\max} = 5.86 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\max}} = \frac{5.86}{2005.55} = 0.0029 \text{m.}$$

$$e_a = \max\left\{\begin{array}{l} 2 \text{cm} \\ \frac{306}{250} = 1.22 \text{cm} \end{array}\right\} \Rightarrow e_a = 2 \text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi)$$

Avec :

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \cdot M_{ser}}\right) = 10 \left(1 - \frac{40.53}{1.5 \times 29.44}\right) = 0.00822$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varphi) = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.2} (2 + 0.00822 \times 2) = 0.014 \text{m}$$

• **Calcul des armatures :**

L'effort de compression centré maximal supportable par le béton :

$$N_{b_{\max}} = b \cdot h \cdot f_{bc} = 1000 \times 200 \times 14.17 = 2834000N$$

Coefficient de remplissage Ψ_1 :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{b_{\max}}} = \frac{2005.55 \times 10^3}{2834000} = 0.70 < 0.81 \text{ et } \Psi_1 < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{on calcule } e_{N_c}$$

$$\Rightarrow \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \cdot (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{2.83}{19.33} = 0.146$$

ζ : L'excentricité critique relative.

$$e_{N_c} = \varepsilon \times h = 0.146 \times 0.2 = 0.0292m$$

$e_{N_c} = 0.0292m < e_t = 0.0387m \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$e_A = e_T + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.0387 + \left(0.18 - \frac{0.20}{2}\right) = 0.119m$$

$$M_{UA} = N_U x e_A = 2005.55 \times 10^{-3} x 0.119 = 0.238MN.m$$

$$\mu_{BU} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.238}{1x(0.18)^2 x 14.17} = 0.346 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}}) \Rightarrow \alpha = 0,56$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,78$$

La section de ferrailage en flexion simple :

$$A_{FS} = \frac{M_{UA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{0.238}{0,78 \times 0,18 \times 347.82} 10^4 \Rightarrow A_s = 48.43cm^2/ml$$

La section de ferrailage en flexion composée :

$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 48.43 \times 10^{-4} - \frac{2005.55 \times 10^{-3}}{400} = -1.05cm^2 \text{ (Valeur rejeté)}$$

Selon BAEL91modifier99 :

$$A_{\min} > \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{100 \times 20}{1000}; 0.23 \times 100 \times 18 \frac{2.1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} = 2.17cm^2/ml$$

Selon RPA99 modifier2003 [Art 7.7.3.3]

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 100 \times 20 = 3cm^2/ml$$

Choix de ferrailage :

$$A_{\text{adop}} = \max(A_{FC}; A_{\text{min}}) = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→ Le choix : 4T12 = 4.52 cm²/ml

L'espacement:

Zone courante :

$$S_t \leq \min(30 \text{ cm}, 1.5 \times a)$$

$$S_t \leq \min(30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

	M(KN.m)	N(KN)	A _{FS}	A _{FC}	A _{min}	Choix	A _{adop}	St zc	St zn
Sens vertical	7.34	194.31	36.04	-1.05	3	4T12	4.52	25	10
Sens horizontal	13.22	2005.55	32.56	-1.26	3	4T12	4.52	25	10

Tableau VII.9 : Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles.

Calcul Ferrailage des trumeaux :

- ✓ Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions.
- ✓ On calcule un trumeau de largeur 1.50m et de 20 cm d'épaisseur

Exemple de calcul :**Ferrailage vertical :****Selon BAEL91 modifier 99 :**

$$A_{\text{min}} > \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{150 \times 20}{1000}; 0.23 \times 150 \times 18 \frac{2.1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} = 3.26 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

• Selon RPA99 modifier 2003 [Art 7.7.3.3]

$$A_{\text{min}} = 0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 150 \times 20 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{min}} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 150 \times 20 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{min}} = 0,20\% \cdot b \cdot h = 0,002 \times 150 \times 20 = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix de ferrailage :

$$A_{\text{adop}} = \max(A_{FC}; A_{\text{min}}) = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→ Le choix : 6T12 = 6,79 cm²/ml

L'espacement:

✓ Zone courante :

$$S_t \leq \min(30\text{cm}, 1.5 \times a)$$

$$S_t \leq \min(30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{cm}. S_t = 15\text{cm}$$

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 10\text{cm} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

Ferraillage horizontal :

• Selon BAEL91modifier99 :

$$A_{\min} > \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{150 \times 20}{1000}; 0.23 \times 150 \times 18 \frac{2.1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{3.26\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Selon RPA99 modifier2003 [Art 7.7.3.3]

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 150 \times 20 = 4.5\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 150 \times 20 = 3\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot b \cdot h = 0,002 \times 150 \times 20 = 6\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix de ferraillage :

$$A_{\text{adop}} = \max(A_{FC}; A_{\min}) = 6\text{cm}^2/\text{ml}.$$

→ Le choix : 6T12 = 6,79cm²/ml.

L'espacement:

Zone courante :

$$S_t \leq \min(30\text{cm}, 1.5 \times a)$$

$$S_t \leq \min(30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{cm}. S_t = 15\text{cm}$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 10\text{cm} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

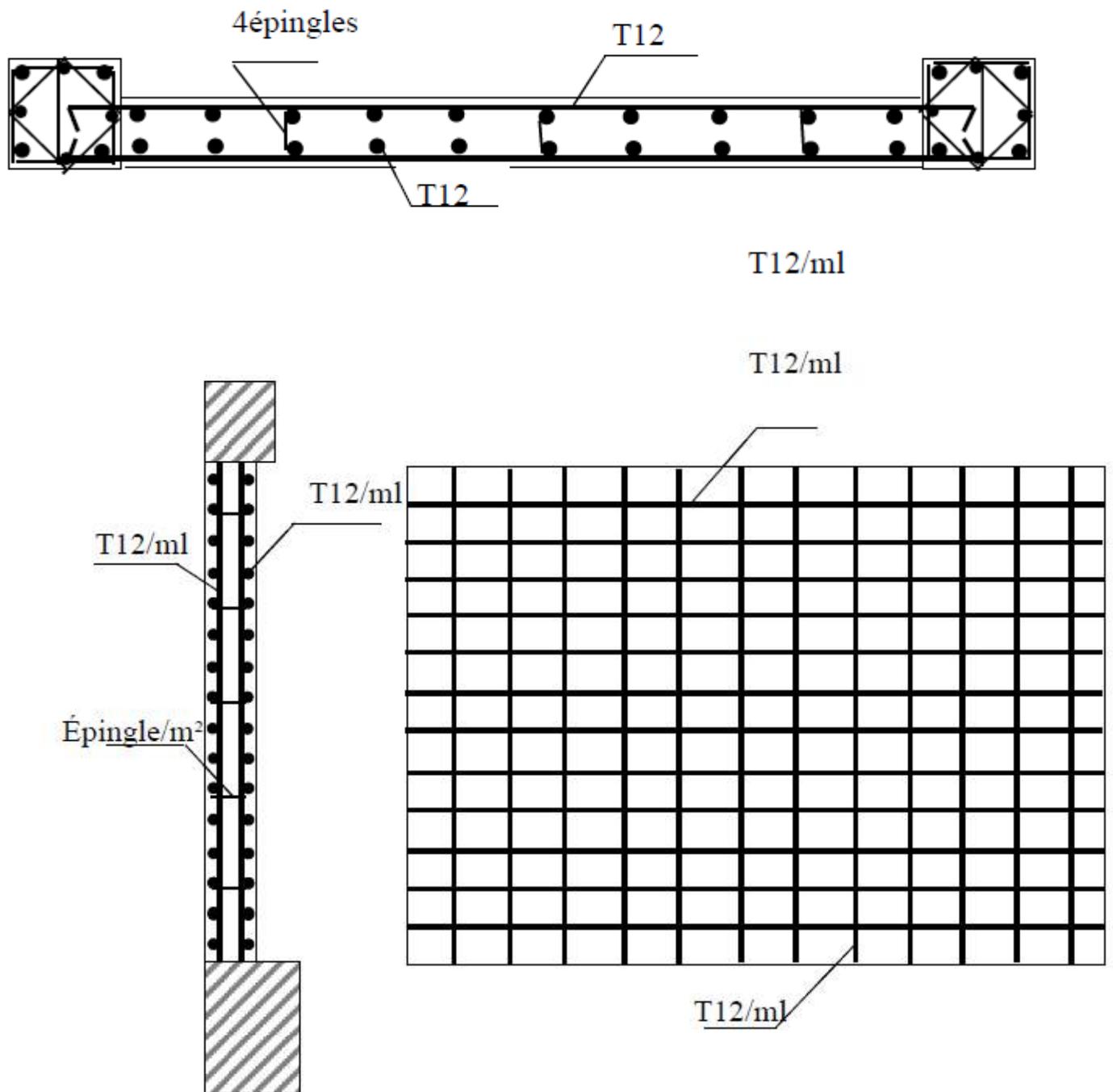
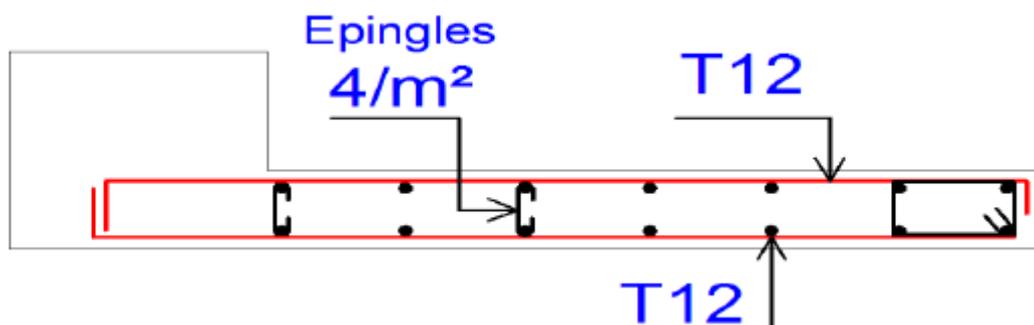


Figure VII.7 : Schéma de ferrailage de voile de contreventement.



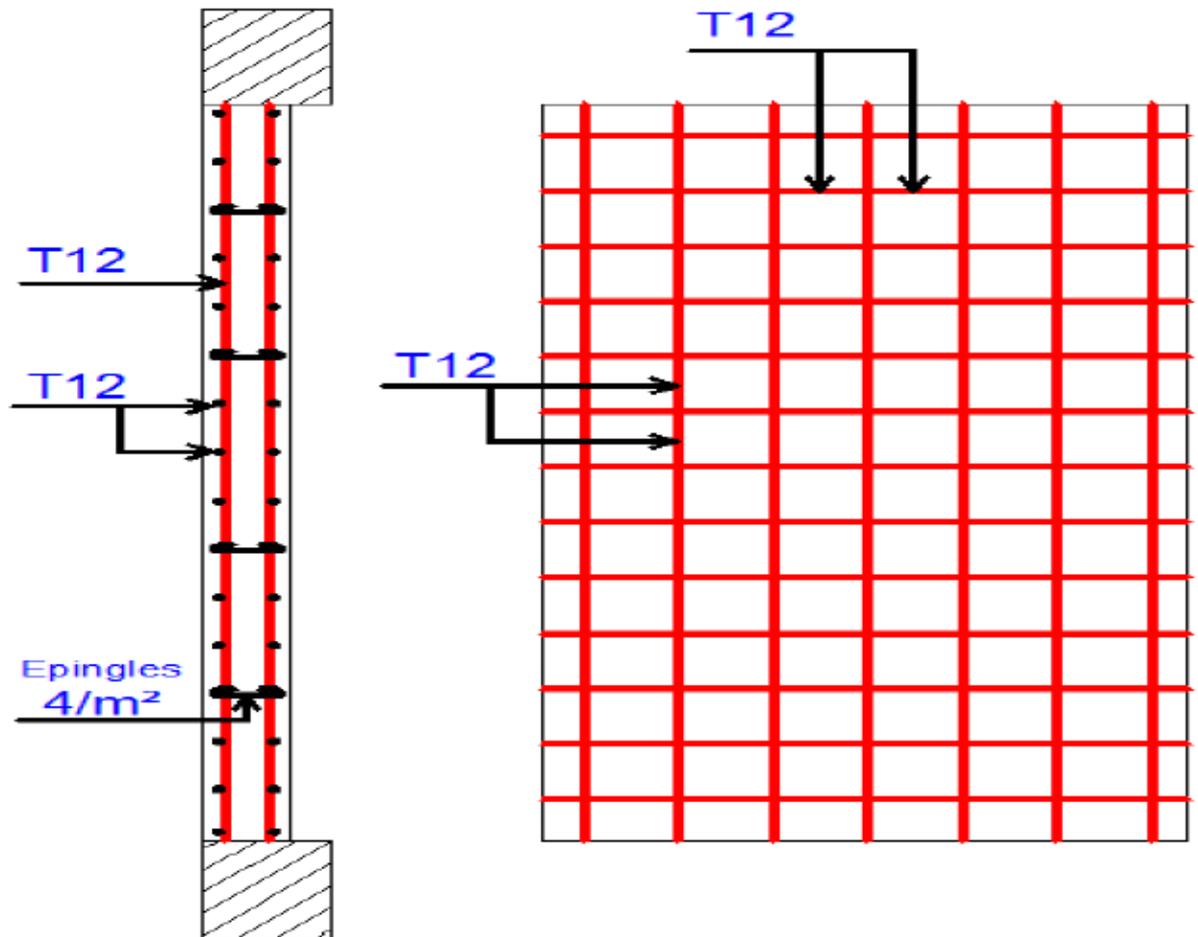


Figure VII.8 : Schéma de ferrailage des trumeaux.

VII.5. Conclusion :

Les sections retenues pour le ferrailage des éléments porteurs de notre structure, poteaux, poutres et voiles de contreventements et trumeaux sont obtenues conformément à la réglementation à la vigueur selon les sollicitations les plus défavorables.

pour les poteaux on a comme un :

choix des barres : 12 T20

shéma de ferrailage :

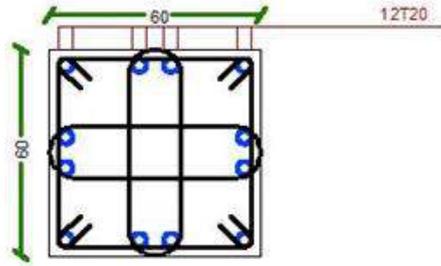


Figure VII.3 : Schéma de ferrailage de poteau

et pour les poutres on a comme un :

choix des barres : 3T14+3T12

shéma de ferrailage :

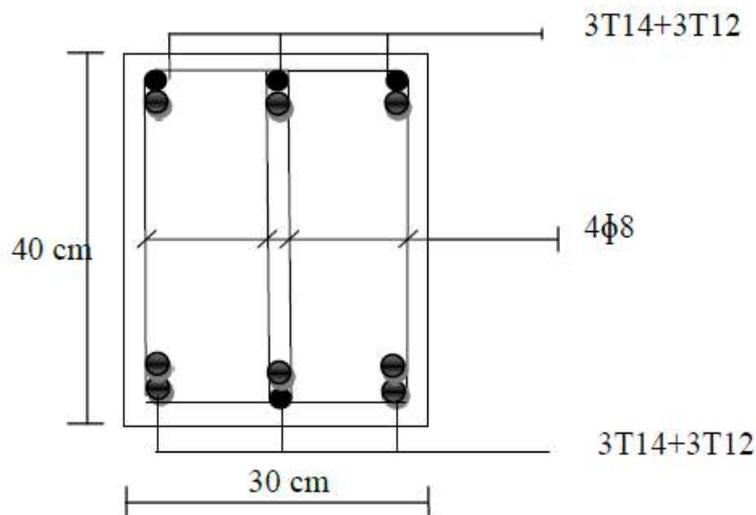


Figure VII.4 : Schéma de ferrailage de la poutre principale et secondaire

les voiles : les trumeaux :

sens vertical et horizontal :

choix des barres : 4T12

espacement :

zone courante : st = 15 cm

zone nodale : st = 10 cm

Chapitre VIII
Etude de
L'infrastructure

VIII.1.Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le terrain d'assises.
- La répartition des charges descendantes vers le sol.
- Joue le rôle d'un appui.
- Limiter le tassement différentiel à une valeur acceptable

VIII.2. Etude du voile périphérique :**VIII.2. 1.Définition :**

Il sera prévu un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau De rez de chaussée pour soutenir la terre et d'assurer un bon chaînage du bâtiment.

VIII.2.2. Caractéristiques du voile :

D'après le RPA 99 Art 10.1.2, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci- dessous.

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm. $ep = 20 \text{ cm}$

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

VIII.2. 3.Caractéristique du sol :

- Le poids spécifique apparent du sol est ($\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$)
- L'angle du frottement du sol = 35°)
- Le coefficient de poussée de terre est

Avec :

Q : surcharge d'exploitation $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

H: la hauteur de mur

$$K_{a\gamma} = K_{a\alpha} = 0,270$$

VIII.2.4.Calcul de la force de poussée sur le mur :

Ce voile travail comme une dalle soumise à des efforts horizontal « les poussées des terres = donc le calcul se fait à flexion simple.

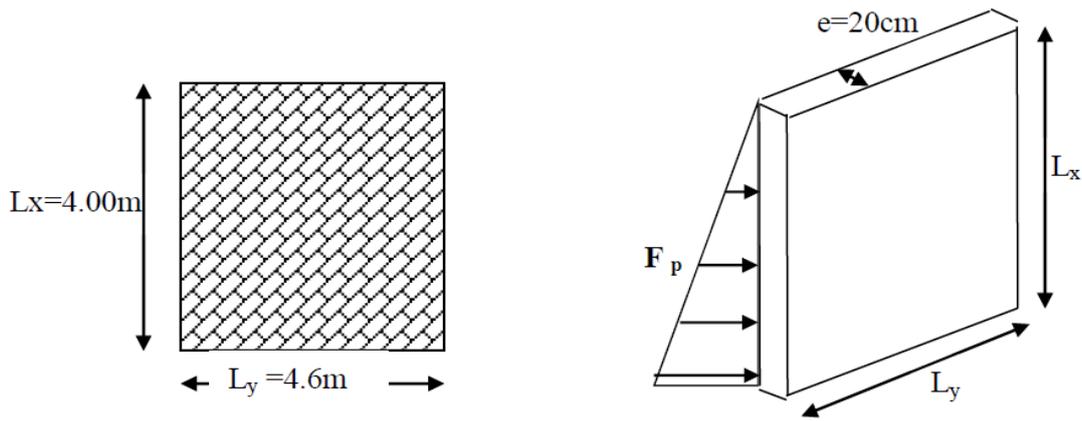


Figure VIII.1 : schéma du voile périphérique

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension $(4.00 \times 4.6) \text{ m}^2$.

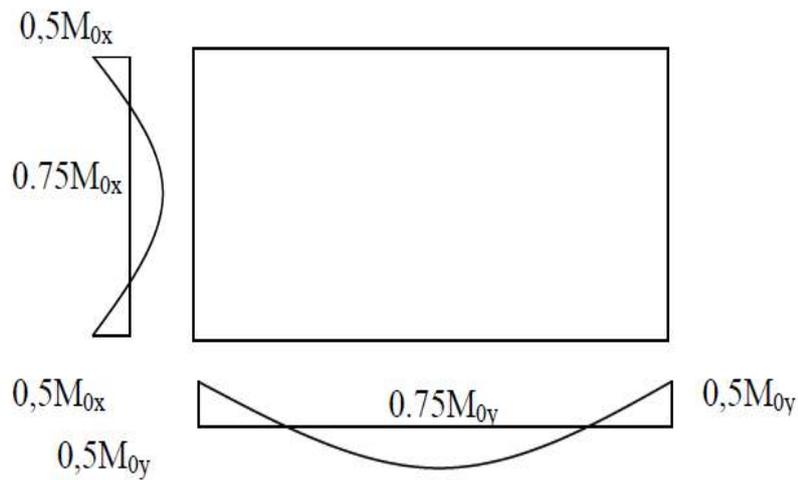


Figure VIII.2: schéma statique du voile périphérique.

✓ **Mode de calcul :**

P_1 : Force due à la surcharge

$$P_1 = kq \times 250$$

$$P_1 = 0.270 \times 2,50 = 0.675 \text{ KN} / \text{m}^2$$

P_2 : Force due à la poussée des terres

$$P = K \times \gamma \times H$$

$$P_2 = 0.270 \times 18 \times 4 = 19.44 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des charges :↻ **Charge à ELU:**

$$p_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35P_2 + 1,5P_1 = 27,26 \text{ KN/m}^2$$

↻ **Charge à ELS:**

$$p_s = G + Q = P_2 + P_1 = \frac{20,12 \text{ KN}}{\text{m}^2}$$

$$\left\{ \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4,6} = 0,870 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens.} \right.$$

✓ La dalle travaille dans les deux sens, pour l'étude on prend une bande de 1m.

$$P_u = 27,26 \times 1 = 27,26 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 20,12 \times 1 = 20,12 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

D'après l'annexe E3 de **BAEL 91 page 66** le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

✓ **A l'ELU :**➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 \\ M_{0_y} = \mu_y \cdot M_{0_x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0_x} = 0,0486 \times 27,26 \times 4^2 = 21,20 \text{ KN.m} \\ M_{0_y} = 0,7244 \times 21,20 = 15,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en appuis :**

$$\begin{cases} M_{a_x} = 0,5M_{0_x} \\ M_{a_y} = 0,5M_{0_y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{a_x} = 10,6 \text{ KN.m} \\ M_{a_y} = 7,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{t_x} = 0,75M_{0_x} \\ M_{t_y} = 0,75M_{0_y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t_x} = 15,9 \text{ KN.m} \\ M_{t_y} = 11,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant:**

$$V_x = \frac{P_u \times L_x}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{a}{2}} \right] = \frac{27,26 \times 4}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{0,870}{2}} \right] = 37,99 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P_u \times L_x}{3} = \frac{27,26 \times 4}{3} = 36,35 \text{ KN}$$

✓ **A PELS :**

✓ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot p_s \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0556 \times 20,12 \times 4^2 = 17,90 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 0,8074 \times 17,90 = 14,45 \text{KN.m.} \end{cases}$$

✓ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,5M_{0x} \\ M_{ay} = 0,5M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 8,95 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 7,23 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 13,43 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 10,84 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **Effort tranchant:**

$$V_x = \frac{P_s \times L_x}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right] = \frac{20,12 \times 4}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{0,87}{2}} \right] = 28,04 \text{KN}$$

	Moment en travée		Moment en appui		Effort tranchant	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
SENS X-X	15.9	13.43	10.6	8.95	37.99	28.04
SENS Y-Y	11.52	10.8	7.68	7.23	36.35	26.83

$$V_y = \frac{P_s \times L_x}{3} = \frac{20,12 \times 4}{3} = 26.83 \text{KN}$$

Tableau VIII.1 : Sollicitations maximales des moments et des efforts tranchants.

➤ **Calcul de ferrailage :**

✓ **Section minimale d'armatures : (BAEL 91 P 211)**

Selon que l'on utilisera des fils de diamètre supérieur ou inférieur à 6 mm, les sections minimales d'armatures dans les deux sens valent : $\emptyset \geq 6 \text{mm}$

$$\text{Sens y: } A_{y_{\min}} = 8h_0 = 8 \times 0.2 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens x: } A_{x_{\min}} = \frac{(3 - \alpha)}{2} \times A_{y_{\min}} = \frac{(3 - 0,870)}{2} \times 1.6 = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• **Remarque :** Selon le **CBA93** dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de 20% :

$$A_{s_{\min x}} = 2.04 \text{ cm}^2/\text{m} \parallel ; A_{s_{\min y}} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Selon le **RPA.99 modifié 2003 :**

$$A_{RPA} = 0,1\%(b \times e) \Rightarrow A_{RPA} = 0,001(100 \times 20)$$

$$\Rightarrow A_{RPA} = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

• **ELU :**

1) **Sens X-X**

En travée := 15,9 kN · m

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

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400.

$$\text{Avec : } \mu_{lim} = 0.392 \quad (\text{BAEL91 page 120})$$

On calcule le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,9 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.17} = 0.035 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,045$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{cal} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{15,9 \times 10^{-3}}{0,982 \times 0,18 \times 347.82} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 2,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{\min}, A_{RPA}) = 2,54 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$St = 20 \text{ cm}.$$

a) **En appui := 7,68 kN · m**

On calcule le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,68 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.17} = 0.017 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ay}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{7,68 \times 10^{-3}}{0,992 \times 0,18 \times 347.82} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = \frac{1,24 \text{cm}^2}{\text{ml}}$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 2,54 \text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5T12 = 5.65 \text{cm}^2/\text{ml}.$$

St = 20cm.

✓ **Vérification à l'ELS :**

1) **Sens X-X :**

Fissuration peu nuisible ⇒ Aucune vérification pour: $(\sigma_s \leq \sigma_s^-)$

Flexion simple

Acier FeE400

Section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \tau \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b^- = 0.6 f_{c28}$$

a) **En travée :**

$$M_{tu} = 15,9 \text{KN} \cdot \text{m}; M_{ts} = 13,43 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma = \frac{15,9}{13,43} = 1.18$$

$$= 0.045 \leq \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

b) **En appui :**

$$M_{au} = 10,6 \text{KN} \cdot \text{m}; M_{as} = 8,95 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma = \frac{10,6}{8,95} = 1.18$$

$$\alpha = 0.029 \leq \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour l'ELS.

2) Sens Y-Y:

a) En travée :

$$M_{tu} = 11,52\text{KN} \cdot \text{m}; M_{ts} = 10,84\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma = \frac{11,52}{10,84} = 1.06$$

$$\alpha = 0.032 \leq \frac{1.06 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28 \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

c) En appui :

$$M_{au} = 7,68\text{KN} \cdot \text{m}; M_{as} = 7,23\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma = \frac{7,68}{7,23} = 1.06$$

$$\alpha = 0.021 \leq \frac{1.06 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

La fissuration peu préjudiciable donc

Contrainte tangente :

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

Contrainte tangente limite :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{P_u \times L}{2}$$

Sens	L(m)	T _{max} (MPa)	(MPa)	(MPa)	OBS
Sens x-x	4	54.52	0.30	3.33	c.v
Sens y-y	4.6	62.70	0.35	3.33	c.v

Tableau VIII.2 : Vérification de l'effort tranchant.

• **Schéma de ferrailage :**

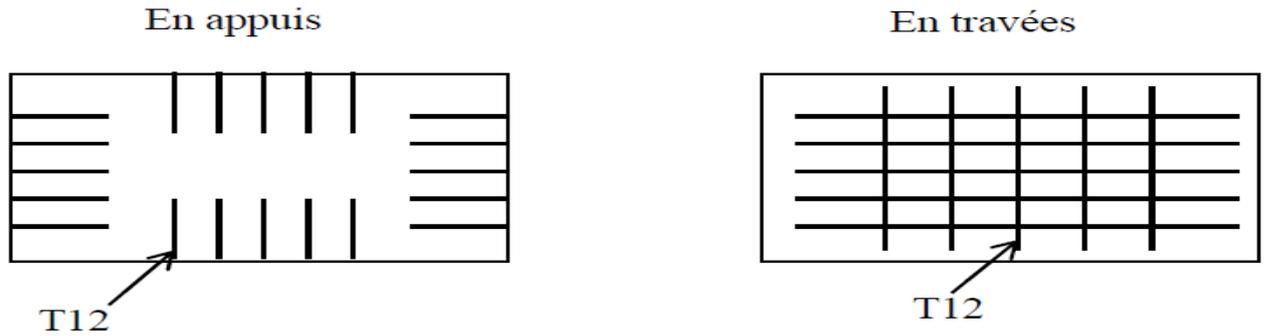


Figure VIII.3 : Le ferrailage du voile périphérique.

VII.3. Etude du fondation :

VII.3.1. Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VII.3.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement

➤ **Dimensionnement des semelles isolées**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de RDC

$$\delta = \frac{N}{AB} \leq \delta_{sol}$$

Avec :

(a, b) : les dimensions du poteau

(A, B) : les dimensions de la semelle isolées

N : effort normale a la semelle considérée

δ_{sol} : contrainte du sol $\delta = 2.5 \text{ bar} = 250 \text{ km/m}^2$

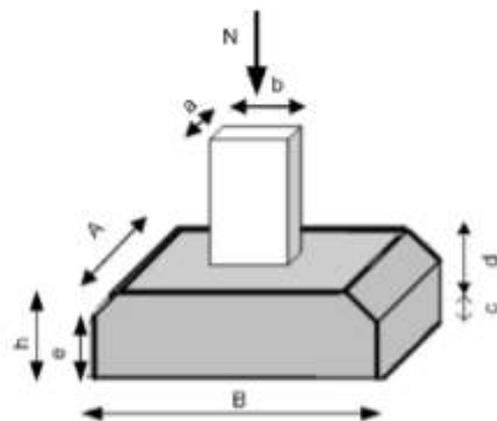


figure VIII .4 : semelle isolé sous poteau

➤ **Semelle intermédiaire (sous le poteau le plus sollicité) :**

$$N_{max} = 1344.26 \text{ KN}$$

On a : a,b section du poteau $\Rightarrow a=b \Rightarrow A=B=K=1$

$$N_{max} = (0.6 \times 0.6 \times 4 \times 25) + 1344.26 = 1380.26 \text{ KN}$$

$$B^2 \geq \frac{N_{max}}{\delta_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \sqrt{\frac{N_{max}}{\delta_{sol}}} \Rightarrow B^2 = \sqrt{\frac{1380.26}{250}} = 2.34m$$

Donc on prend : A= B =2.34 m

Remarque :

Vu que la section de la semelle isolée est élevée, des faibles espacements entre ces semelles isolées. Quand la semelle filantes ne pas inclure toute cette ouvrage en premier, et en second, vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, donc on choisit comme fondation un radier nervuré.

VII.3.3. Etude du radier nervuré :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux ; Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$.

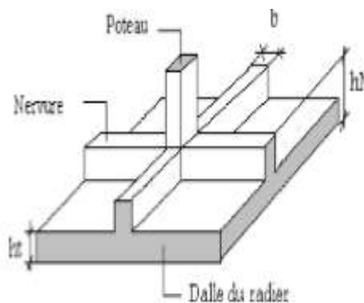


figure VIII.5 . schéma d'un radier nervuré

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{n\grave{e}c}} \leq \delta_{sol} \Rightarrow S_{n\grave{e}c} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_{sol} = 73595 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow S_{n\grave{e}c} \geq \frac{73595}{250} = 300.30 \text{ m}^2 < S_{bat} = 373.415 \text{ m}^2.$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

Pré -dimensionnement du radier nervuré :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réduction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **La Nervure**• **Condition forfaitaire : (ref)**

La nervure du radier doit avoir une hauteur égale à :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_N \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : Est la plus grande portée entre deux poteaux $L_{max} = 3.8 \text{ m}$.

$47.5 \text{ cm} \leq h_N \leq 76 \text{ cm}$ on adopte $h_N = 75 \text{ cm}$

• **Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{380}{10} = 38 \text{ cm}$$

on prend : $b = 40 \text{ cm}$

• **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante: $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_c$

Tel que :

$$L_c = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

K: Coefficient de raideur du sol.

- $K = 50 \text{ MPa/m} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K = 40 \text{ MPa /m} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K = 120 \text{ MPa /m} \rightarrow$ pour un très bon sol.

Pour notre cas $K = 40 \text{ MPa/m}$ (pour un sol de densité moyenne).

I : Inertie de la poutre , $I : \frac{bh^3}{12}$

E : Module d'élasticité du béton $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.20 \text{ mpa}$

b : La largeur de la poutre.

L_{max} : La longueur maximale entre les poteaux.

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.60 \times 0.903}{12} \Rightarrow I = 3.64 \times 10^{-2} m^4$$

$$L_c = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \Rightarrow L_c = 3.53 \text{ m}$$

Donc : $L_{max} = 380 \leq \frac{\pi}{2} L_c = 5.54 \text{ m}$

➤ **La dalle du radier :**

➤ **L'épaisseur :**

$$h_R \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{380}{20} = 19 \text{ cm avec } L_{max} = 3.8 \text{ m}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

On prend : $h_R = 60 \text{ cm}$

➤ **Débordement :**

$$D \geq \max \left(\frac{h_n}{2}, 30 \text{ cm} \right) = 75 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 80 cm de chaque côté.

⇒ On adopte : $D = 80 \text{ cm}$.

Alors : $S (\text{radier}) = S (\text{bâtiment}) + S (\text{débord}) = 373.415 + 80 = 431.415 \text{ m}^2$

➤ **Condition de cisaillement:**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T}{b.d} \leq \tau_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right] = 4 \text{ mpa}$

Avec $T = \frac{ql}{2}$; $ql = \frac{N.b}{srad}$

$N = 73595$

L : La longueur maximal, $L = 3.8 \text{ m}$

b: Largeur de la semelle pour bande de un mètre linéaire, ($b=1 \text{ m}$)

$$\tau_u = \frac{ql}{2.b.d} = \frac{N.L.b}{2Srad \times (0.9hR)} = \frac{73595 \times 10^{-3} \times 4.6}{2 \times 413.415 \times 0.54} = 0.81 \text{ rad}$$

$\tau_u = \leq \tau_u = 4 \text{ mpa} \dots \dots \dots \text{C.v}$

Donc pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification au non poinçonnement :** Selon BAEL 91 révisée 99 (Art A.5.2.42)

Il s'agit de vérifier que : $N \leq 0.045 \times \mu c \times h_R \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

μc : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

On a : a=60cm; b=60cm (section du Poteau le plus sollicité).

$\mu c = 2(a + b + 2h_R) = 2(0.60 + 0.60 + 1.2) = 4.8 \text{ m}$

N : Charge sous le poteau le plus sollicité (N = KN).

h : Epaisseur totale du radier (60cm).

$$1925.01 \leq 0.045 \times 4.4 \times 0.6 \times \frac{25000}{1.5} = 1980 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$1925.01 \leq 1980 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc pas de risque de poinçonnement.

✓ **Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :**

- **Poids du bâtiment :**

- La condition à vérifier est :

$$W > F_s \times S \times \gamma \times Z$$

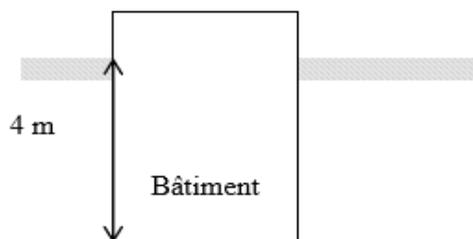


Figure VIII.6 : ancrage du batiment

$$W = W_{bat} + W_{Rad} + W_N \left\{ \begin{array}{l} W_{bat(x)} = 45788.8076 \text{ KN} \\ W_{bat(y)} = 45789.0859 \text{ KN} \\ W_{Rad} = \gamma_b \cdot S_{Rad} \cdot h_{rad} = 25 \times 413.415 \times 0.60 = 6201.23 \text{ KN} \\ W_N = \gamma_b \cdot b \cdot h' \cdot \sum L = 25 \times 0.50 \times (0.90 - 0.60) \times 236.9 = 888.4 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow W_{(x)} = 45788.8076 + 6201.23 + 888.4 = 52878.44 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow W_{(y)} = 45789.0859 + 6201.23 + 888.4 = 52878.72 \text{ KN}$$

$F_s = 1.5$ coefficient de sécurité.

$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$: poids volumique d'eau.

$Z = 4\text{m}$: hauteur d'ancrage de radier.

$S_{Rad} = 413.415 \text{ m}^2$: surface de radier.

ΣL : la longueur totale de la nervure.

$$W > F_s \times S \times \gamma \times Z = 1.5 \times 413.415 \times 10 \times 4 = 24804.9 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow W(x) = 52878.44 \text{ KN} \geq 24804.9 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\Rightarrow W(y) = 52878.72 \text{ KN} \geq 24804.9 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc pas de risque de soulèvement.

✓ **Vérification de la contrainte du sol :**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$

Z_{max} Déplacement maximum « Uz » à obtenu par Robot 2014.

$$\Rightarrow Z_{max} = 3 \times 10^{-3} \text{ m}$$

K : Coefficient de raideur du sol.

- $K = 50 \text{ MPa/m}$ → pour un très mauvais sol.

- $K = 40 \text{ MPa/m}$ → pour un sol de densité moyenne.

- $K = 120 \text{ MPa/m}$ → pour un très bon sol.

⇒ Pour notre cas $K = 40 \text{ MPa/m}$ (pour un sol de densité moyenne).

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 0.003 \times 40 = 0.12 \text{ MN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 0.25 \text{ MN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 0.003 \times 400 = 1.2 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{fz}{sr}$$

Avec :

F_z : Réaction total de la structure à obtenu par Robot 2014.

$$\Rightarrow F_z = 75075.39 \text{ KN}$$

S_r : Surface du radier

$$\Rightarrow S_r = 413.415 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{b2} = \frac{73595 \times 10^{-3}}{413.415} = 0.1816 \text{ MN/m}^2 < \sigma_{sol} = 0.25 \text{ MN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{b2} = \frac{73595 \times 10^{-3}}{413.415} = 1.816 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

➤ **Calcul de ferrailage du radier nervuré:**

A. Calcul du radier :

Le panneau sera calculé comme simplement appuyé sur ses quatre cotés et sur une bande de 1 m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatiques en travées et sur appuis.

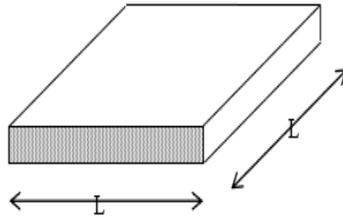


Figure VIII.7 : vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

D'après l'annexe E3 de BAEL 91 page 66 le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

$$q_l = \frac{N}{S} \times 1$$

N : L'effort total de la structure pour la combinaison la plus défavorable.

$$\text{Donc } q_{acc} = \frac{73959 \times 1}{413.415} \Rightarrow q_{ac} = 181.59 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = \frac{13929.24}{413.415} \Rightarrow q_{ser} = 33.69 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.8}{3.8} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle porte sur les deux sens.} \right.$$

➤ **ACC:**

➤ **Moments au centre :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_{acc} \cdot L_x^2 \quad M_{ox} = 0.024 \times 181.598 \times 4.3^2 = 142.368 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \quad \Rightarrow \quad M_{oy} = 0.8551 \times 142.368 = 121.739 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 M_{ox} \quad \Rightarrow \quad M_{ax} = 71.184 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{oy} \quad M_{ay} = 60.89 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{ox} \quad \Rightarrow \quad M_{tx} = 106.766 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy} \quad M_{ty} = 91.304 \text{ KN.m}$$

➤ **A'ELS :**➤ **Moments au centre :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot p_s \cdot L_x^2 \quad M_{ox} = 0.0496 \times 33.69 \times 4.2^2 = 30.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \quad \Rightarrow \quad M_{oy} = 0.901 \times 30.90 = 27.84 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 M_{ox} \quad \Rightarrow \quad M_{ax} = 15.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{oy} \quad M_{ay} = 13.92 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{ox} \quad \Rightarrow \quad M_{tx} = 23.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy} \quad M_{ty} = 20.88 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de ferrailage :**✓ **Section minimale d'armatures : (BAEL 91 P 211)**

Selon que l'on utilisera des fils de diamètre supérieur ou inférieur à 6 mm, les sections minimales d'armatures dans les deux sens valent : \emptyset 6 mm.

$$\text{Sens y : } A_{ymin} = 8 \times h_0 = 8 \times 0.6 = 4.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens x : } A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{ymin} = \frac{3-0.395}{2} \times 4.8 = 4.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Remarque : Selon le CBA93 dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de 20% :

$$A_{sminx} = 5.95 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{sminy} = 4.8 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

✓ **A'ACC :**1. **Sens X-X :**➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400.

$$\text{Avec : } \mu_{lim} = 0.392 \quad (\text{BAEL91 page120})$$

On calcule le moment réduit :

• **En travée :**

$$M_{tacc} = 106.776 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tacc}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{106.776}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.0285 \quad \Rightarrow \quad \mu = 0.0285 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0327$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.987$$

$$A_s = \frac{mtacc}{B.d.\sigma_s} = \frac{106.776 \times 10^{-3}}{0.978 \times 0.54 \times 34782} = 5.76 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$M_{a\text{acc}} = 71.184 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma\text{acc}}{b.d^2.fbu} = \frac{71.184 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.0172 \Rightarrow \mu = 0.0172 < \mu_{\text{lim}} = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0217$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_s = \frac{ma\text{acc}}{B.d.\sigma_s} = \frac{71.184 \times 10^{-3}}{0.99 \times 0.54 \times 3478} = 3.83 \text{ cm}^2$$

2. Sens Y-Y :

• **En travée :**

$$M_{\text{tacc}} = 91.304 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mtacc}{b.d^2.fbu} = \frac{91.304 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.022 \Rightarrow \mu = 0.022 < \mu_{\text{lim}} = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0278$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_s = \frac{mtacc}{B.d.\sigma_s} = \frac{91.304 \times 10^{-3}}{0.988 \times 0.54^2 \times 347.82} = 4.92 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$M_{a\text{acc}} = 60.898 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Maacc}{b.d^2.fbu} = \frac{60.898 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.0147 \Rightarrow \mu = 0.0147 < \mu_{\text{lim}} = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0185$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_s = \frac{maacc}{B.d.\sigma_s} = \frac{60.898 \times 10^{-3}}{0.993 \times 0.54^2 \times 347.82} = 3.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul d'espacement selon le BAEL.99 :**

$$S_t \leq (3h, 33\text{cm}) \Rightarrow s_t \leq 33 \text{ cm}$$

On prend $s_t = 20 \text{ cm}$ pour les deux nappes et suivant les deux directions.

		moment (KN.m)	As(cal) (cm ²)	A _{smin} (cm ²)	choix	ASadopte	St (cm)
Sens (x-x)	En travée	106.776	5.76	5.95	5T14	7.70	20
	En appui	71.184	3.83	5.95	5T14	7.70	20
Sens (y-y)	EN travée	91.304	4.92	4.8	5T14	7.70	20
	En appui	60.869	3.26	4.8	5T14	7.70	20

Tableau VIII.3: Choix des armatures

➤ **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

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

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc,lim} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ mpa}$

✓ **Position de l'axe neutre**

$$y = 15 \cdot \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \text{ Avec } A'_s = 0.$$

$$y = 15 \times \frac{(7.70)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(54 \times 7.70)}{7.5 \times (7.70)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 10.07 \text{ cm}$$

➤ **Inertie**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (d - d')^2] \text{ Avec } A'_s = 0$$

$$I = \frac{100 \times (10.07)^3}{3} + 15 \times$$

$$(7.70 \times 54 - 10.07^2) = 256935.31 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 30.90 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{30.90}{256935.31} \times 10.07 \times 10^3 = 1.81 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.81 \text{ mpa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

➤ **Vérification du cisaillement :**

on doit vérifier que : $\tau_{acc} \leq \tau_{adm} = \min (0.2, \frac{f_{c28}}{1.5}, 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa} .$

avec $\tau_{acc} = \frac{t_{max}}{b.d}$

	Tmax (KN)	τ_{acc} (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	O.B.S
sens x-x	181..598	0.336	3.33	CV
sens y-y	181.598	0.336	3.33	CV

Tableau VIII.4: Vérification d'effort tranchant.

• **Remarque :**

Pour des raisons constructives il faut ajouter des chaises entre les deux nappes, dans le but de supporter la nappe supérieure par rattachement à la nappe inférieure. Les chaises sont des armatures sous forme bateau.

B. Calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur de 0.8 m et d'épaisseur h = 60 cm.

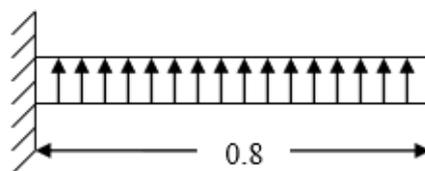


Figure VIII.8 : Schéma statique du débord

➤ **Sollicitation maximale :**

$$M_{acc} = \frac{q_{acc} \times L^3}{2} = \frac{158.589 \times 0.8^2}{2} = 58.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^3}{2} = \frac{33.69 \times (0.8)^2}{2} = 10.78 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

$$M_{acc} = 58.11 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{acc}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{58.11 \times 10^{-8}}{1 \times (0.54)^2 \times 14.17} = 0.014 \quad \Rightarrow \mu = 0.014 < \mu_{lim} = 0,392 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,0176$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,993$$

$$A_s = \frac{M_{acc}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{58.11 \times 10^{-8}}{0.993 \times 0.54 \times \frac{400}{1.15}} = 3.12 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} ; A_r = \frac{3.12}{4} ; A_r = 0.785 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale :**

$$\text{Sens } y : A_{ymin} = 8 \times h_0 = 4.8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Sens } x : A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{ymin} = 4.8 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{sminx} = 5.95 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sminy} = 4.8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Choix d'armature:**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : 5T14 → $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ pour les armatures longitudinales et de répartitions

➤ **Vérification à ELS:** (fissuration peu préjudiciable)

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

On vérifie que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$Y = 10.07 \text{ cm}$$

✓ **Inertie :**

$$I = 256935,331 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 10.78 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{10.78}{256935,331} \times 10.07 \right] \times 10^3 = 0.42 \text{ MPa}$$

1. Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.**➤ Vérification d'effort tranchant :**

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_{\text{acc}} = \frac{T_{\text{max}}}{b.d}$$

on doit vérifier que : $\tau_{\text{acc}} \leq \tau_{\text{adm}} = \min(0.2, \frac{f_{c28}}{1.5}, 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$.

$$T_{\text{max}} = q_{\text{acc}} \times L \rightarrow T_{\text{max}} = 181.589 \times 0.8 \rightarrow T_{\text{max}} = 145.278 \text{ KN}$$

$$\tau_{\text{acc}} = \frac{145.278}{0.8 \times 0.54} = 0.34 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow 0.34 \text{ Mpa} \leq \tau = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

C. Calcul de la poutre de libage (nervure) :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles sont supportées une charge sous forme trapèze pour (la grande portée) et triangle pour (la petite portée). Pour notre cas on prend la poutre la plus sollicitée.

➤ Sollicitation de la nervure :

$$M_{0\text{acc}} = \frac{q_{\text{acc}} \times L y^2}{8} \times (1 - \frac{\alpha^2}{3}) \Rightarrow M_{0\text{acc}} = \frac{181.589 \times 4.6^2}{8} \times (1 - \frac{0.935^2}{3})$$

$$\Rightarrow M_{0\text{acc}} = 340.356 \text{ KN.m}$$

$$M_{0\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \times L y^2}{8} \times (1 - \frac{\alpha^2}{3}) \Rightarrow M_{0\text{ser}} = \frac{33.69 \times 4.6^2}{8} \times (1 - \frac{0.935^2}{3})$$

$$\Rightarrow M_{0\text{ser}} = 63.145 \text{ KN.m}$$

✓ En travée :

$$M_{t\text{acc}} = 0.75 M_{0\text{acc}} \Rightarrow M_{t\text{acc}} = 0.75 \times 340.356$$

$$M_{t\text{ser}} = 0.75 M_{0\text{ser}} \Rightarrow M_{t\text{acc}} = 47.358 \text{ KN.m}$$

✓ En appui :

$$M_{a\text{acc}} = 0.5 M_{0\text{acc}} \Rightarrow M_{a\text{acc}} = 170.178 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\text{ser}} = 0.5 M_{0\text{ser}} \Rightarrow M_{a\text{ser}} = 31.572 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage de la poutre :**

✓ **En travée :**

$$M_{tacc} = 255.267 \text{ KN.m} ; \quad h = 0.9 \text{ m} ; \quad b = 0.60 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h \rightarrow d = 0.81 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{tacc}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{255.267 \times 10^3}{0.60 \times 0.81^2 \times 14.17} = 0.046 \Rightarrow \mu = 0.046 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0588$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 0.77$$

$$A_s = \frac{M_{tacc}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{255.267 \times 10^3}{0.77 \times 0.81 \times 347.82} = 9.88 \text{ cm}^2$$

✓ **En appui :**

$$M_{tacc} = 170.178 \text{ KN.m} .$$

$$\mu = \frac{M_{tacc}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{170.178 \times 10^3}{0.60 \times 0.81^2 \times 14.17} = 0.0306 \Rightarrow \mu = 0.0306 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0388$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 0.98$$

$$A_s = \frac{M_{tacc}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{170.178 \times 10^3}{0.98 \times 0.81 \times 347.82} = 6.16 \text{ cm}^2$$

➤ **La section minimale :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 0.60 \times \frac{2.1}{400} = 4.90 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = \max (A_{min} ; A_t) = 9.88 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a = \max (A_{min} ; A_a) = 6.16 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix d'armatures :**

○ **En travée :** 5t16 $\Rightarrow A_t = 10.05 \text{ cm}^2$

○ **En appui :** 5t16 $\Rightarrow A_a = 10.05 \text{ cm}^2$

✓ **Remarque :**

Dans le cas où la hauteur de la poutre $h_a \geq 2 (80 - 0.1 \times f_e) \Rightarrow 90 \geq 80 \text{ cm}$ il faut ajouter les armatures de peau parallèle à l'axe neutre, leur section d'au moins de $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction. Donc on prend 5T16

2. Vérification à L'ELS : (fissuration peu préjudiciable)

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

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,60 f_{c28} = 0,6(15) = 15 MPa$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$y = 15 \cdot \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \text{ Avec } A'_s = 0.$$

$$Y = 15 \times \frac{10.05}{60} \left(\sqrt{1 + \frac{60 \times 81 \times 10.05}{7.5 \times 10.05^2}} \right) \Rightarrow y = 19.29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times (A_s \times (d - y)^2 + A'_s (d - d')^2) \text{ Avec } A'_s = 0$$

$$I = \frac{60 \times 19.29^3}{3} + 15 \times (10.05 \times (81 - 19.29)^2) \Rightarrow I = 673908.132 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 47.357 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \left(\frac{47.357}{673908.132} \times 19.29^2 \right) \times 10^3 = 1.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.78 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.**

✓ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que $\tau_{acc} \leq \tau = \min \left(0.2 ; \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ mpa} \right) = 3.33 \text{ mpa}$.

$$\text{Avec } \tau_{acc} = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

$$T_{max} = q_{acc} \cdot L \Rightarrow T_{max} = 181.598 \times 4.6 \Rightarrow T_{max} = 835.351 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_{acc} = \frac{835.351 \times 10^3}{0.6 \times 0.81} = \tau_{acc} = 0.31 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{acc} = 2.06 \text{ mpa} < \tau = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

3. Diamètre des armatures transversales selon le BAEL .99 :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \varphi_{min} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min (25.71 ; 16 ; 50) \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

• **L'espacement :**

$$S_t \leq \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (73 ; 40) \text{ cm}$$

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

• Selon BAEL .91:

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi; \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{90}{4}; 12 \times 1,6 \right) = 19,2 \text{ cm}$$

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

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

$$L_r = 40 \varphi \Rightarrow L_r = 40 \times 1,60 \\ \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

➤ **Ancrage des armatures tendues :**

$$\bar{\tau}_s = 0,60 \psi_s^2 \cdot f_{yt} \quad (\psi_s = 1,50 \text{ Barre à haute adhérence courante}).$$

$$\bar{\tau}_s = 0,60 \times (1,50)^2 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_s = 2,84 \text{ MPa}$$

➤ **Longuer des scellement droit :**

$$\frac{\Phi \cdot f_e}{4 \times \tau_s} \Rightarrow L_s = \frac{1,60 \times 400}{4 \times 2,84}$$

$$\Rightarrow L_s = 56,34 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

Dans ce huitième et dernier chapitre nous avons touché le volet de l'infrastructure du bâtiment qui est d'une charge importante (un bâtiment de 11 étages R+10) ; on a donc opté pour un radier nervuré et non pas pour une semelle filante ni pour une semelle isolée.

Conclusion

Générale

Conclusion Générale

Ce projet qu'on a réalisé est un travail qui consiste à faire :

la conception et l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation constituée d'un rez de chaussé et (10) étages implanté dans la wilaya de Saida.

le but de ce projet c'est de savoir "l'influence de dureté de sol sur la stabilité sismique de l'ouvrage".

pour cela on a commencé notre étude de présenter les caractéristiques des matériaux en **premier chapitre**.

en **deuxième chapitre** on a calculé le pré dimensionnement des éléments structuraux, Pour la stabilité de bâtiment, et pour qu'il soit bien contreventé, les sections adoptées pour les éléments sont :

- ✓ Plancher corps creux (16+4) cm
- ✓ Poutre principale (bxh)=(30x40)
- ✓ Poutre secondaire (bxh)= (30x40)
- ✓ Poteaux :
 - RDC et 1^{er} étage (bxh)=(60x60)
 - Le 2^{ème} & 3^{ème} & 4^{ème} étage (bxh)=(55x55)
 - Le 5^{ème} & 6^{ème} & 7^{ème} (50 x 50)étage
 - Du 9^{ème} étage au terrasse : (bxh)=(45x45)

le **3^{ème} chapitre** nous avons défini et calculer le ferrailage des planchers par la méthode forfaitaire plus la vérification de la flèche.

on a comme un choix des barres :+

En appui : 2T10+2T12 => A= 3,83cm²

En travée : 2T10+2T12 => A= 3,83cm²

la vérification à L'ELS :

pour l'acier : aucune limite (cas peu préjudiciable)

pour le béton : les armatures calculées à E.L.U sont maintenues.

La condition : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$ est vérifiée

Vérification d'effort tranchant : la condition $\tau_u \leq \tau_u^{\text{lim}}$ est vérifiée pour tous les étages

vérification de la flèche : $\Delta f_t = 0,487 \text{ cm} < F_{adm} = 0,72 \text{ cm}$ condition vérifié

le **4^{ème} chapitre** dans ce dernier on a calculé le ferrailge des éléments secondaires.

le **5^{ème} chapitre**, l'analyse sismique c'est l'étape déterminante de la conception parasismique et l'utilisation du logiciel ROBOT 2014 et sa fiabilité des résultats qui dépend de la bonne modélisation et exploitation des résultats.

dans cet étude sismique la méthode statique équivalente n'est pas applicable pour

Conclusion Générale

notre bâtiment étudié car la structure est irrégulière en plan on va utiliser la méthode modale spectrale en commençant par l'analyse spectrale et les paramètres du spectre de réponse .

$$\left\{ \begin{array}{l} A=0.10 \\ R=3.5 \\ Q=1.2 \\ \eta=0.88 \end{array} \right. \quad \text{pour les deux sites}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1=0.15 \text{ s} \\ T_2=0.30 \text{ s} \end{array} \right. \quad (\text{site 01}) \qquad \left\{ \begin{array}{l} T_1=0.15 \text{ s} \\ T_2=0.70 \text{ s} \end{array} \right. \quad (\text{site 04})$$

après estimation de la période fondamentale on trouve $T_{\text{empirique}}=0.80 \text{ s}$

après on a proposé 3 modes de disposition des voiles de contreventement

la première disposition : il y a torsion dans ce mode et la période $=1.14 \text{ s} > 0.80 \text{ s}$.

la deuxième disposition : il y a une translation suivant xx et yy mais la période ne vérifie pas $0.89 \text{ s} > 0.80 \text{ s}$.

la troisième disposition : il y a une translation suivant xx et yy mais la période vérifie $0.79 \text{ s} > 0.80 \text{ s}$.

Parmi l'une des 1^{ère} vérifications préconisées par le **RPA99** c'est la résultante des forces on trouve comme résultats :

pour le site 01 : $V_t^x > 0.8V_X$ et $V_t^y > 0.8V_Y$ **Condition vérifiée.**

pour le site 04 : $V_t^x > 0.8V_X$ et $V_t^y > 0.8V_Y$ **Condition vérifiée.**

la présentation des résultats Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT BAT on a la période donnée ne dépasse pas celle estimée à partir de la formule

$T_{\text{empirique}}$ de plus de 30%, $T_{\text{dyn}} < 1.3T_{\text{RPA}}$

$T_{\text{dyn}} = 0,79 \text{ sec} < 1.3 (0,615) = 0,80 \text{ sec}$ CV

Le 1er et le 2ème mode sont des translations suivant les axes (**XX'**) et (**YY'**)

Successivement. Le 3ème mode c'est un mode de torsion.

Le nombre de modes à considérer est de 10 modes (participation modale des neuf modes est de 91.00 % . Supérieur à 90% (**pour les deux sites**)

pour les paramètres de réponse :

la vérification des déplacements : Le déplacement ne dépasse pas 1% d'hauteur d'étage (déplacement admissible) dans les deux sens.(pour les deux cas).

L'effort normal réduit : l'effort réduit au niveau des poteaux carrés (pour les deux cas) est vérifié

Vérification de l'effet de p-Delta : les coefficients ΔK sont inférieurs à 0,10 ; donc la condition de le RPA99/version 2003 satisfaite à tous les niveaux.

Vérification au renversement :

- La stabilité au renversement est vérifiée pour le site 01 (sol rocheux)
- La stabilité au renversement n'est vérifiée pas pour le site 4 (sol lâche)

Composante verticale d'action sismique :

Conclusion Générale

L'article de vérification de Composante verticale d'action sismique n'est pas obligatoire de vérifier car Le projet située a wilaya de Saida, classe comme zone faible sismicité (**zone I**) plus la longueur de porte-à-faux (balcon) égal un **mètre**

Après la comparaison de ces deux études, et en fonction des résultats que nous avons obtenus, nous concluons que le site rocheux (site 01) a un effet sur la stabilité sismique du bâtiment, et que le bâtiment de site 01 est meilleur et plus stable que le bâtiment de site 04.

le **6^{ème} chapitre** , on a étudié l'influence de la nature de site sur la stabilité sismique tout en passant par l'étude paramétrique ,et des paramètres de réponse après la lecture et l'interprétation du graphe nous a permis de conclure que :

- **La période** : la période de les quatres sites ne dépasse pas la période obtenue par ROBOT BAT ($T_{dyn} = 0.80 \text{ sec}$)

- **l'effort tranchant à la base** : On remarque les différents efforts pour chaque étage
- Les effort tranchant a la base plus grand par rapport les étage
- Les effort tranchant a la base diminue suivant l'augmentation des étage
- Les effort tranchant a la base diminue suivant l'augmentation des vitesse de cisaillement de sol
- Le sol de vitesse 150 m/s donne un effort 2969.24kn et le sol de vitesse 900m/s donne un effort 1911kn
- **l'effort normal** : les résultats des efforts normaux pour chaque vitesse sont les mêmes.
- les poteaux de RDC de structure dans le sol de vitesse 150 m/s donnent un effort 1936 KN c'est le même résultat obtenue dans les poteaux de structure de sol de vitesse 900 m/s
- **-l'effort normal selon la hauteur** : La lecture et l'interprétation du graphe nous a permis de conclure que la valeur de l'effort tranchant du sol de vitesse 150 m/s (très meuble) est plus grande que les autres sol, le sol de vitesse 900 m/s (rocheux) sont classe le dernier résultat
- déplacement : la valeur de déplacement suivant XX et YY du de sol de vitesse 150m/s (très meuble) est plus grande que les autres sol , le sol de vitesse 900m/s (rocheux) sont classe le dernier

a la fin du chapitre on peut confirmer l'importance de l'influence de la dureté du sol sur la stabilité sismique d'un bâtiment.

Pour terminer le projet, on a utilisé les valeurs obtenues de l'étude la plus stable (le cas de site rocheux) pour calculer le ferrailage des éléments structurant et fondation sur l'infrastructure. **chapitre 7 et 8**

Finalement, nous espérons que ce mémoire ouvre des perspectives intéressantes et enrichira nos connaissances sur le plan théorique et pratique en génie civil, un guide et un référence pour ce qui s'intéresse de près ou de loin au métier de l'ingénieur en génie civil.

- [1] Règles Parasismiques Algériennes **RPA99 version2003**.
- [2] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA93**.
- [3] Document Technique Réglementaire **DTR-BC 2-41**.
- [4] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91**.
- [5] Documents Techniques Réglementaires **B.C-2.2**.
- [6] ARBES Manel, Vers une amélioration de la méthode statique équivalente des règles parasismiques Algériennes 99 version 2003.
- [7] MORSLI Hammou, le comportement dynamique d'une structure renforcée par des goussets en béton armé : cas R+10.
- [8] **Lahmadi Azzeddine**. Étude paramétrique de l'interaction entre ouvrages : Tunnel –Batiment – Excavation
[https://www.researchgate.net/publication/282777808 Etude parametrique de l'interaction entre ouvrages Tunnel - Batiment - Excavation](https://www.researchgate.net/publication/282777808_Etude_parametrique_de_l'interaction_entre_ouvrages_Tunnel_-_Batiment_-_Excavation)
- [9] les sols ; Quelques propriétés du sol
[https://www.alterrebourgognefranche.comte.org/ depot alterrebourgogne/ depot arko/ articles/224/guidepeda-sols-fiche-4-les-proprietes-du-sol_doc.pdf](https://www.alterrebourgognefranche.comte.org/depot_alterrebourgogne/depot_arko/articles/224/guidepeda-sols-fiche-4-les-proprietes-du-sol_doc.pdf)
- [10] Définition et représentation de l'aléa sismique Etienne BERTRAND CETE Méditerranée
http://www.cotita.fr/IMG/pdf/JT_seisme_2012_J1_02_Alea_sismique_V1.pdf
- [11] les cours de monsieur MOHAMED BENOUN génie parasismique élément sismologie
https://e-learning.univ-saida.dz/moodle/pluginfile.php/82007/mod_resource/content/1/1.Chap%201_El%C3%A9ments%20de%20sismologie_du%2026-12%20au%2031-12.pdf
- [12] Les effets des tremblements de terre
https://e-learning.univ-saida.dz/moodle/pluginfile.php/91131/mod_resource/content/1/3.GPS_Chap%203_les%20effets%20des%20tremblements%20de%20terre%20du%2016-01%20au%2022-01.pdf
- [13] Les aléas sismiques
https://e-learning.univ-saida.dz/moodle/pluginfile.php/87543/mod_resource/content/1/2.2.GPS_Chap%202_Les%20al%C3%A9as%20sismiques%20%28cas%20d%C3%A9tude-S%C3%A9isme%20de%20Boumerdes%29_du%2009-01%20au%2015-01.pdf
- [14] Logiciel d'analyse des structures AUTODESK ROBOT version 2014.
- [15] Microsoft Office Word 2010.

Bibliographie

- [16] Microsoft Office Excel 2010.
- [17] Auto cad 2014.

Annexes

Annexe 1:

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2:

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$ Avec $L_x < L_y$.

		u/l_x										
		v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3:

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ (mm)	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	150,80
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	188,50
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	226,20
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

La composition d'un mètre cube (m³) de béton. :

Graviers 5 /25	Sable 0/5	Ciment CPA	Eau
800L	400L	350kg	175L

Propriétés mécaniques d'acier :

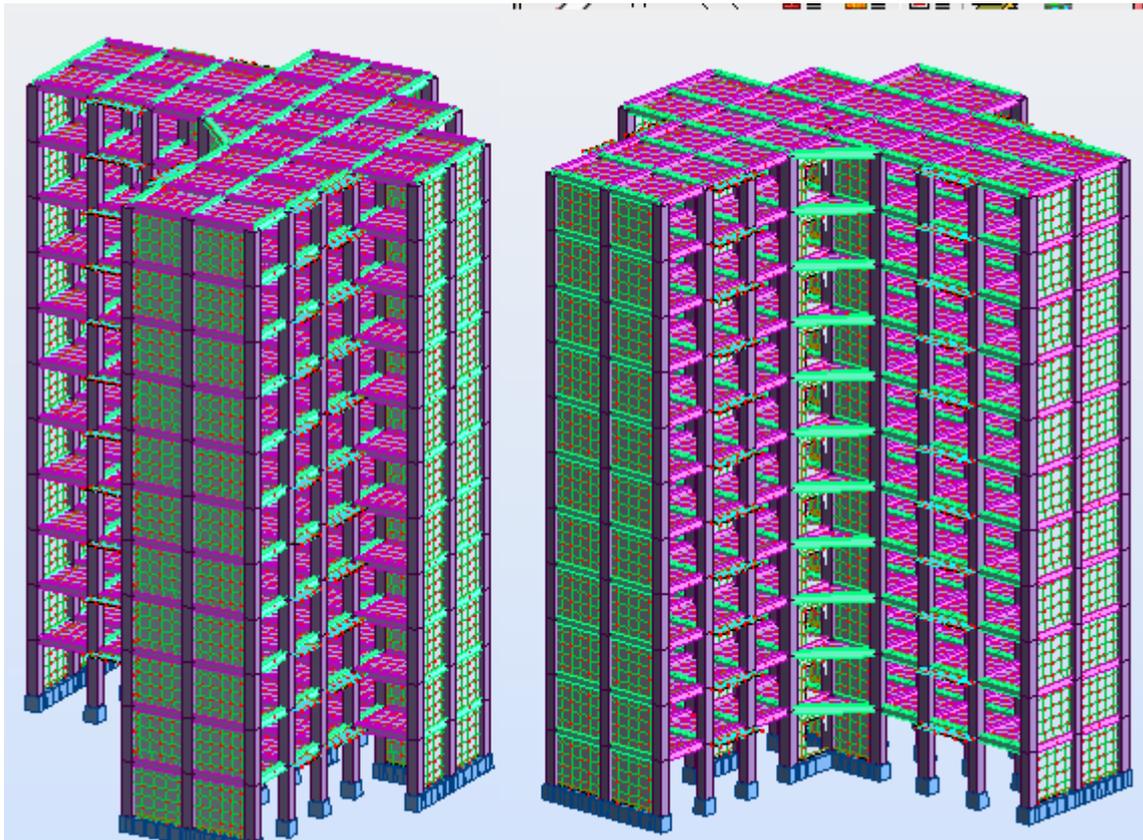
Type d'acier	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité en MPa
Ronds lisses	$f_e=215\text{MPa}$ $f_e=235\text{MPa}$	$E_s = 2,1.10^5\text{MPa}$
Barres a hautes adhérences	$f_e =400 \text{ MPa}$	
Treillis soudés (TS)	$f_e= 500\text{MPa}$	

La nuance d'acier

Nuance	FeE215		FeE235		FeE400		FeE500	
	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1.15$						
f_e/γ_s	215	187	235	204	400	348	500	435
$\epsilon_s(\text{‰})$	1.075	0.935	1.175	1.02	2.00	1.74	2.5	2.175
α_l	0.765	0.789	0.749	0.774	0.636	0.668	0.583	0.617
μ_l	0.425	0.432	0.420	0.427	0.379	0.392	0.358	0.372

Annexe 4:

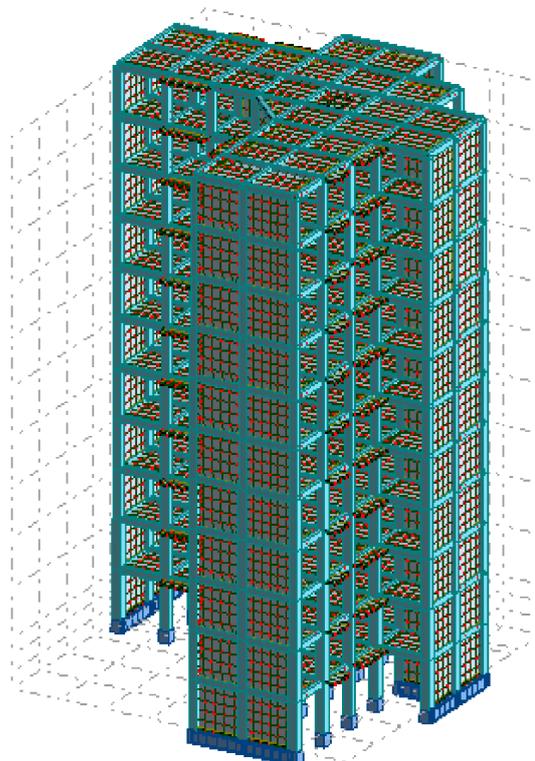
Résultat de l'analyse dynamique



vue de la structure

Propriétés du projet: Projet R+10 est situé dans la wilaya de saida

Type de structure: Coque



Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 13.750 \text{ (m)}$$

$$Y = 13.857 \text{ (m)}$$

$$Z = 17.511 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 436226582.511 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 434622899.350 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 13.813 \text{ (m)}$$

$$Y = 13.825 \text{ (m)}$$

$$Z = 16.971 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 428427435.257 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 422101006.116 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 269669364.770 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 3041775.059 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 13.656 \text{ (m)}$$

$$Y = 13.692 \text{ (m)}$$

$$Z = 16.971 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 670281562.497 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 661049879.817 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 750472365.711 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 8653759.089 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds: 15759

Nombre de barres: 1122

Éléments finis linéiques: 5531

Éléments finis surfaciques: 16798

Éléments finis volumiques: 0

Nbre de degrés de liberté stat.: 93804

Cas: 20

Combinaisons: 14

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : pp

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 2 : g

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : p

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 4 : Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal

Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations

Nombre de modes : 20

Limites : 0.000

Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 5 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

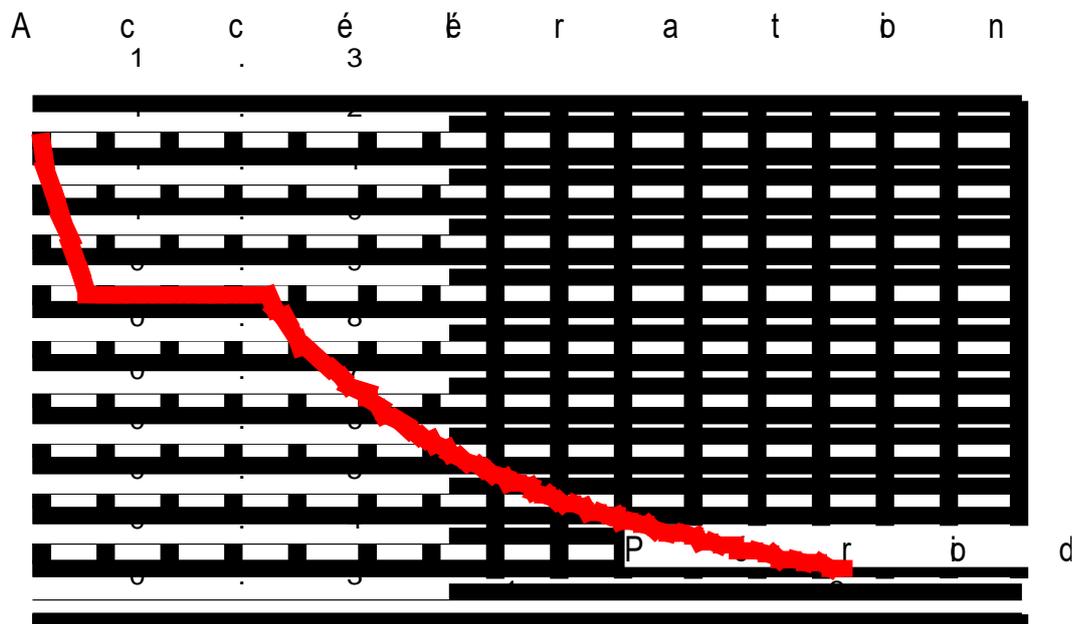
Z = 0.000

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



Données:

Zone : I
Usage : 2
Assise : S4
Coefficient de qualité : 1.200
Coefficient de comportement : 3.500
Amortissement : $x = 7.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882$

A = 0.100

T₁ = 0.150

T₂ = 0.700

Cas 7 : ELS

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : ELU

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : 0.8G+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : 0.G-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : 0.8G+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : 0.8G-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : G+P+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : G+P-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : G+P+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : G+P-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : G+P+1.2EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : G+P-1.2EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : G+P+1.2EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : G+P-1.2EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

propriétés des profilés

Caractéristiques de la section:

poutre 30*40



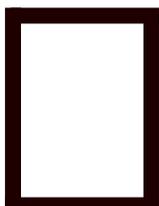
$HY=30,0$, $HZ=40,0$ [cm]

$AX=1200,000$ [cm²]

$IX=194898,778$, $IY=160000,000$, $IZ=90000,000$ [cm⁴]

Matériau=BETON20

chainage 30*40



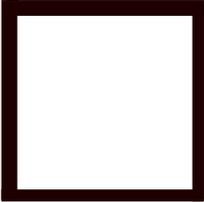
$HY=30,0$, $HZ=40,0$ [cm]

$AX=1200,000$ [cm²]

$IX=194898,778$, $IY=160000,000$, $IZ=90000,000$ [cm⁴]

Matériau=BETON20

poteau 60*60



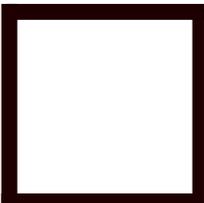
$HY=60,0$, $HZ=60,0$ [cm]

$AX=3600,000$ [cm²]

$IX=1821956,817$, $IY=1080000,000$, $IZ=1080000,000$ [cm⁴]

Matériau=BETON20

poteau 45*45



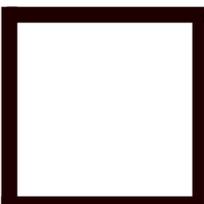
$HY=45,0$, $HZ=45,0$ [cm]

$AX=2025,000$ [cm²]

$IX=576478,524$, $IY=341718,750$, $IZ=341718,750$ [cm⁴]

Matériau=BETON20

poteau 50*50



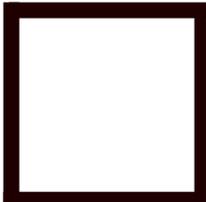
$HY=50,0$, $HZ=50,0$ [cm]

AX=2500,000 [cm²]

IX=878644,298, IY=520833,333, IZ=520833,333 [cm⁴]

Matériau=BETON20

poteau 55*55



HY=55,0, HZ=55,0 [cm]

AX=3025,000 [cm²]

IX=1286423,117, IY=762552,083, IZ=762552,083 [cm⁴]

Matériau=BETON20

Réactions: Extrêmes globaux

Repère global - Cas: 1A3 5A20

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	217,32	225,39	2338,92	102,58	87,99	4,15
Noeud	90	65	90	74	68	78
Cas	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	8 (C)
Mode						
MIN	-210,29	-228,76	-1682,72	-97,18	-97,58	-2,95
Noeud	72	63	63	74	64	1625
Cas	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)
Mode						

Déplacements: Extrêmes globaux

- Cas: 1A3 5A20

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	4,491	4,883	0,571	0,003	0,003	0,001
Noeud	5428	5613	5760	15374	16031	2470
Cas	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	15 (C) (2SM)
Mode						
MIN	-4,606	-4,935	-0,673	-0,003	-0,003	-0,001
Noeud	6717	5830	5568	16526	16031	2470
Cas	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
Mode						

Efforts: Extrêmes globaux

- Cas: 1A3 5A20

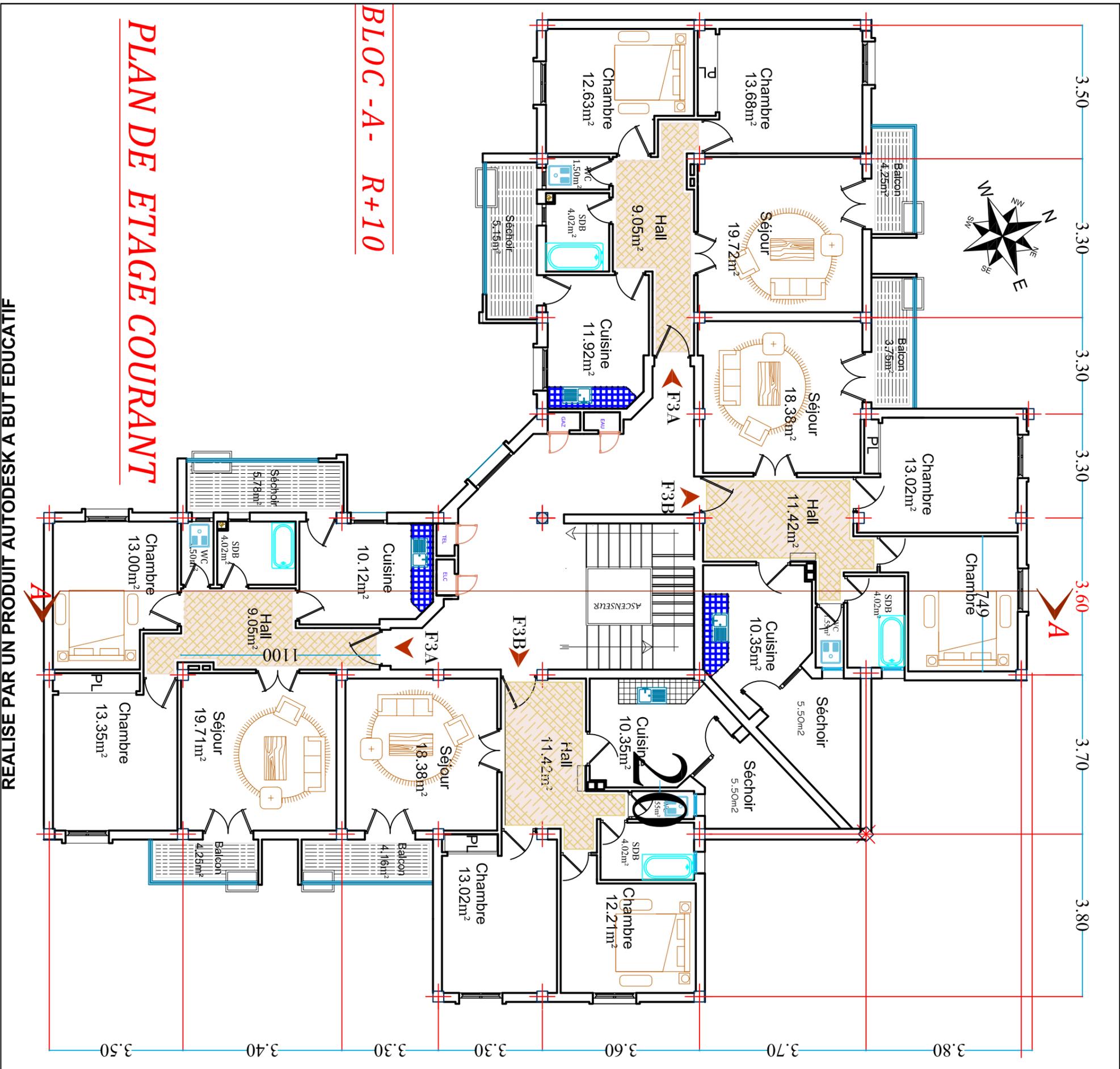
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2043,84	143,53	156,00	14,42	105,16	113,51
Barre	138	114	715	715	142	114
Noeud	90	65	293	293	94	65
Cas	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-1474,35	-144,65	-166,18	-15,72	-103,97	-113,63
Barre	112	112	467	847	127	112
Noeud	63	63	213	322	78	63
Cas	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
Mode						

Contraintes: Extrêmes globaux

- Cas: 1A3 5A20

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
MAX	14,04	5,26	12,34	5,27	-0,00	-0,00	5,68
Barre	715	124	844	1329	177	187	138
Noeud	293	75	316	486	62	117	90
Cas	19 (C) (CQC)	8 (C)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)
Mode							
MIN	-2,87	-12,48	0,00	0,00	-12,34	-5,27	-4,10
Barre	129	467	177	187	844	1329	112
Noeud	50	213	62	117	316	486	63
Cas	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
Mode							

les plans architectes

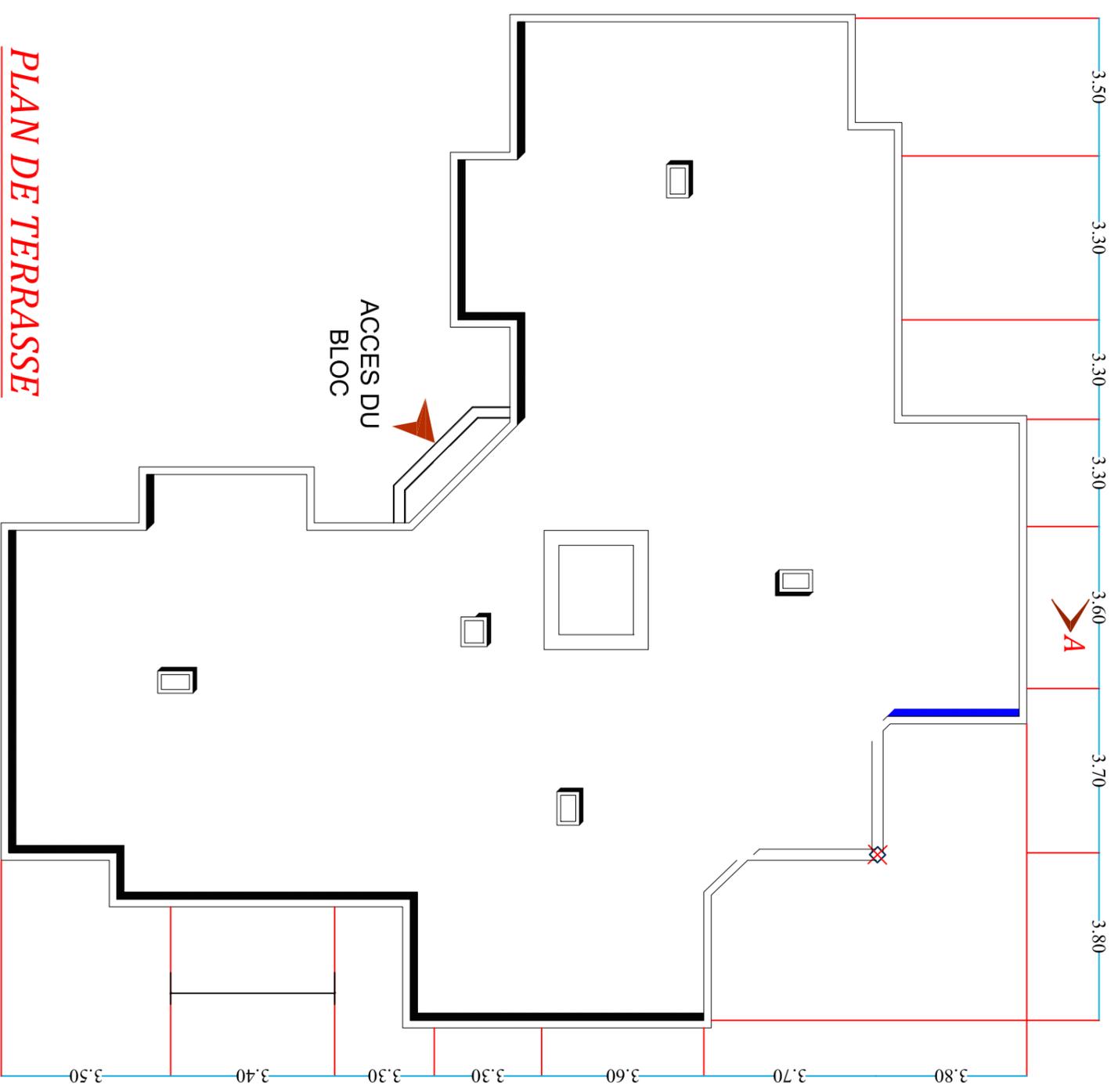


BLOC -A- R+10

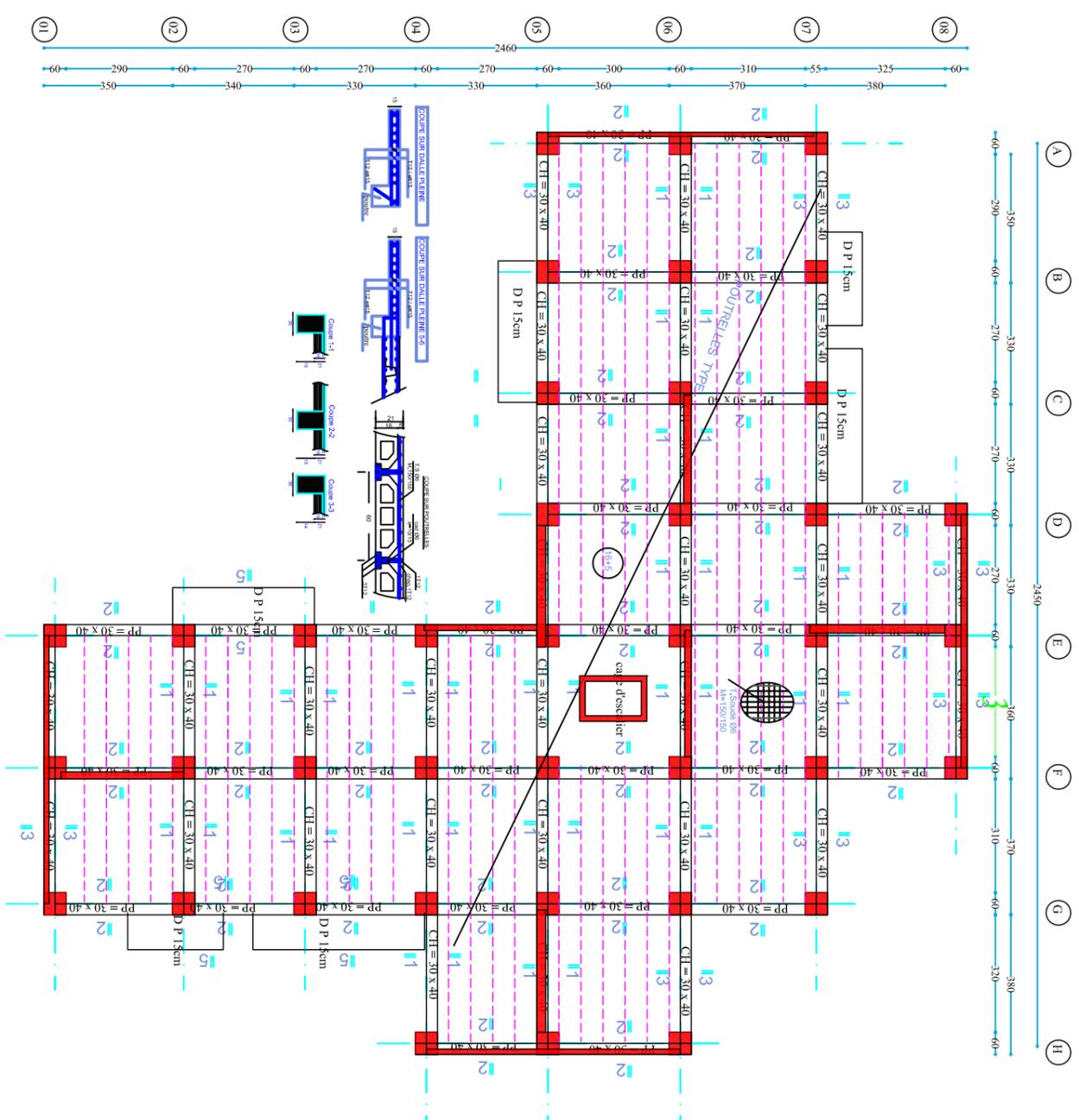
PLAN DE ETAGE COURANT

250 LOGEMENTS LPA PROGRAMME 2010 A WILAYA DE Saïda

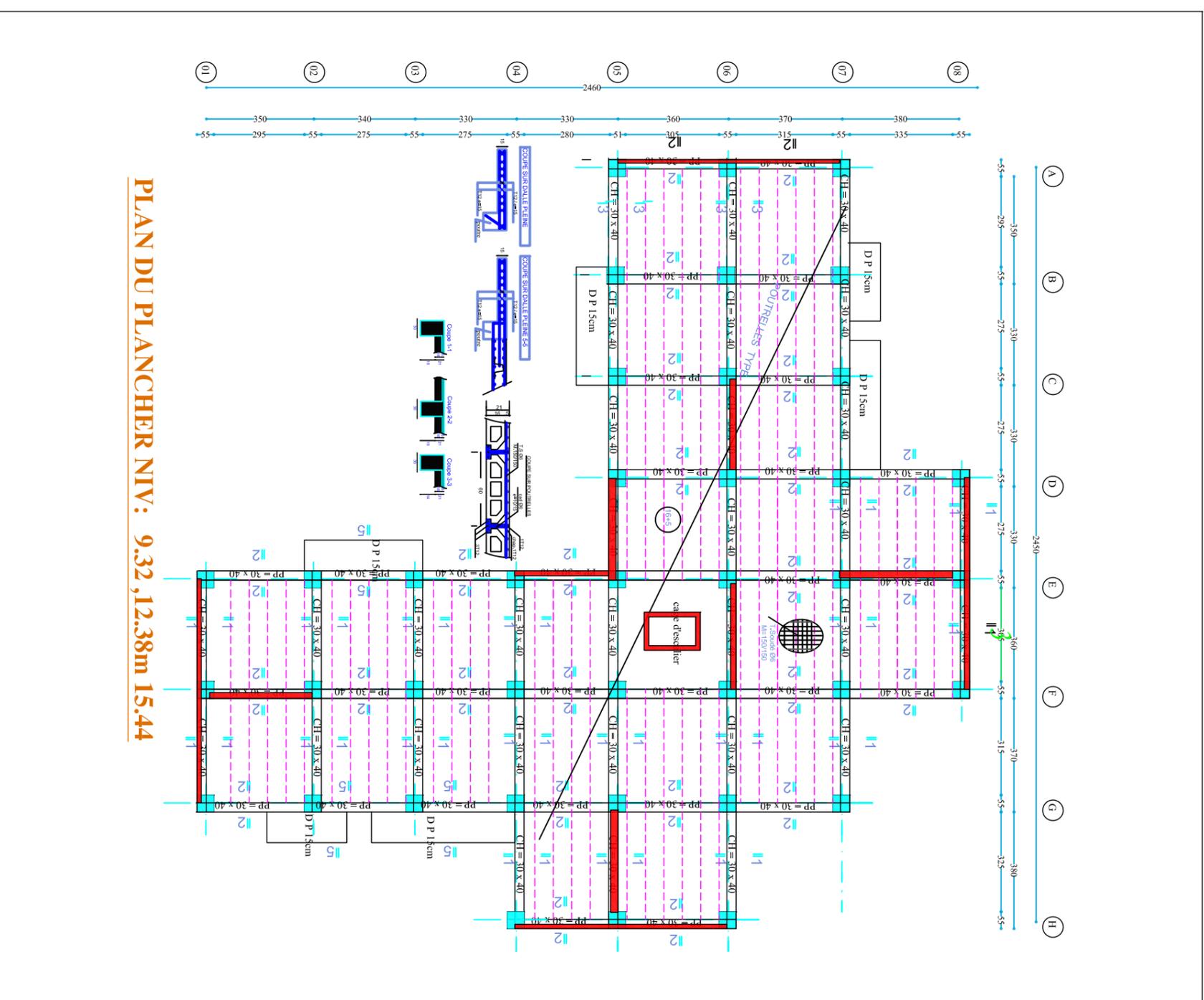
BLOC -A- R+10



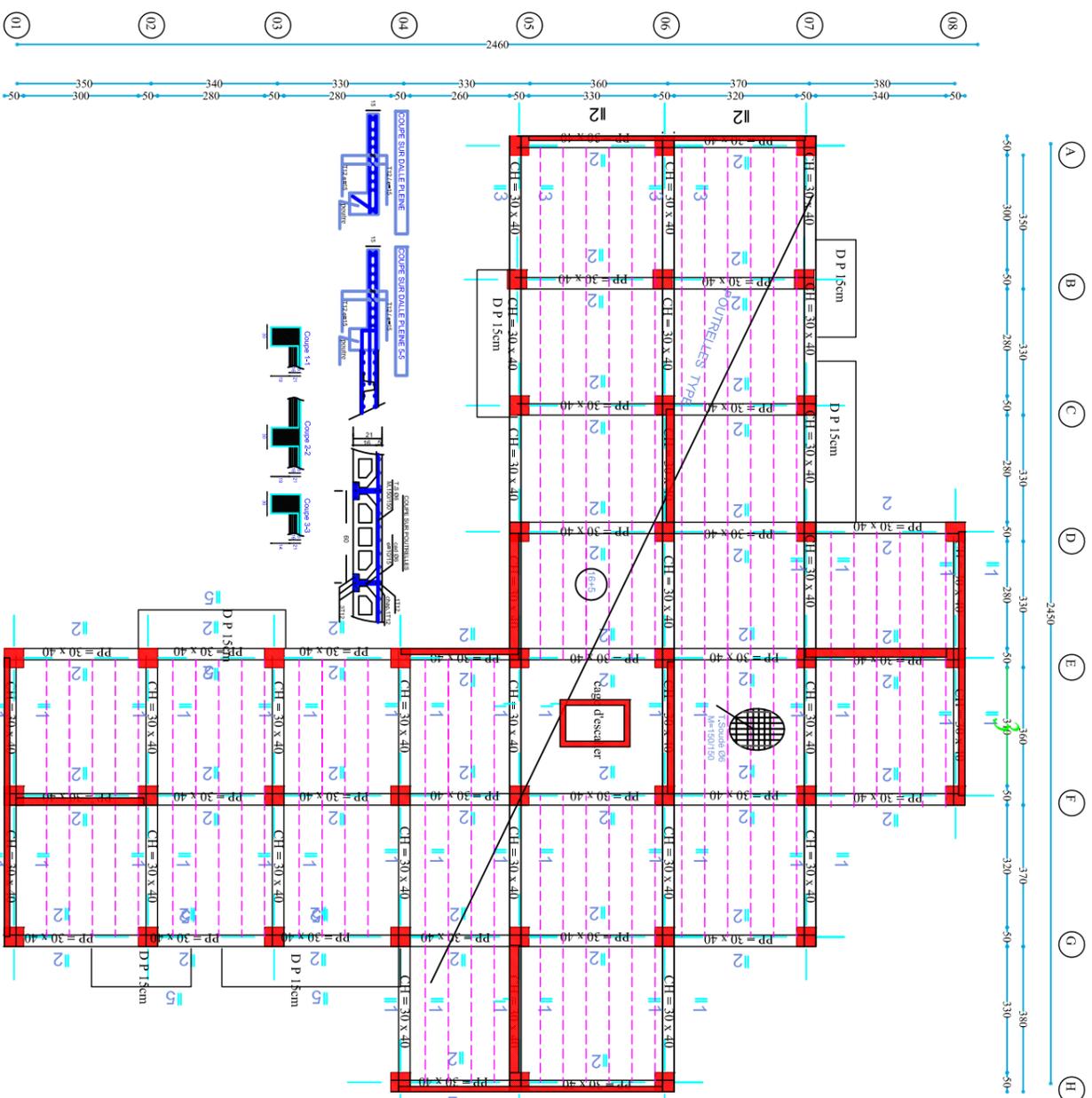
PLAN DE TERRASSE



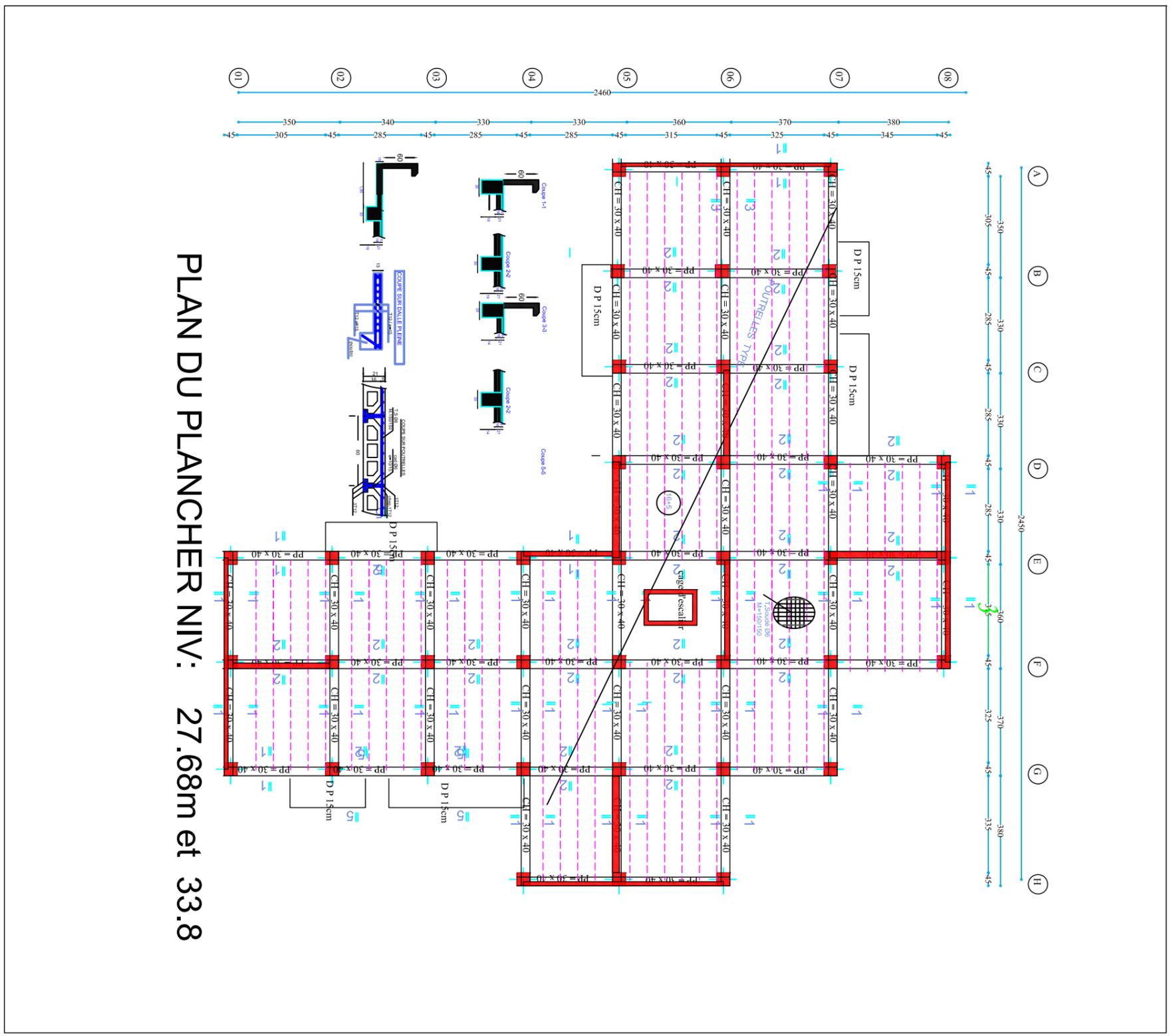
PLAN DU PLANCHER NIV: 3.20m 6.26m



PLAN DU PLANCHER NIV: 9.32, 12.38m 15.44



PLAN DU PLANCHER NIV: 18.5, 21.56; 24.62

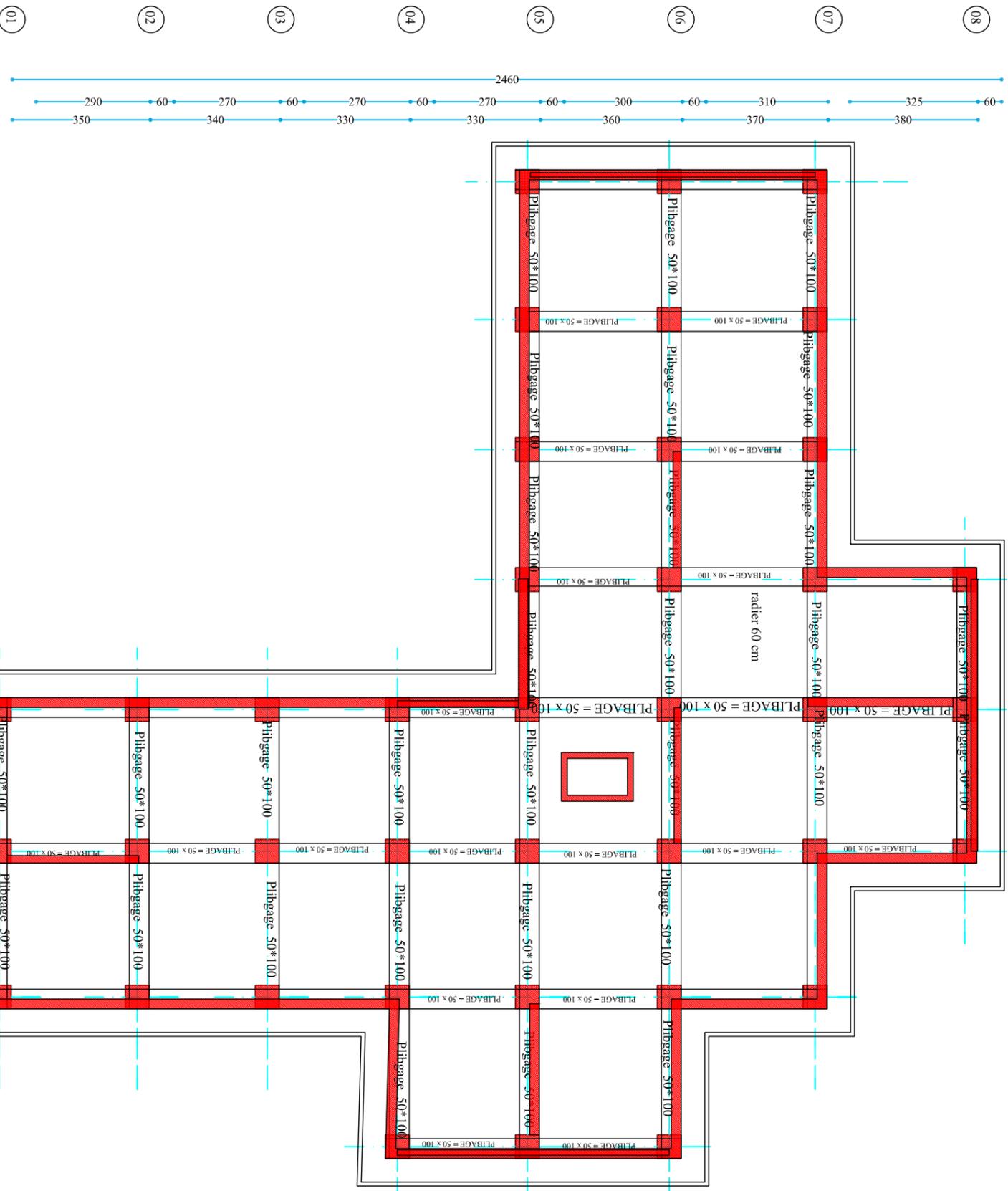
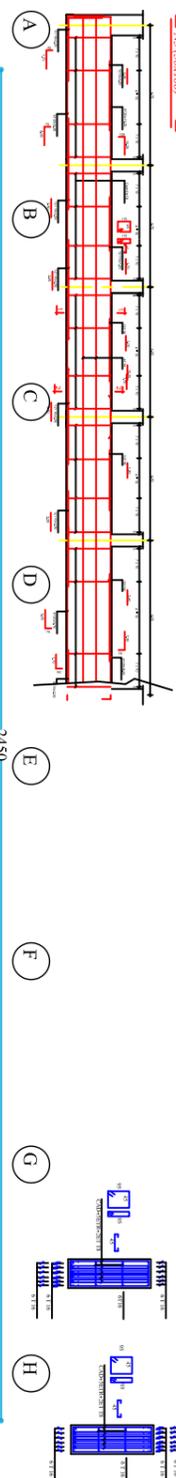
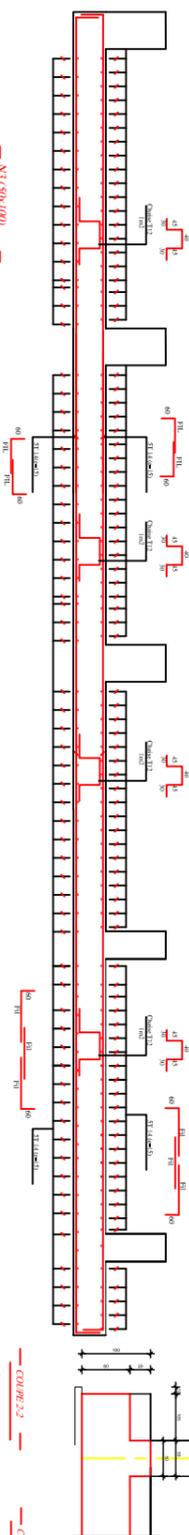


PLAN DU PLANCHER NIV: 27.68m et 33.8

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FERRAILLAGE RADIERS (q=60)

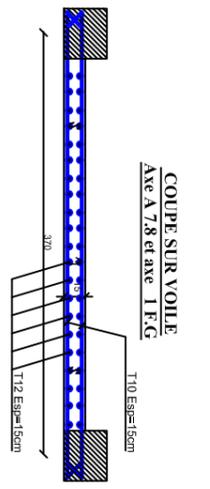
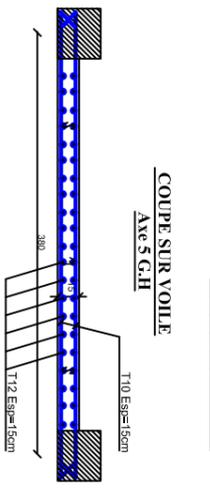
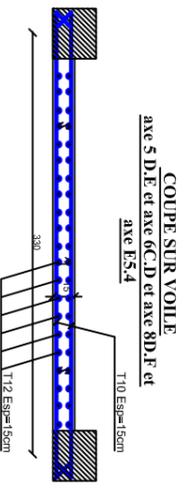
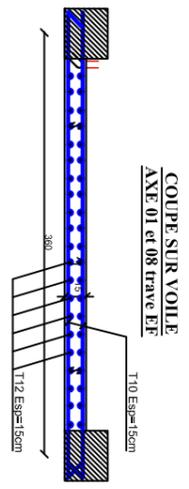
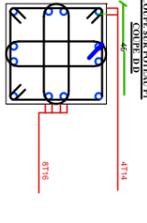
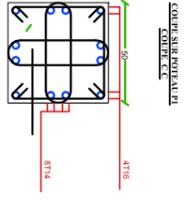
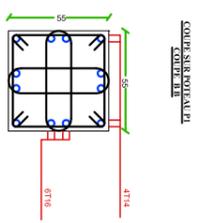
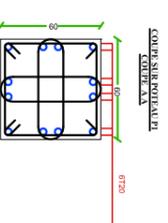
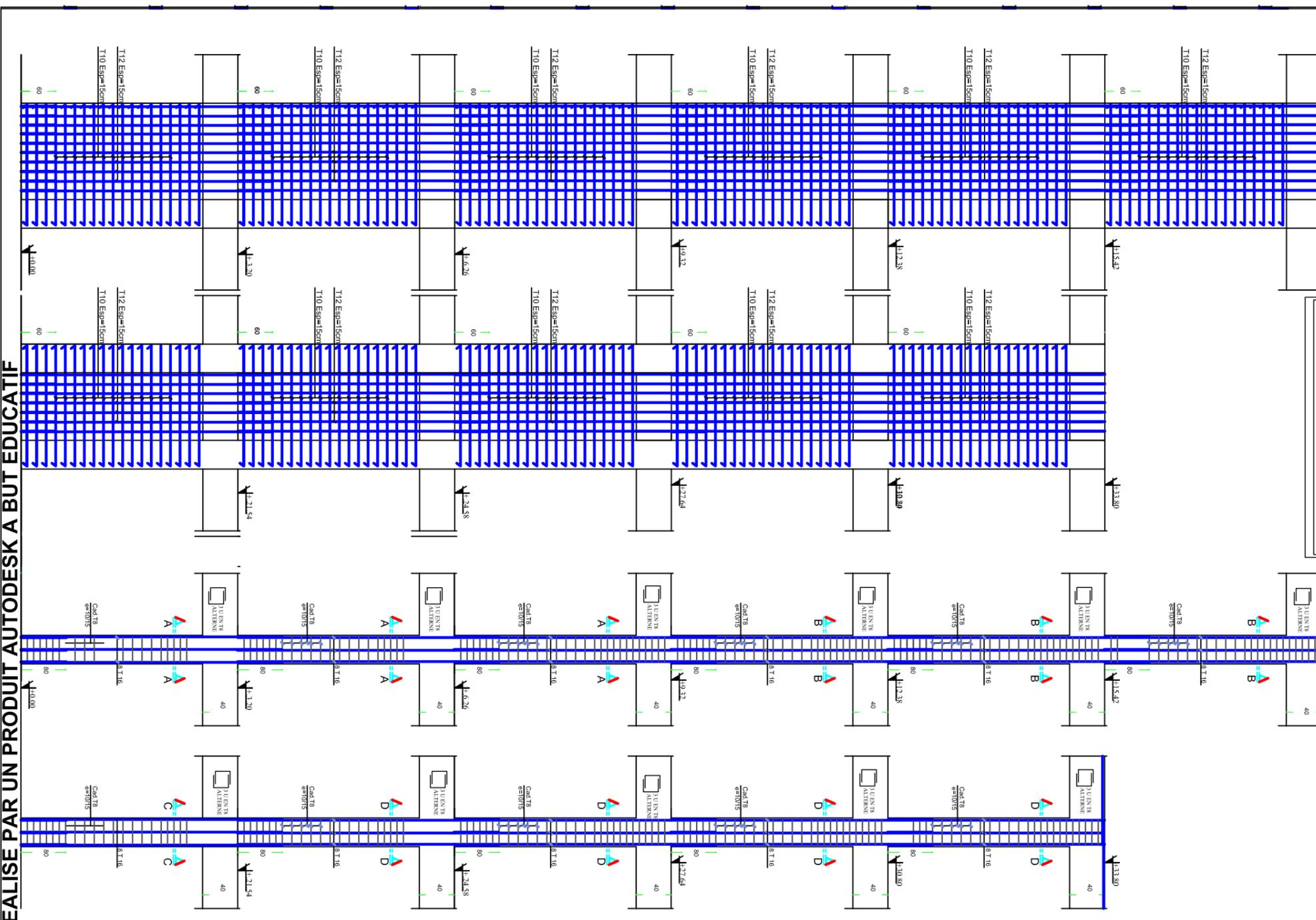
COLONNE A4



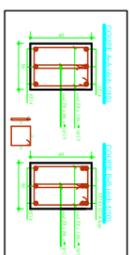
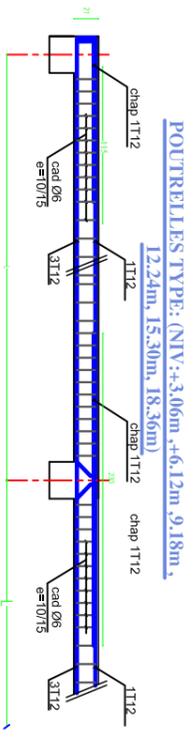
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

COUPE SUR
VOILE DE CONTREVENTEMENT

PLA REALISEE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
DES POTEAUX ET VOILES

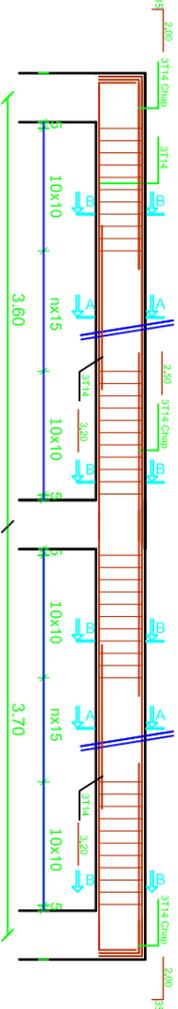


PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES



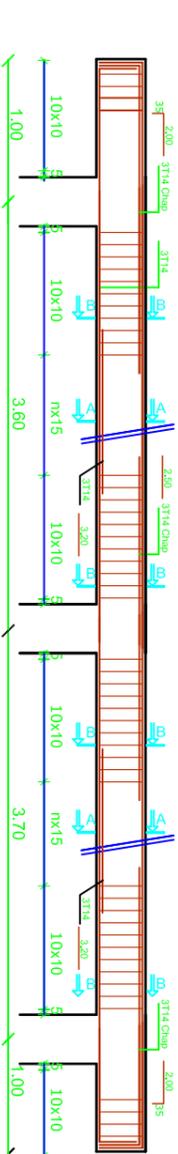
POUTRE Axe 1 (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m
15.30m 18.36m 21.42m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m



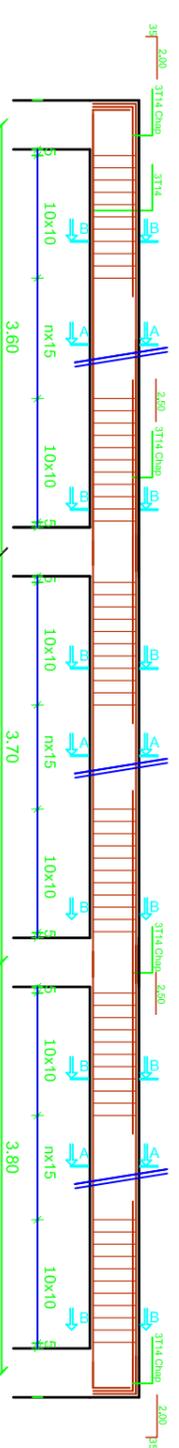
POUTRE Axe 2.3 (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m
18.36m 21.42m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m



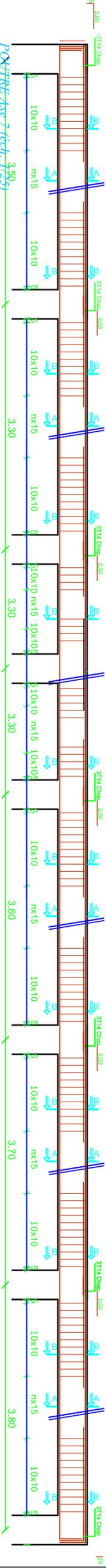
POUTRE Axe 4 (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m
18.36m 21.42m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m



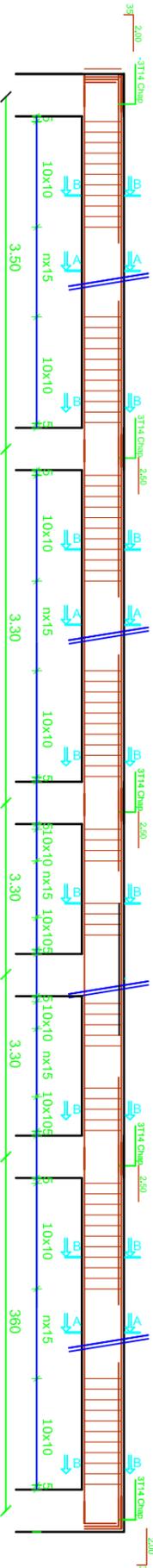
POUTRE Axe 5.6 (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m
18.36m 21.42m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m



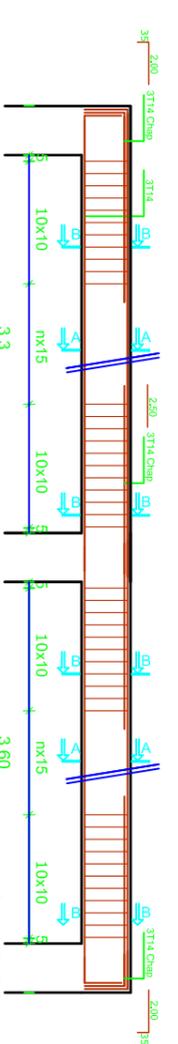
POUTRE Axe 7 (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m
18.36m 21.42m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m

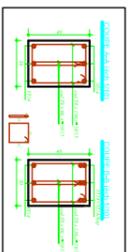


POUTRE Axe 8 (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m
15.30m 18.36m 21.42m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m

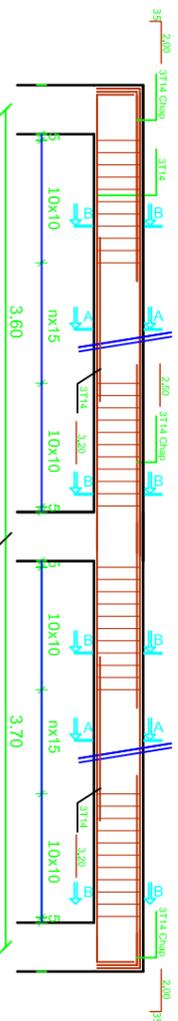


**PLAN DE FERRAILLAGE
DES CHAINAGES**



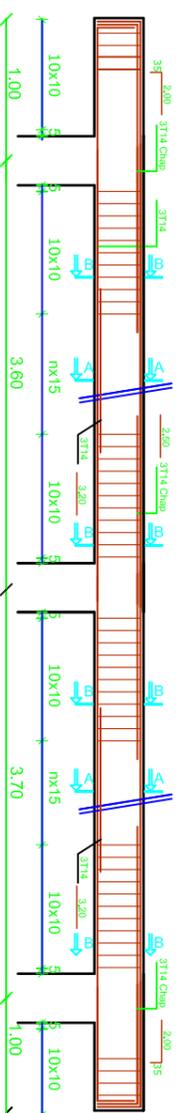
chainage Axe A (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m
15.30m 18.36m 21.42 m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m



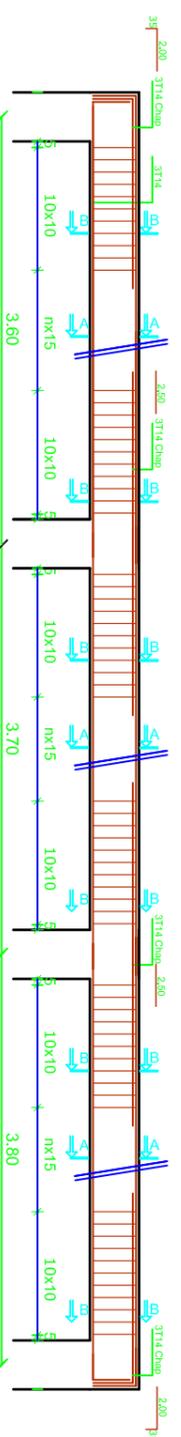
Chainage Axe B C (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m
18.36m 21.42 m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m



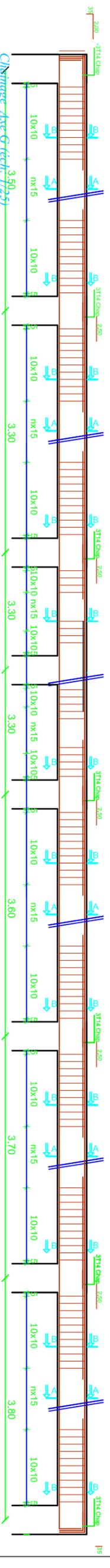
Chainage Axe D (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m
18.36m 21.42 m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m

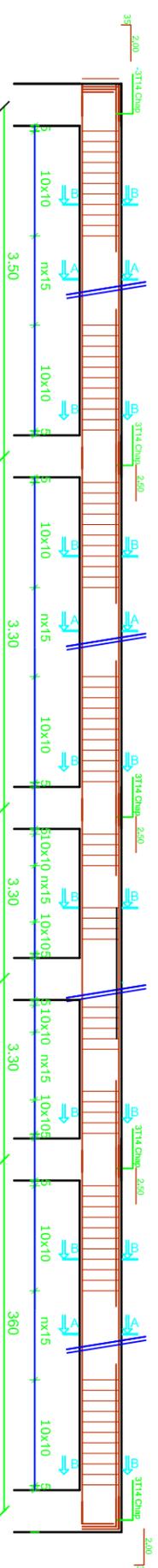


Chainage Axe E,F (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m
18.36m 21.42 m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m

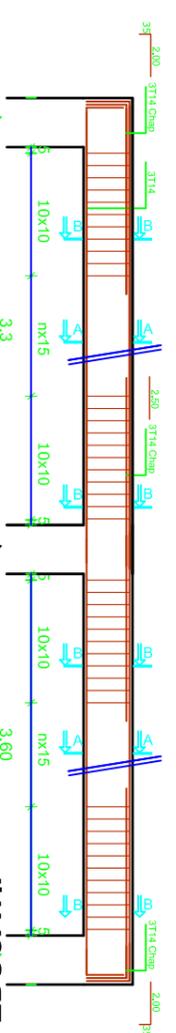


Chainage Axe G (éch: 1/25)
niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m
18.36m 21.42 m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m

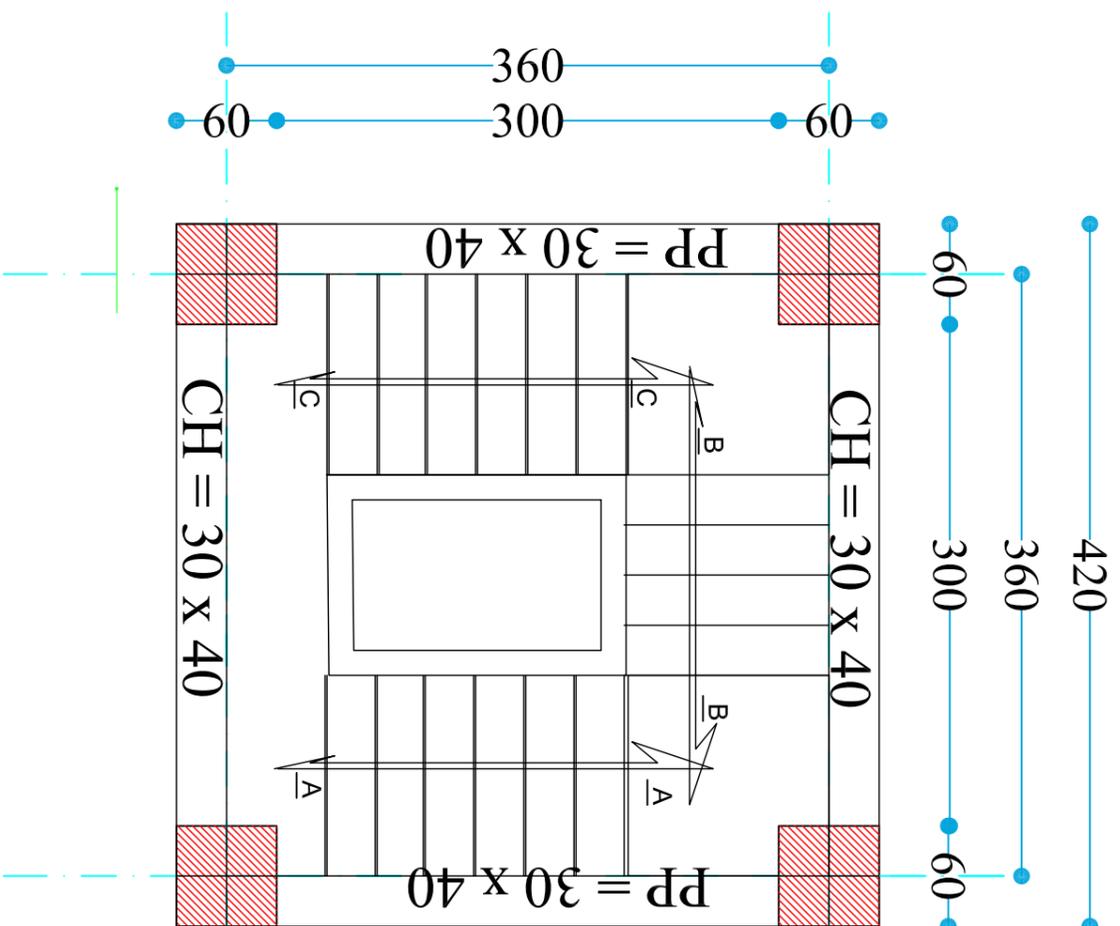


Chainage Axe H (éch: 1/25)

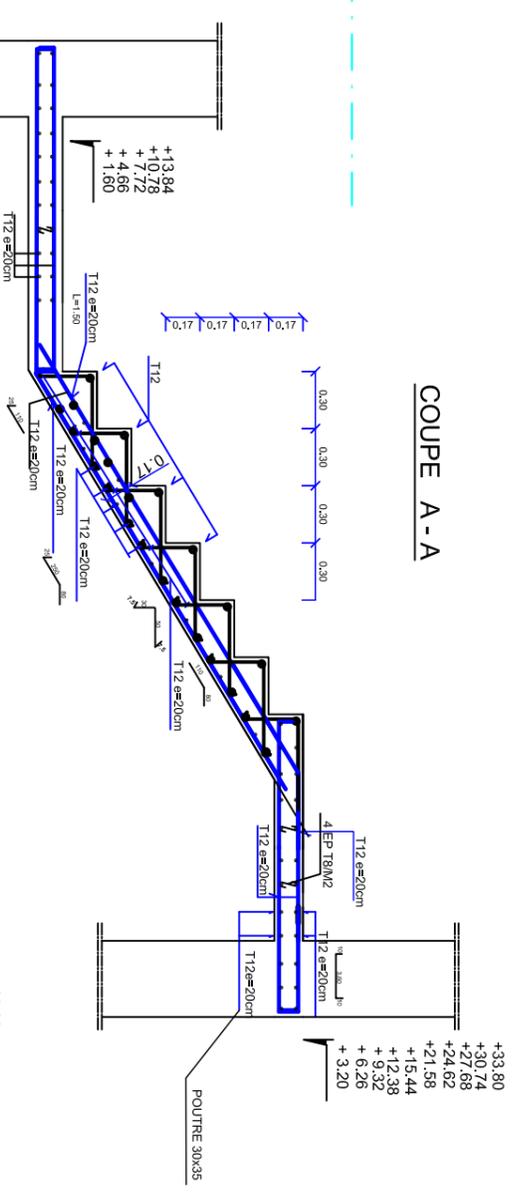
niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m
15.30m 18.36m 21.42 m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m



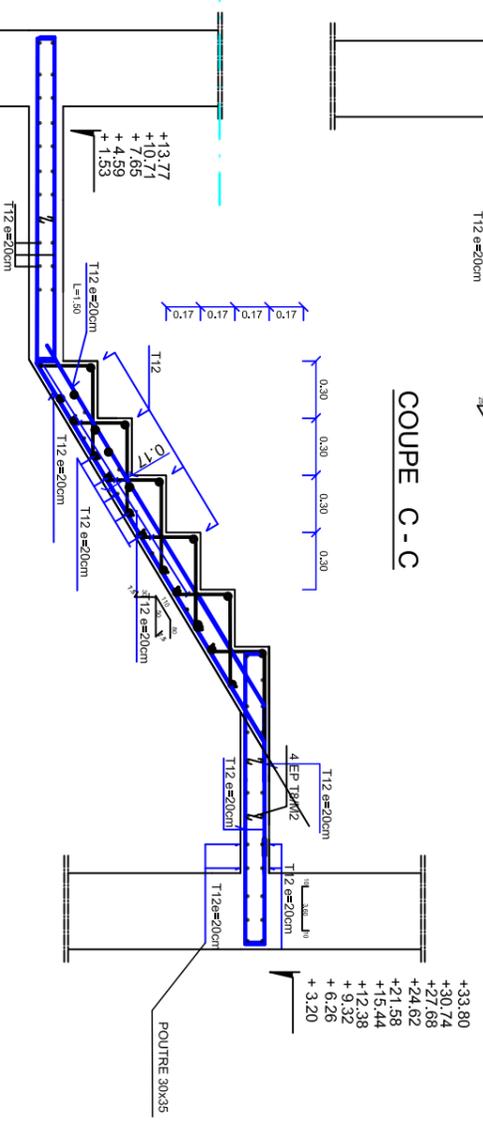
PLAN DE FERRAILLAGE DES ESCALIER



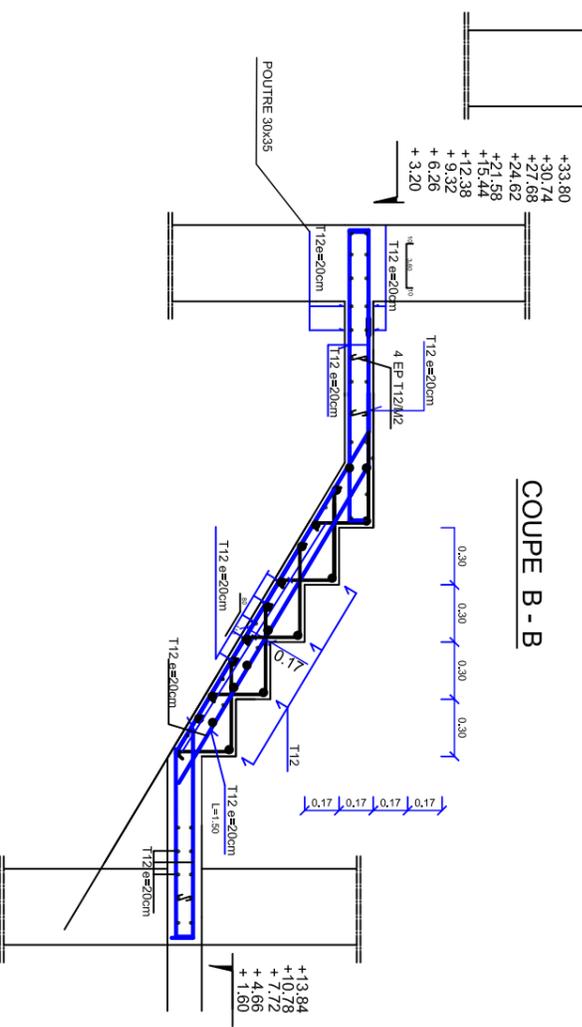
COUPE A - A



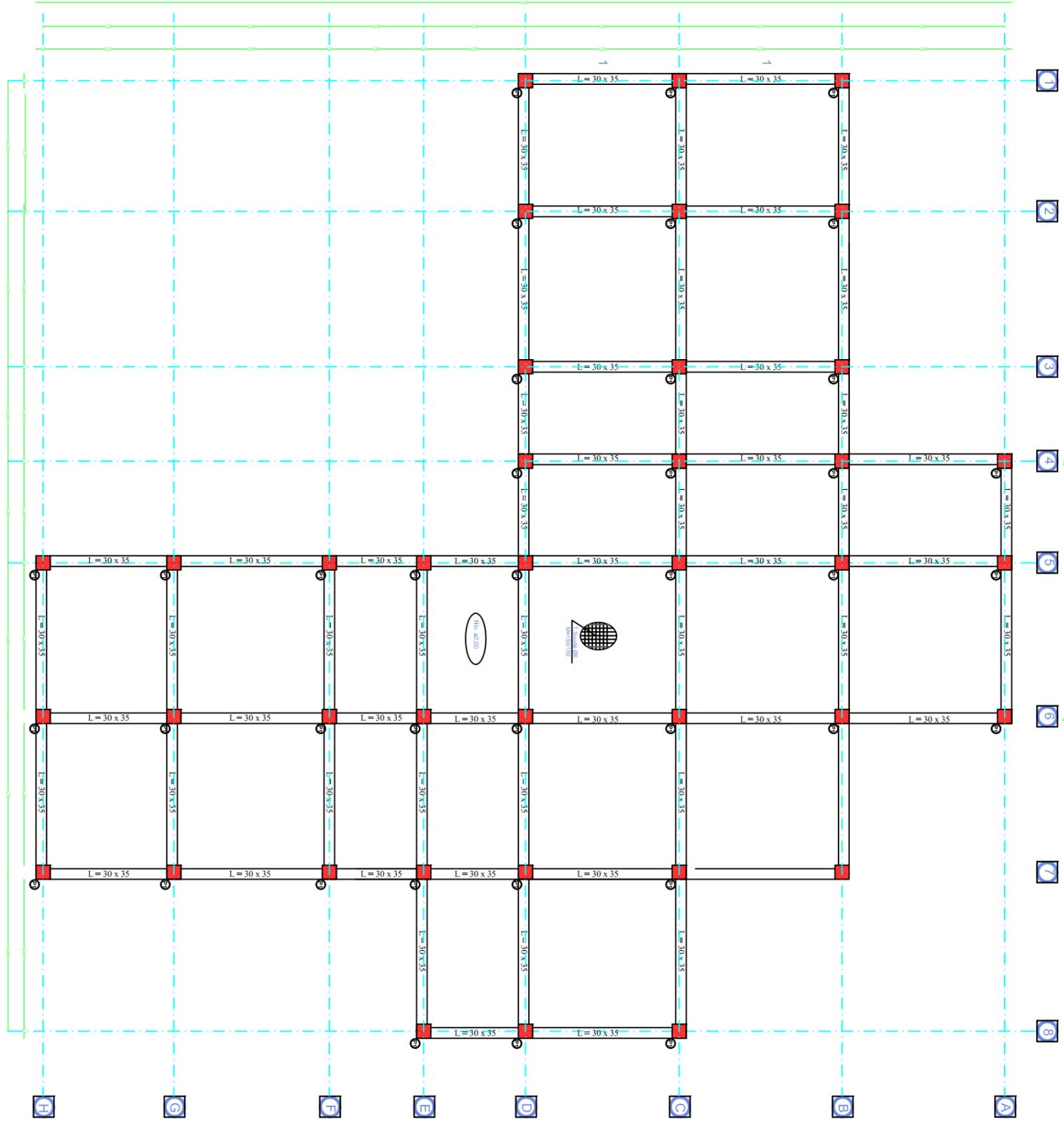
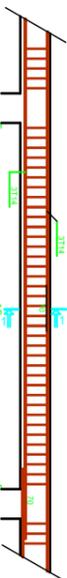
COUPE C - C



COUPE B - B



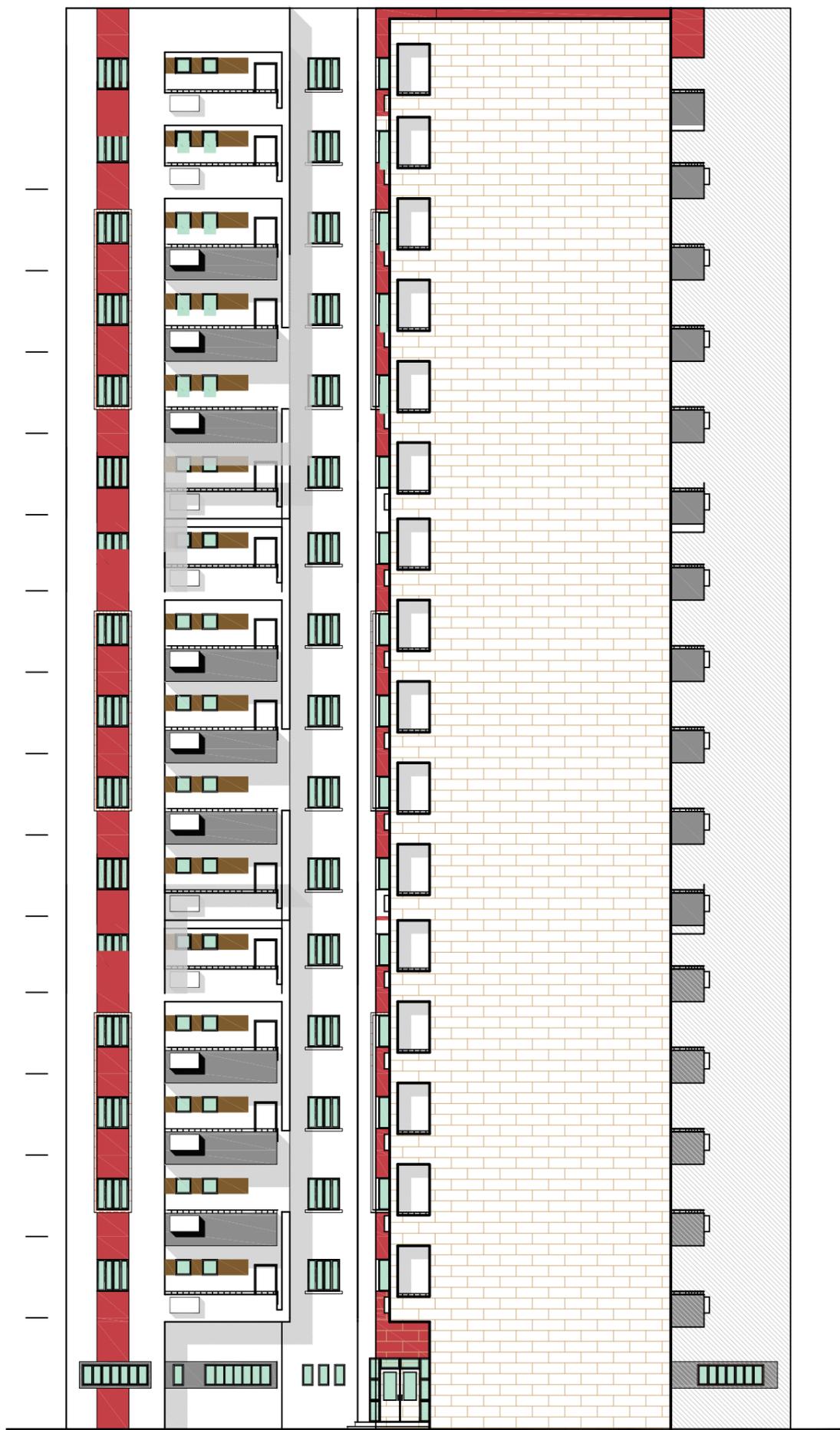
DETAIL FERRAILLAGE LONGRINES NIV +0.00



PLAN DU DALLAGE ET LONGRINES

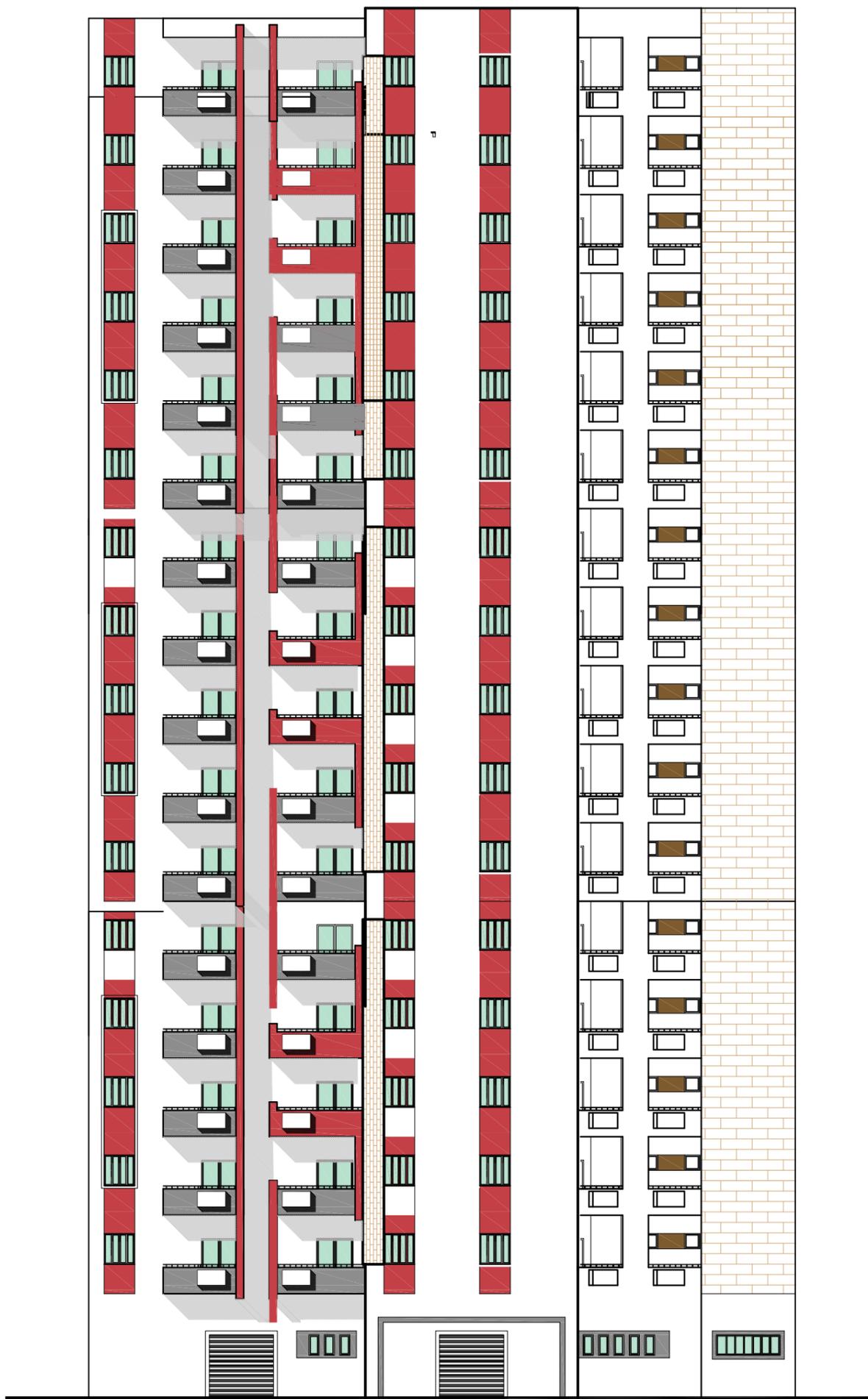


250 LOGEMENTS L P A P R O G R A M M E 2 0 1 0 A W I L A Y A D E S a i d a

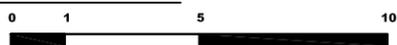


FACADE PRINCIPALE DU BLOC -A-



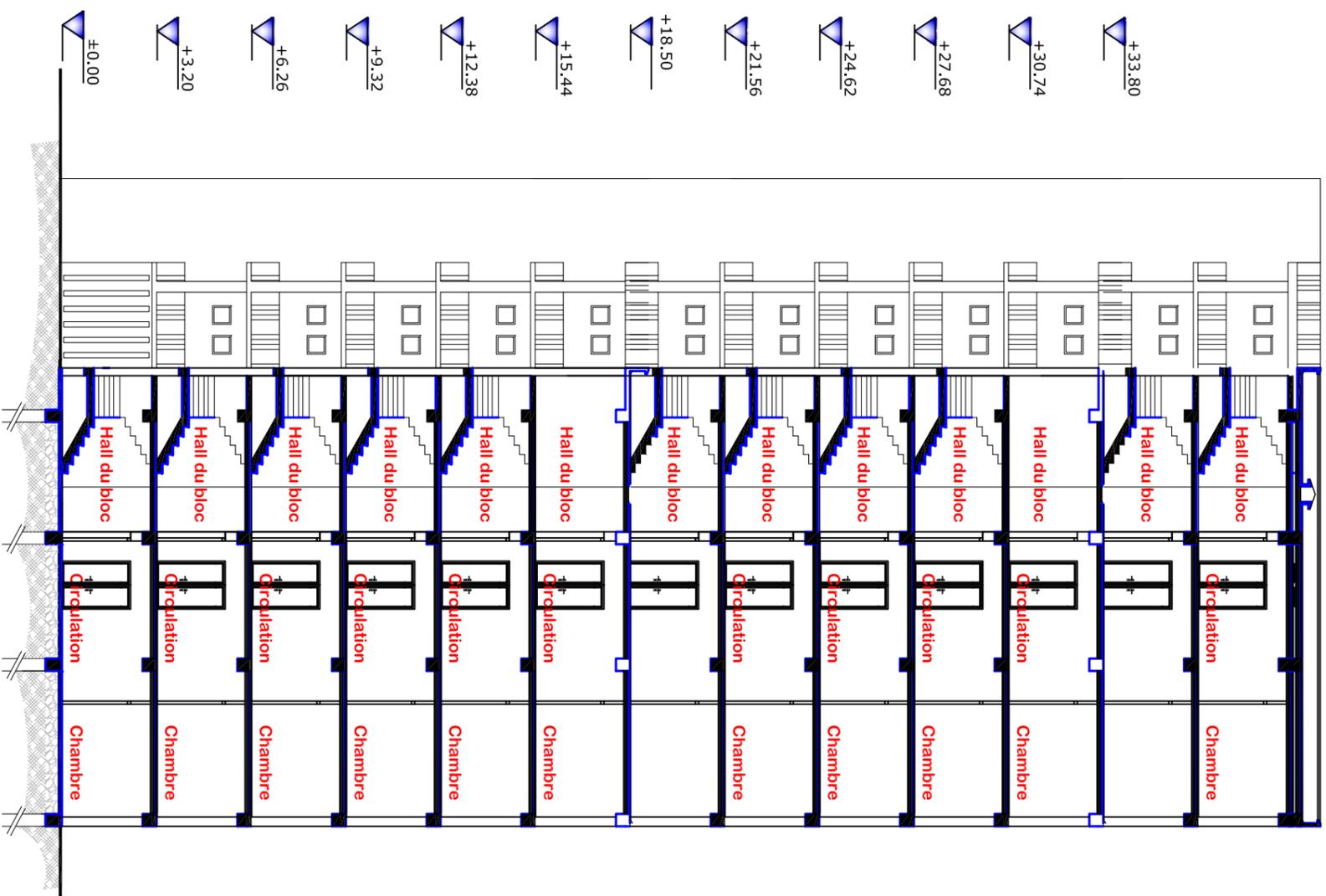


FACADE POSTERIEUR DU BLOC -A-



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COUPE B-B