

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université Ahmed Draia Adrar
Faculté Des Sciences et de Technologies
Département Des Sciences et Technologie



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

Master En Génie Civil

Option : Structure

Présenté Par :

RAHMOUNI NADJAT

BEN SMAIL HOURIA

THEME

Analyse bioclimatique et étude d'un hôtel en BA

Implanté dans la wilaya d'Adrar

Soutenu Le 07/07/2019 Devant le membre de jury composé de :

Dr. I. Djafari	Univ. Adrar	Président
Mr. A. Bassoud	Univ. Adrar	Examineur
Mr. A. Hamouda	Univ. Adrar	Encadreur
Dr. M. Ben Abdelfettah	Univ. Adrar	Co-Encadreur

Année Universitaire 2018-2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DÉDICACES

*Au nom de Dieu le clément et le Miséricordieux et en termes d'amour et de
Fidélité, je dédie ce présent travail :*

*Aux deux êtres les plus précieux au monde Ma MERE et mon PERE QUE DIEU
LES PROTEGE*

A ceux qui m'ont entouré et soutenu

Mon FRERE et mes SOEURS

Mes chères tantes

A ma collègue : Houria

Toute ma famille

*Mes amies et mes camarades Pour leur affection, leur soutien et leur
compréhensions qu'ils m'ont prodigués*

Et à tous ceux que j'aime.

A vous tous, merci.

«و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب»

Rahmouni Nadjat

DÉDICACES

*Au nom de Dieu le clément et le Miséricordieux et en termes d'amour et de
Fidélité, je dédie ce présent travail :*

*Aux deux êtres les plus précieux au monde Ma MERE et mon PERE QUE DIEU
LES PROTEGE*

A ceux qui m'ont entouré et soutenu

Mes SOEURS et mes FRERE

Mes chers oncles

A ma collègue : Nadjat

Toute ma famille

*Mes amies et mes camarades Pour leur affection, leur soutien et leur
compréhensions qu'ils m'ont prodigués*

Et à tous ceux que j'aime.

A vous tous, merci.

« وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Ben smail Houria

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous commençons par remercier notre Dieu, qui nous a donné la volonté et le courage, en particulier la patience, de produire ce mémoire, qui nous a aidés à faire face à toutes les difficultés auxquelles nous avons été confrontés lors de la préparation. .

Nos sincères remerciements à nos parents qui ont sacrifié leur vie pour notre éducation

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr. Hamouda A. Aziz, et co-encadreur Dr. Ben Abdel Fattah Med, qui nos ont témoigné de leur confiance et de leur aide scientifique et par leur expérience et compétence en particulier pour leur gentillesse.

Nous remercions tous ceux qui ont participé de près ou de loin au développement de ce travail dans de bonnes conditions.

Ainsi que les membres du jury qui ont accepté de juger et d'examiner ce mémoire.

A tous je dis merci.

Ainsi que les membres du jury qui ont accepté de présider et d'examiner ce mémoire.

A tous je dis merci

Résumé

Ce travail présente une étude détaillée d'un hôtel en béton armé, composé de sous-sol et rez de chaussée plus (02) étages, implanté dans la commune d'Adrar, wilaya d'Adrar. Cette wilaya a été classée dans une zone sismique négligeable zone0 selon RPA99 Version 2003. Afin de traiter le problème de construire dans un environnement désertique des analyses bioclimatiques ont été présentées pour bien distinguer entre conception passive et la conception active selon une grille d'analyse faite à la base de l'analyse de décret exécutif N°14-27. Le dimensionnement des entements de la structures, les calculs et les vérifications de béton armé ont été assurés par (RPA99V2003, B.A.E.L91, 99 et CBA91) et pour réduire et rendre les calculs facile et de déterminer les différentes sollicitation dues aux charges (permanentes et exploitations) le logiciel Robot Bat 2018 a été utilisé. L'ancrage du bâtiment est assuré par les voiles périphériques, les semelles isolés et filantes sont les mieux adaptés pour assurer la répartition des charge au sol.

Mots clé : Hôtel en BA, Analyse bioclimatique, grille d'analyse, ROBOT20 18, RPA99 v2003, BAEL91 v99.hotel Elkonti.

Abstract

This work presents a detailed study of a hotel in reinforced concrete, composed of basement and ground floor plus (02) floors, located in the municipality of Adrar, wilaya of Adrar. This wilaya has been classified in a negligible seismic zone0 according to RPA99 Version 2003. In order to treat the problem of building in a desert environment, bioclimatic analyzes have been presented to distinguish between passive design and active design according to an analysis grid made at the base of the analysis of executive decree N014-27. The dimensioning of the elements structures, the calculations and the verifications of concrete were carried out by (RPA99V2003, BAEL91, 99 and CBA91) and to reduce and easy calculations and to determine the different demands due to the loads (permanent and operations) the software Robot Bat 2018 was used. The anchoring of the building is ensured by the peripheral shell wall insulated insoles and shooting are the best adapted to ensure the distribution ground load.

Key words: Hotel in BA, Bioclimatic analysis, analysis grid, ROBOT20 18, RPA99 v2003, BAEL91 v99.hotel Elkonti.

المخلص

يقدم هذا العمل دراسة مفصلة عن فندق مكون من الخرسانة المسلحة، يتكون من طابق سفلي، طابق أرضي و طابقان يقع، ببلدية أدرار ولاية أدرار. هذه الاخيرة مصنفة في المنطقة الزلزلية 0 وفقاً للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 طبعة 2003. من أجل معالجة مشكلة البناء في بيئة صحراوية، تم تقديم تحليلات مناخية للتمييز بين التصميم المستهلك للطاقة وغير المستهلك لها وفقاً لشبكة تحليل تعتمد على المرسوم التنفيذي. N014-27 تم تحديد ابعاد المنشأة، الحسابات والتحقق من الخرسانة بواسطة (RPA99V2003، BAEL91، 99 و CBA91). تم استخدام برنامج Robot Bat 2018 من اجل تبسيط العمليات الحسابية ولتحديد القوى المختلفة الناتجة عن الأحمال (الدائمة والتشغيل)، اما ضمان إرساء المبنى فيتم بواسطة جدران من الخرسانة المسلحة تتوزع على محيطه متصلة بالاساسات التي تم اختيارها لتحتمل الحمولات القوى المطبقة عليها وهي الأكثر ملاءمة للبنية.

الكلمات المفتاحية: فندق من الخرسانة المسلحة، تحليل المناخ الحيوي، شبكة التحليل، ROBOT20 18، RPA99 v2003، BAEL91 v99.، فندق الكنتي

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITER I: PRESENTATION DE PROJET	
I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	4
I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :	5
I.3. CLASSIFICATION SELON LA ZONE SISMIQUE.....	5
I.4. CONCEPTION DE LA STRUCTURE :	5
I.4.1 L'ACROTERE :	5
I.4.2 LES PLANCHERS.....	6
I.4.3 ESCALIER	6
I.4.4 REVETEMENT	6
I.4.5 LA MAÇONNERIE	6
I.4.6 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL:	6
I.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :	6
I.5.1 LE BETON :	7
I.5.2 ACIER :	10
I.6. HYPOTHESES DE CALCUL :	12
I.7. REGLEMENT UTILISES :	12
I.8. LOGICIEL UTILISES	12
CHAPITER II: ANALYSE BIOCLIMATIQUE	
II-1 ETAT D'ART.....	14
II-1-1 INTRODUCTION :	14
II-1-2 DISTINCTION DES CONCEPTS BIOCLIMATIQUES :	14
II-2 LE DEVELOPPEMENT DE LA GRILLE ANALYSE :	21
II-2-1 INTRODUCTION :	21
II-2-2 ANALYSE DU DECRET EXECUTIF 14-27	21
II-2-3 LE CANEVAS PROPOSE :	23
II-3 ETUDE THEMATIQUE :	25
II-3-1 INTRODUCTION :	25
II-3-2 PRESENTATION DES HOTEL SAHARIENNES.....	25
II-3-3 ANALYSE DES HOTELS SAHARIENNE	26
II-4 ANALYSE DE NOTRE PROJET D'ETUDE :	35
II-5 COMPARAISON DES EXEMPLES (REFERENCES) AVEC NOTRE CAS D'ETUDE :	35
CHAPITER III: PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES	
III. INTRODUCTION	37
III.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	37
III.1.1 PLANCHER A CORPS CREUX	37
III.1.3 PLANCHER A DALLE PLEINE :	39
III-2- L'ACROTERE :	43

III.4.EVALUATION DES CHARGES :	43
III.5.1 PREDIMENSIONNEMENTS DES POUTRES:	46
III.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	46
II.6.1.SURFACE AFFERENTE :	47
III.6.2.CRITERE DE RESISTANCE:	48
III.6.3. CRITERE DE FLAMBEMENT :	51

CHAPITER IV: ETUDE DES PLANCHERS

IV-LES PLANCHER A CORPS CREUX :	54.
IV-1 CALCUL DES PLANCHERS A CORPS CREUX :	54.
IV -1-1 METHODE DE CALCUL :	54.
IV-1-2 CALCUL DU FERRAILLAGE :	73.
IV -2 DALLE PLEINE :	81.
IV -2-1 LES DALLES QUI EST CONSIDEREE COMME PORTANT DANS DEUX DIRECTIONS :	81.
IV -2-1 LES DALLES QUI EST CONSIDEREE COMME PORTANT UN SEUL DIRECTIONS :	88.

CHAPITER V: ETUDE DES ELEMENTS NON-STRUCTURAUX

V.1 ETUDE DES ESCALIERS :	92.
V.1.1. ESCALIER PAILLASSE :	92.
V.2 ETUDE DU BALCON :	105.
V.3.ETUDE DE LA CAGE D'ASCENSEUR :	109.
V.4.LES COUPOLES :	115.
V.5. ETUDE DE L'ACROTER :	117.

CHAPITER VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1.ETUDES DES POTEAUX :	123
VI.1.1.EXEMPLE DE CALCUL POUR LE POTEAU CARRE S-SOL (40x40) CM ² DU BLOC A:	124.
VII.1.2 EXEMPLE DE CALCUL POUR LE POTEAU CIRCULAIRE :	131.
VI.2-ETUDES DES POUTRES :	138.

CHAPITER VII : ETUDE DES VOILES ET DE FONDAIONS

VII-1-CALCUL DU VOILE PERIPHERIQUE :	152.
VII-1-1 INTRODUCTION :	152.
VII-1-2 CALCUL DU FERRAILLAGE :	154.
VII-2-CALCUL DES FONDATIONS:	158.
VII-2-1-CHOIX DES TYPES DE FONDATIONS:	158.
VII-2-2-SEMELLE ISOLEE DE CENTER CARRE SOUS POTEAU CARRE:	158.
VII-2-3-SEMELLE ISOLEE CIRCULAIRE SOUS POTEAU CIRCULAIRE:	159.
VII-2-4-FERRAILLAGE DE LA SEMELLE ISOLEE :	161.
VII-2-5-CALCUL DE LA SEMELLE CONTINUE SOUS VOILE :	163.

VII-1-6- FERRAILLAGE DE LA SEMELLE CONTINUE SOUS VOILE:164.
VII-3- ETUDE DES LONGRINES :164.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :174.

CHAPITRE I

FIGURE (I-1): VUE EN 3D	4
FIGURE (I-2): LES BLOCS DE LA STRUCTURE	14
FIGURE (I.3) ÉVOLUTION DE LA RESISTANCE EN COMPRESSION D'UN BETON EN FONCTION DE SON AGE	7
FIGURE (I.5) : DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATIONS A L'ELS.	9
FIGURE (I.6) : DIAGRAMME CONTRAINT - DEFORMATION DE L'ACIER.	11

CHAPITRE II

FIGURE (II. 1):ARCHITECTEUR PASSIVE	14
FIGURE (II. 2): ARCHITECTEUR ACTIVE.....	15
FIGURE (II. 3):L'EXPLOITATION DE L'ASPECT GEOMETRIQUE DU SOLEIL DANS LE VERNACULAIRE	15
FIGURE (II. 4) : LE ZONAGE BIOCLIMATIQUE	16
FIGURE (II. 5) : L'INTEGRATION DES ENERGIES RENOUVELABLES	16
FIGURE (II. 6) : LE CHOIX DU TYPE DE LA VEGETATION	17
FIGURE (II. 7) : LA DOMOTIQUE	18
FIGURE (II. 8) : -BATIMENT INTELLIGENT.....	18
FIGURE (II. 9) : BASSE ENERGIE	19
FIGURE (II. 10) : ZERO ENERGIE.....	19
FIGURE (II. 11) : ENERGIE POSITIVE	20
FIGURE (II. 13): VUE EN 3D	26
FIGURE (II. 12): L'HOTEL TOUAT AVANT 2016	26
FIGURE (II. 14):.PLAN ARCHITECTURAL HOTEL TOUAT (RDC).....	27
FIGURE (II. 15): PLAN DE SITUATION	29
FIGURE (II. 16): PLAN ARCHITECTURAL HOTEL TAKIALT (RDC)	30
FIGURE (II. 17) : PLAN DE SITUATION	31
FIGURE (II. 18):PLAN ARCHITECTURAL HOTEL NOUMENNASS (RDC).....	32
FIGURE (II. 19): PLAN ARCHITECTURAL (RDC).....	35

CHAPITRE III

FIGURE (III.1) PLANCHER EN CORPS CREUX:.....	38.
FIGURE (III.2) : DIMENSIONS DE LA SECTION EN T:.....	38.
FIGURE (III.4): DALLES01 ARTICULEES SUR LEUR CONTOUR DE BLOC B:.....	39.
FIGURE (III.5): DALLES02 ARTICULEES SUR LEUR CONTOUR DE BLOC B:.....	40.
FIGURE (III.6): DALLES03 ARTICULEES SUR LEUR CONTOUR DE BLOC D:.....	41.
FIGURE (III.7): DALLES04 ARTICULEES SUR LEUR CONTOUR DE BLOC D:.....	41.
FIGURE (III.10): COUPE VERTICALE DE L'ACROTERE:.....	42.
FIGURE (III.11) : PRE DIMENSIONNEMENTS DES POUTRES:.....	43.
FIGURE (II.12) : LA SECTION REDUITE DU BETON:.....	45.

CHAPITRE IV

FIGURE (IV -01): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE01) AU PLANCHER SOUS-SOL (BLOC A).....	66.
FIGURE (IV -02): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE02) AU PLANCHER SOUS-SOL (BLOC A).....	66.
FIGURE (IV -03): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE04) AU PLANCHER SOUS-SOL (BLOC A).....	67.
FIGURE (IV -04): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE01) A L'ETAGE COURANT.....	67.
FIGURE (IV -05): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE02) A L'ETAGE COURANT.....	68.
FIGURE (IV -06): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE03) A L'ETAGE COURANT.....	68.
FIGURE (IV -07): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE04) A L'ETAGE COURANT.....	69.
FIGURE (IV -08): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE05) A L'ETAGE COURANT.....	69.
FIGURE (IV -09): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE06) A L'ETAGE COURANT.....	70.
FIGURE (IV -10): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE01) A TERRASSE.....	70.
FIGURE (IV -11): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE02) A TERRASSE.....	71.
FIGURE (IV -12): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE03) A TERRASSE.....	71.
FIGURE (IV -14): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE07) A TERRASSE.....	72.
FIGURE (IV -14): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE07) A TERRASSE.....	72.
FIGURE (IV -15): DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (TYPE08) DE BLOC D.....	73.
FIGURE (IV -16): DIMENSIONS DES POUTRELLES	74.
FIGURE (IV -17): SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA SECTION EN T (TERRASSE).....	76.
FIGURE (IV -18): SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA SECTION EN T (ÉTAGE COURANT).....	78.
FIGURE (IV -19): SCHEMA STATIQUE DE LA DALLE PLEINE (D4) :.....	81.
FIGURE (IV -20): SCHEMA STATIQUE DE LA DALLE PLEINE (D1) :.....	82.
FIGURE (IV -21): SECTION DE CALCUL :.....	82.
FIGURE (IV -22): SCHEMA STATIQUE DE LA DALLE PLEINE (D2) :.....	88.
FIGURE (IV -23): SCHEMA STATIQUE DE LA DALLE PLEINE (D3) :.....	88.

CHAPITRE V

FIGURE (V- 1):SCHEMA SIMPLIFIER DE L'ESCALIER	92
FIGURE (V- 2): DESSIN EN ELEVATION ET EN PLAN DE L'ESCALIER A.....	93
FIGURE (V- 3): SCHEMA STATIQUE ESCALIER A	95
FIGURE (V- 5): SCHEMA STATIQUE ESCALIER B ET C	96
FIGURE (V- 4):FERRAILLAGE ESCALIER A.....	98

FIGURE (V- 6): SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE.....	100.
FIGURE (V- 7): SCHEMA STATIQUE DE BALCON.....	102.
FIGURE (V- 8):DALLE DE COMPRESSION.....	111.
FIGURE (V- 9): SCHEMA STATIQUE DE LA DALLE PLAINE.....	112.
FIGURE (V- 10): SECTION DE CALCUL.....	116.
FIGURE (V- 11) FERRAILLAGE ET DETAIL DE COUPOLE.....	116.
FIGURE (V- 12) : LES DIMENSIONS DE L'ACROTERE ET LE SCHEMA STATIQUE.....	117.

CHAPITRE VI

FIGURE (VI- 1) SECTION POTEAUX (40×40) CM ² :.....	124.
FIGURE (VI- 2) : SCHEMA DE LA ZONE NODALE :.....	126.
FIGURE (VI- 3) : FERRAILLAGE DE POTEAUX (40×40) CM ² :.....	129.
FIGURE (VI- 4) FERRAILLAGE POTEAUX CIRCULAIRE (60 CM).....	135.
FIGURE (VI- 5) SECTION DE POUTRE (35×50) :.....	139.
FIGURE (VI- 6): FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE (30×35) :.....	151.
FIGURE (VI- 7): FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE (35× 50) CM ²	151.
FIGURE (VI- 9): FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE (150×60) CM ²	152.
FIGURE (VI- 8): FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE (130×40) CM ²	152.

CHAPITRE VII

FIGURE (VII- 1) : SCHEMA STATIQUE D'UN VOILE PERIPHERIQUE :.....	156.
FIGURE (VII- 2) : FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES DANS LES DEUX SENS :.....	161.
FIGURE (VII- 3) : DIMENSIONNEMENT DE SEMELLE :.....	162.
FIGURE (VII- 4) : FERRAILLAGE DE SEMELLE CIRCULAIRE :.....	167.
FIGURE (VII- 5): FERRAILLAGE DE SEMELLE CARREE :.....	168.
FIGURE (VII- 6) : PRESENTATION DES TRANSMISSIONS DES CHARGES AGISSANTES AU NIVEAU DE SEMELLE FILANTE AU SOL :.....	168.
FIGURE (VII- 7) : FERRAILLAGE DE LONGRINE :.....	172.

CHAPITRE I

TABLEAU (I-1) : DIMENSION DE BATIMENT	5
TABLEAU (I-2): RESISTANCE A LA COMPRESSION	8
TABLEAU (I-3): RESISTANCE A LA TRACTION DE BETON.....	8
TABLEAU (I-4) : MODULES DE DEFORMATION LONGITUDINALE	9
TABLEAU (I-5): PROPRIETES MECANQUES DE L'ACIER.....	10

CHAPITRE II

TABLEAU (II. 1) : TABLEAU DE LA GRILLE D'ANALYSE [1]	24
TABLEAU (II. 2) : CARACTERISTIQUE BIOCLIMATIQUE DES TROIS EXEMPLES	34

CHAPITRE III

TABLEAU (III- 1) : HAUTEUR DU PLANCHER EN CORPS :	37
TABLEAU (III- 2) : DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER EN CORPS CREUX DES BLOC (A-B-C-D) :	39.
TABLEAU (III- 3) : EVALUATION DES CHARGES :	45.
TABLEAU (III- 4) : TABLEAU RECAPITULATIF DE DESCENTE DES CHARGES :	45.
TABLEAU (III- 5) : PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	46.
TABLEAU (III- 6) : SURFACE AFFERENTE DES POTEAUX :	48.
TABLEAU (III- 7) : SECTION DES POTEAUX CENTRAUX :	50.
TABLEAU (III- 8) : VERIFICATION DU FLAMBEMENT DES POTEAUX CENTRAUX:.....	51.
TABLEAU (III- 9) : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX (BLOC A, B, C) :	52.
TABLEAU (III- 10) : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX (BLOC D) :	52.

CHAPITRE IV

TABLEAU (IV-01):RESULTATS DES MOMENTS AU PLANCHER SOUS-SOL (BLOC A) :	57.
TABLEAU (IV-02):RESULTATS DES MOMENTS AU PLANCHER ETAGE COURANT :	58.
TABLEAU (IV-03): RESULTATS DES MOMENTS AU PLANCHER TERRASSE :	59.
TABLEAU (IV-04):RESULTATS DES MOMENTS AU PLANCHER TERRASSE (BLOC D) :	60.
TABLEAU (IV-05):RESULTATS DE L'EFFORT TRANCHANT AU PLANCHER SOUS-SOL (BLOC A) :	61.
TABLEAU (IV-06):RESULTATS DE L'EFFORT TRANCHANT AU PLANCHER ETAGE COURANT :	61.
TABLEAU (IV-07): RESULTATS DE L'EFFORT TRANCHANT AU PLANCHER TERRASSE :	62.
TABLEAU (IV-08):RESULTATS DE L'EFFORT TRANCHANT AU PLANCHER ETAGE COURANT :	62.
TABLEAU (IV.09) : RECAPITULATIF DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX :	63.
TABLEAU (IV.10) : TABLEAU RECAPITULATIF DES SOLLICITATIONS DANS LES POUTRELLES :	63
TABLEAU (IV-11):RESULTATS DE L'EFFORT TRANCHANT AU PLANCHER SOUS-SOL (BLOC A) :	64.
TABLEAU (IV-12):RESULTATS DE L'EFFORT TRANCHANT AU PLANCHER ETAGE COURANT :	64.
TABLEAU (IV-13): RESULTATS DE L'EFFORT TRANCHANT AU PLANCHER TERRASSE :	65.

TABLEAU (IV-14):RESULTATS DE L'EFFORT TRANCHANT AU PLANCHER TERRASSE (BLOC D) :.....	65.
TABLEAU (IV.15) : TABLEAU RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES :.....	81.
TABLEAU (IV.16) : TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS AUX ELU ET ELS.....	81.
TABLEAU (IV.17) : TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS APPUIS ET DES MOMENTS TRAVEE :.....	82.
TABLEAU (IV.18) : TABLEAU RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE AU SENS X :.....	82.
TABLEAU (IV.19) : TABLEAU RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE AU SENS Y :.....	83.
TABLEAU (IV.20) : TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS AUX ETATS LIMITES ET DES EFFORTS TRANCHANT.....	88.
TABLEAU (IV.21) : TABLEAU RECAPITULATIF DES FERRAILLAGES.....	89.

CHAPITRE V

TABLEAU (V 1):PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS.....	94.
TABLEAU V 2): SCHEMA STATIQUE ESCALIER A.....	99.
TABLEAU (V 3) : RECAPITULATIF DE SOLLICITATION ET SECTION DE FERRAILLAGE :.....	108.
TABLEAU (V 4): SCHEMA STATIQUE ESCALIER A.....	111
TABLEAU (V 5) : CALCUL DE FERRAILLAGE DE CONTRE BALANCEMENT :.....	112
TABLEAU (V 6): LES VALEURS DES COEFFICIENTS MX ET MY.....	112
TABLEAU (V 7):RECAPITULATIF DE SOLLICITATION DE FERRAILLAGE.....	113
TABLEAU (V 8) : VERIFICATION DE CONTRAINTE.....	113

CHAPITRE VI

TABLEAU (V 5) : CALCUL DE FERRAILLAGE DE CONTRE BALANCEMENT :.....	123.
TABLEAU (VI- 2) : FERRAILLAGE DES POTEAUX DU BLOC A :.....	128.
TABLEAU (VI- 3) : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT DANS LES POTEAUX DES BLOCS A, B, C ET D :.....	129.
TABLEAU (VI- 4) : SECTION D'ARMATURES MINIMALES EN SECTION NODALE ET COURANTES DES BLOCS (A, B, C ET D).....	129.
TABLEAU (VI- 5) : VALEURS DES SOLLICITATIONS DU BLOC B :.....	130
TABLEAU (VI- 6) : FERRAILLAGE DES POTEAUX DU BLOC B :.....	130.
TABLEAU (VI- 7) : VALEURS DES SOLLICITATIONS DU BLOC C :.....	131.
TABLEAU (VI- 8) : FERRAILLAGE DES POTEAUX DU BLOC C :.....	131.
TABLEAU (VI- 9) : VALEURS DES SOLLICITATIONS DU BLOC D :.....	132.
TABLEAU (VI- 10) : FERRAILLAGE DES POTEAUX DU BLOC D :.....	134.
TABLEAU (VI- 11) : VALEURS DES SOLLICITATIONS DU BLOC B :.....	136.
TABLEAU (VI- 12) : FERRAILLAGE DES POTEAUX DU BLOC B :.....	136.
TABLEAU (VI- 13) : TABLEAU RECAPITULATIF FERRAILLAGE DES POTEAUX CARRES :.....	137.
TABLEAU (VI- 14) : TABLEAU RECAPITULATIF FERRAILLAGE DES POTEAUX CIRCULAIRE :.....	138.
TABLEAU (VI- 15) : RESULTATS DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS :.....	139.
TABLEAU (VI- 16) : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT DANS LES POUTRES DU BLOC A, B, C, ET D :.....	143.
TABLEAU (VI- 17): RECAPITULATION DE FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES PRINCIPALES :.....	148.
TABLEAU (VI- 18): RECAPITULATION DE FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POUTRES PRINCIPALES :.....	148.
TABLEAU (VI- 19) : RESULTATS DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS DES :.....	149.
TABLEAU (VI- 20) : RECAPITULATION DE FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES SECONDAIRES :.....	150.

TABLEAU (VI- 21) : RECAPITULATION DE FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POUTRES SECONDAIRES :.....150.

CHAPITRE VII

TABLEAU (VII- 1) : TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS AUX ELU ET ELS :.....157.

TABLEAU (VII- 2):DETERMINATION DES MOMENTS FLECHISSANT EN APPUIS ET EN TRAVEE :.....157.

TABLEAU (VII- 3) : EVALUATION DES SECTIONS D'ARMATURES LONGITUDINALES DU VOILE PERIPHERIQUE.....161.

TABLEAU (VII- 4) : LA SECTION DES SEMELLES :.....165.

TABLEAU (VII- 5) : LE FERRAILLAGE DES SEMELLES :.....167.

A_C	Aire d'une section d'acier.	E	Module d'élasticité longitudinale
A'	Section d'aciers comprimés	ELS	Etat limite de service
A_r	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme	ELU	Etat limite ultime
A_{ser}	Section d'aciers pour l'ELS	Ev	Module de déformation différé du béton
A_u	Section d'aciers pour l'ELU	Ei	Module de déformation instantané du béton
B	Aire d'une section de béton	$ Eh$	Module de déformation longitudinal du béton
B_r	Section réduite	Ej	Module d'élasticité instantanée
CV	Condition vérifié	Es	Module de d'élasticité de l'acier
CNV	Condition non vérifié	F	Force ou action générale
D	Diamètre	F	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
Ly	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine	G	Action permanente
M	Moment en général	I	Moment d'inertie
M_a	Moment sur appui	L	Longueur ou portée
M_t	Moment en travée	Lx	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine
M_u	Moment de calcul ultime	h_0	Epaisseur d'une membrure de béton
M_{ser}	Moment de calcul de service	H	Hauteur totale d'une section de béton armé.
N	Effort normal	I	Rayon de giration d'une section
N_u	Effort normal de service	J	Nombre de jours
N_{ser}	Effort normal en service	K	Coefficient en général
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)	L	Longueur ou portée
PP	poutre principale	δ_t	Espacement des armatures transversales
PS	Poutre secondaire	f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
Q	Action ou charge variable	f_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour
S	Section	f_{t28}	Resistance à la compression du béton calculé à 28 jours
T	Effort tranchant	f_{c28}	Resistance à la compression du béton calculé à 28 jours
A	Une dimension transversale	Lf	Longueur de flambement
B	Une dimension longitudinale	Ls	Longueur de scellement
b_0	Epaisseur brute de l'arme d'une section	N	Coefficient d'équivalence acier-béton
D	Hauteur utile	F_e	Limite d'élasticité de l'acier
E	Excentricité, épaisseur, Enrobage		

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup des questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent. Ces procédés sont réglementés par des normes, des codes et des règlements soit nationaux ou internationaux.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité d'un ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voile,...) 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 intrinsèque.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**BAEL91modifié99, RPA99V2003, DTR.2.2, CBA93**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Ce projet de fin d'étude est pour but de présenter une analyse bioclimatique d'une structure implanté dans une région désertique, en basant sur les structures touristiques, afin d'élaborer des recommandations pour produire une harmonisation architecturale et environnementale désertique d'une part et d'autre part c'est une étude technique complète de dimensionnement et du ferrailage d'un hôtel en béton armé en cours de réalisation (Hôtel AL KOUNTI) implanté dans la Wilaya d'Adrar.

Ce travail s'articule autour les chapitres suivants :

- Le premier chapitre est consacré à la présentation complète du l'hôtel, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

- Le deuxième chapitre présente une analyse bioclimatique des structures implantées dans région désertiques.
- Le troisième chapitre est la détermination des actions verticales présentes dans la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.
- Le quatrième chapitre est consacré au calcul des planchers et leurs ferrailages.
- Le cinquième chapitre consiste au calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier...)
- Le sixième chapitre comporte le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles),
- Le septième chapitre consacré à l'étude des voiles et fondations.
- Nous terminerons ce travail par une conclusion générale, dans laquelle nous rappellerons le cadre de l'étude.

CHAPITER I

PRESENTATION DE PROJET

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Dans ce présent chapitre on s'intéresse à la description d'un hôtel en béton armé composé d'un sous-sol, et de rez de chaussée plus 2 étages, implanté à la commune D'Adrar ,wilaya d'ADRAR, Cette région est considérée comme une Zone de sismicité négligeable d'après les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**).

La surface de l'hôtel est égale 3600 m² avec une hauteur de 15.64 m, le sous-sol est composé d'un parking et deux salles de sport (gymnases), une pour les hommes et l'autre pour les femmes. Le RDC dispose d'une réception, d'un Restaurant et une grande salle de réunion. Les deux étages comportent les chambres de location.



Figure (I-1) : vue en 3D

I.2. Caractéristiques géométriques :

Le projet prend une forme de caractère (V) Géométriquement composé de 4 blocs

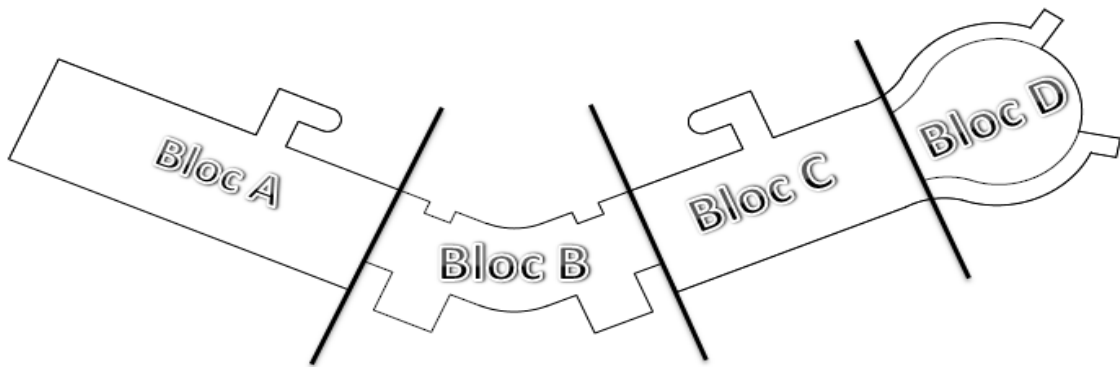


Figure (I-2): les blocs de la structure

	BLOC A (Annexe 01) (m)	BLOC B (Annexe 02) (m)	BLOC C (Annexe 03) (m)	BLOC D (Annexe 04) (m)
Longueur en plan	51.08	41.59	34.28	D(22)
Largeur en plan	27.18	35.14	27.18	/
Hauteur du sous-sol	4	4	4	/
Hauteur de RDC	4.76	4.76	4.76	/
Hauteur de 1 étage	3.74	3.74	3.74	8.50
Hauteur de 2 étages	3.74	3.74	3.74	/
Hauteur de 3 étages	/	3.74	/	/
Hauteur total du bâtiment (y compris l'acrotère)	12.24	15.64	12.24	9.40

Tableau (I-1) : Dimension de la structure

I.3. Classification selon la zone sismique

Dans la carte des zones sismiques, Les terres nationales sont divisées en 4 zones sismiques différentes Selon la gravité du séisme. La wilaya d'Adrar est considérée comme une zone de sismicité négligeable, **Zone O** .d'après le RPA 99 version 2003.

I.4. Conception de la structure :

I.4.1 L'acrotère :

La terrasse de l'Hôtel est inaccessible, ce niveau est entouré d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.2 Les planchers

Dans ce projet, nous avons opté deux type de plancher :

- ✓ Plancher à corps creux,
- ✓ Plancher à Dalle plein.

I.4.3 Escalier

La structure contient un seul type d'escaliers :

- ✓ Escalier paillasse

I.4.4 Revêtement

Le revêtement de notre structure se fait avec des plusieurs matériaux :

- ✓ Carrelage pour les différents planchers et escaliers,
- ✓ Enduit de plâtre pour les cloisons et plafonds,
- ✓ Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I.4.5 La maçonnerie

La maçonnerie de notre structure est réalisée en briques creuses :

- ✓ Murs extérieurs constitués :
 - Brique creuse d'épaisseur 10cm
 - Brique creuse d'épaisseur 15cm

Séparés par une lame d'air 5cm d'épaisseur.

- ✓ Murs intérieurs : constitués par une briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.6 Caractéristiques géotechniques du sol:

Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTP d'ADRAR, La contrainte du sol est :

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars (Voir l'annexe B)}$$

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doit être conformes aux :

- règles de conception et de calcul des ouvrages en BA (CBA93)
- le règlement du béton armé aux états limites (BAEL91)

I.5.1 Le Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats (sable, gravillons) de ciment, d'eau, d'additions minérales, en proportions diverses. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction

I.5.1.1 Propriétés mécaniques du béton :

a. Résistance à la compression :

Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de f_{c28} (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours.

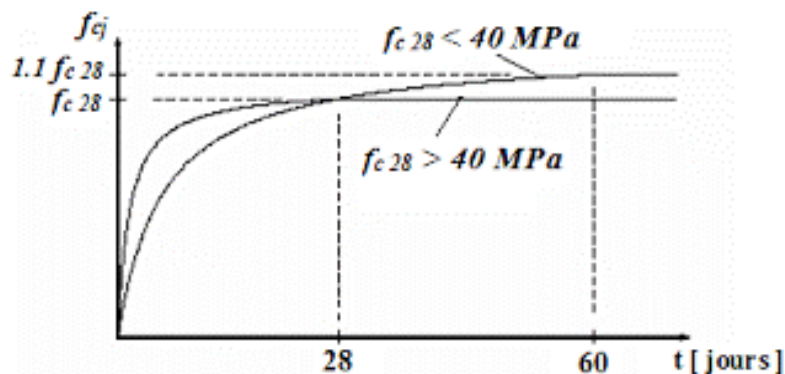


Figure (I.3) Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge

Pour des bétons non traités thermiquement, d'après (BAEL) on admet :

j = 28	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83j}$
	$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,40 + 0,95j}$
	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = f_{c28}$ (pour le calcul de résistance)
28 jours < j < 60 jours		$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83j}$ (pour le calcul de déformation)
j ≥ 60 jours		$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ (pour le calcul de déformation)

Tableau (I-2): Résistance à la compression

b. Résistance à la traction du béton :

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

$f_{c28} < 60 \text{ MPa}$	$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$
$60 \text{ MPa} < f_{c28} < 80 \text{ MPa}$	$f_{tj} = 0,275 \times f_{cj}^{2/3}$

Tableau (I-3): Résistance à la traction de béton

c. Coefficient De Poisson:

$$V = \frac{\Delta L}{L} \quad \begin{cases} V = 0 \dots \dots \dots \text{à l'ELU} \\ V = 0,2 \dots \dots \dots \text{à l'ELS} \end{cases}$$

d. Module d'élasticité:**d.1. contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

Un essai de compression simple sur éprouvette 16x32 permet d'obtenir le diagramme expérimental "contrainte - déformation" du béton ci-dessous. Réglementairement, on applique des coefficients de sécurité sur la résistance du béton et le diagramme qui sera utilisé pour les calculs à l'ELU (Etats Limites Ultimes)

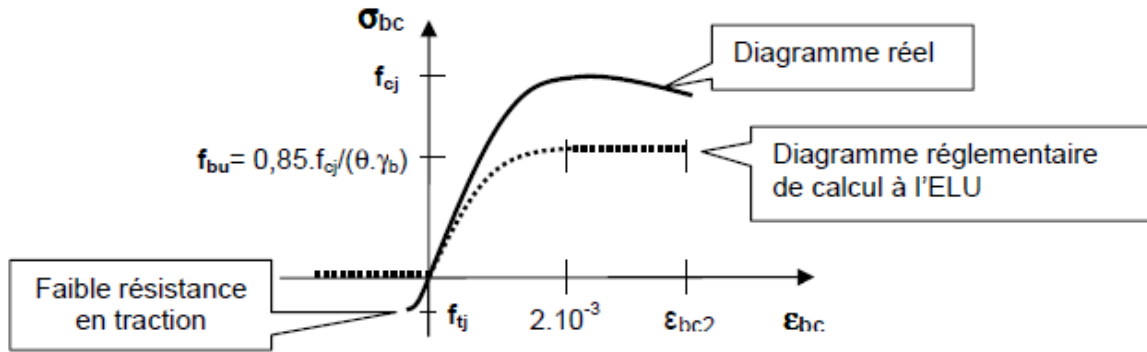


Figure (I.4) : Diagramme expérimental et diagramme de calcul du béton

On a :

$$\epsilon_{bc2} = 3,5 \times 10^{-3} \quad \dots\dots\dots \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{bc1} = (4,5 - 0,025 \cdot f_{cj}) \times 10^{-3} \quad \dots\dots\dots \text{Si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

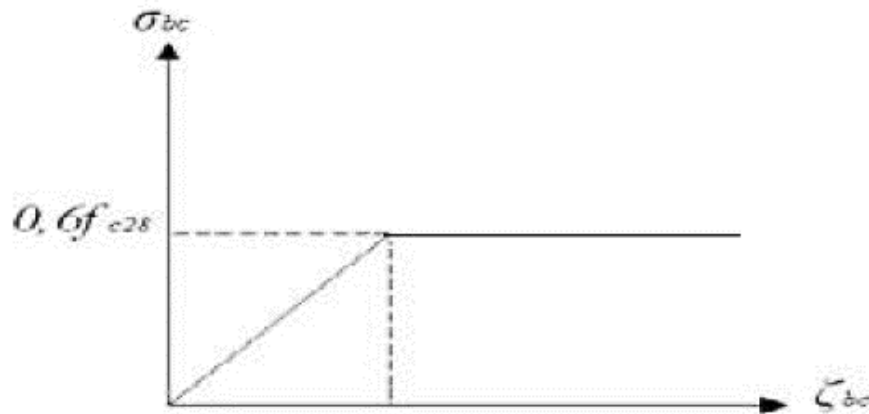
$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ est la résistance en compression pour le calcul à l'ELU avec :

- $\theta = 1$ pour les charges appliquées plus de 24h
- $\theta = 0,9$ pour les charges appliquées entre 1 et 24h
- $\theta = 0,85$ si pour les charges appliquées < 1h
- γ_b = Coefficient de sécurité, tel que:
 - à l'ELU normal $\gamma_b = 1.5$
 - à l'ELU accidentel $\gamma_b = 1.15$.

❖ Modules de déformation longitudinale :

Déformations instantanées	Déformations différées	
$E_{vj} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3}$	$f_{c28} < 60 \text{ MPa}$	$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj} \times \frac{1}{3})$
	$60 < f_{c28} < 80 \text{ MPa}$, sans fumée de silice	$E_{vj} = 4400 \cdot (f_{cj} \times \frac{1}{3})$
	$60 < f_{c28} < 80 \text{ MPa}$, avec fumée de silice	$E_{vj} = 6100 \cdot f_{cj}$

Tableau (I-4) : Modules de déformation longitudinale



d.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS):

Figure (I.5) : Diagramme contrainte-déformations à L'ELS.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$f_{tj} = 0.06 + 0.6f_{cj}.$$

I.5.2 Acier :

L'acier est un métal réalisé par une transformation du fer grâce à l'ajout de carbone pour le rendre plus résistant, l'acier est pour traiter de non résistance du béton à la traction

Type d'Aciers	Rond lisses (RL)	Haute adhérence (HA)	Treillis soudés (TS)
Désignations	FeE220 FeE240	FeE400	FeTE 500
Utilisation	Armatures transversales	Armatures longitudinales et transversales	treillis soudés (de la dalle de compression)
Limites d'élasticité(MPa)	215 235	400	500

Tableau (I-5) : Propriétés mécaniques de l'acier

a. Contrainte limite à l'état limite ultime :

Le diagramme contrainte déformation ci-dessous est utilisé pour extraire les calculs:

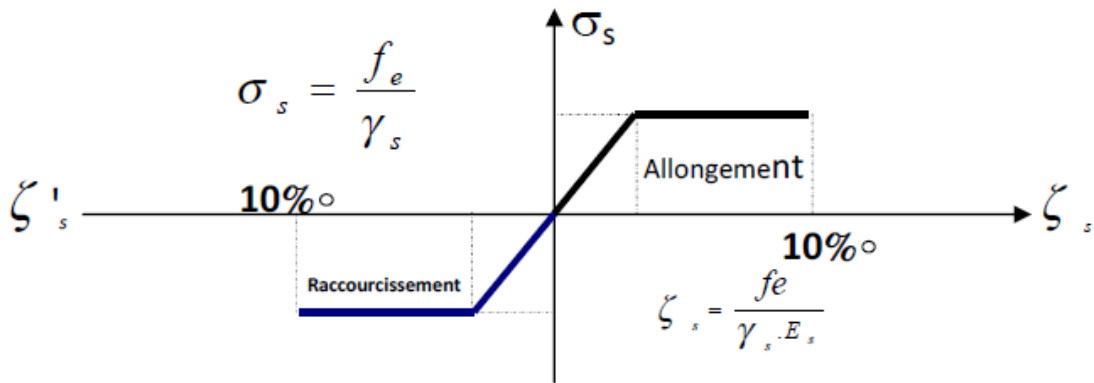


Figure (I.6) : Diagramme contrainte - déformation de l'acier.

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de securite :

- cas d'actions accidentelles..... $\gamma_s = 1.00$

- Cas courant $\gamma_s = 1.15$

b. Contraintes limite à l'état limite de service « E.L.S » :

- fissuration peu préjudiciable (FPP) : pas de vérification
- fissuration préjudiciable (FP) : $\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e, 110\sqrt{nftj})$
- fissuration très préjudiciable (FTP) : $\bar{\sigma}_{st} = \min (1/2f_e, 90\sqrt{nftj})$
- ✓ $\eta = 1,6$ pour les HA
- ✓ $\eta = 1$ pour les R. L

η : est appelé coefficient de fissuration.

I.5.2.1 Module d'Élasticité de l'Acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2 \times 10^5 MPa$.

I.5.2.2 Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence note η est le rapport suivant :

Avec :

η : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton

I.6. Hypothèses de calcul :

À cette étude Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- ✓ La résistance caractéristique du béton à la compression est :
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- ✓ La résistance caractéristique du béton à la traction est :
 $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module de déformation longitudinale instantanée est :
 $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module de déformation longitudinale différée est :
 $E_{E28} = 10818.87 \text{ MPa}$.
- ✓ La contrainte limite de service est donnée par :
 $\sigma_{bc} = 0.06 + 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Et Pour les armatures de l'acier:

- ✓ « *feE 400* » *H. A Fe = 400 MPa*
- ✓ « *feE235* » *R. L Fe = 235 MPa*
- ✓ « *feTE500* » *T. S Fe = 500 MPa*

I.7. Règlement utilisés :

- RPA 99 (version 2003) : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 : règles de béton armé aux états limites.
- DTRB.C.2.2 : document technique et réglementaire

I.8. Logiciel utilisés

Autodesk Autocad 2018 : est un logiciel dédié aux dessins d'architecture et Génie Civil.

Autodesk Robot structural Analysais 2018: le Robot est un programme graphique intégré pour la modélisation, l'analyse et la conception de divers types de structures (en béton armé, acier, aluminium, bois...). Il permet de créer des structures, de réaliser des calculs et de vérifier les résultats.

CHAPTER II

ANALYSE BIOCLIMATIQUE

II-1 Etat d'art

II-1-1 Introduction :

Cette partie théorique définit les amorces de notre sujet de recherche, Elle présente le contexte théorique et scientifique de notre recherche ainsi que la limitation de notre sujet de recherche, qui est liée. Dans un premier temps, cette partie est une étape préliminaire à pour but au domaine principale de notre formation. de Développer un cadre d'analyse bioclimatique cohérent avec le contexte naturel du désert. Ce cadre d'analyse est organisé en trois chapitres, la définition des concepts, l'état de l'art et la recherche objective. Cette étape est essentielle pour le développement d'une grille d'analyse climatique dynamique qui s'adapte au contexte désertique dans le domaine du bâtiment.

II-1-2 Distinction des concepts bioclimatiques :

On peut distinguer 2 grands catégories bioclimatique qui à s'avoir architecture passive et architecture active, dans la première catégorie il est on peut inclus architecture vernaculaire et architecture conception passive on peut trouver ainsi les bâtiments écologiques, les bâtiments solaires et les bâtiments bioclimatique.

Deuxième catégorie est bien l'Architect active .Elle est aussi divise en deux sous-catégories la domotique ou bien les bâtiments intelligent éco conception cette dernière peut être divisé aussi en deux sous sou catégorie les bâtiments des hautes performances sont divisés en: énergie de base, énergie zéro et énergie positive

- Cartes et certificats divisés en: HQE, IISBE et BREAM

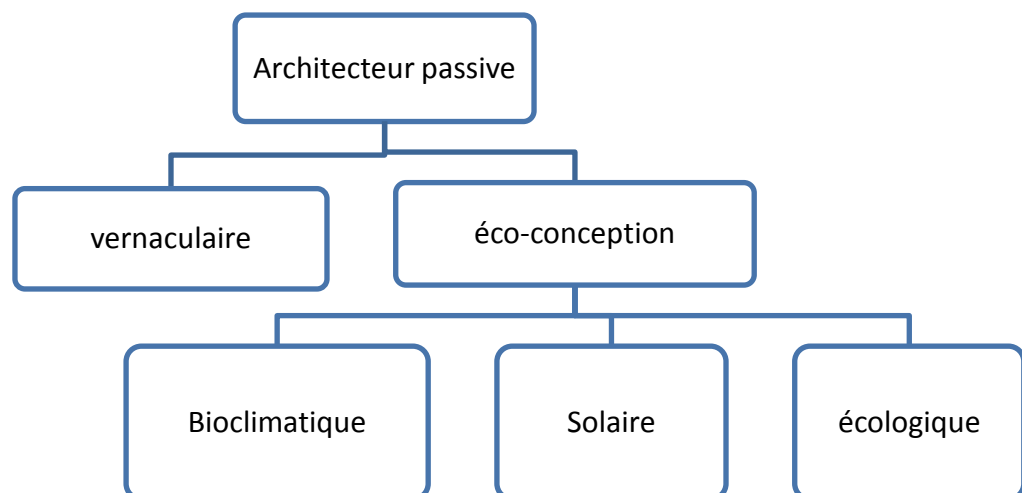


Figure (II. 1): Architecteur passive

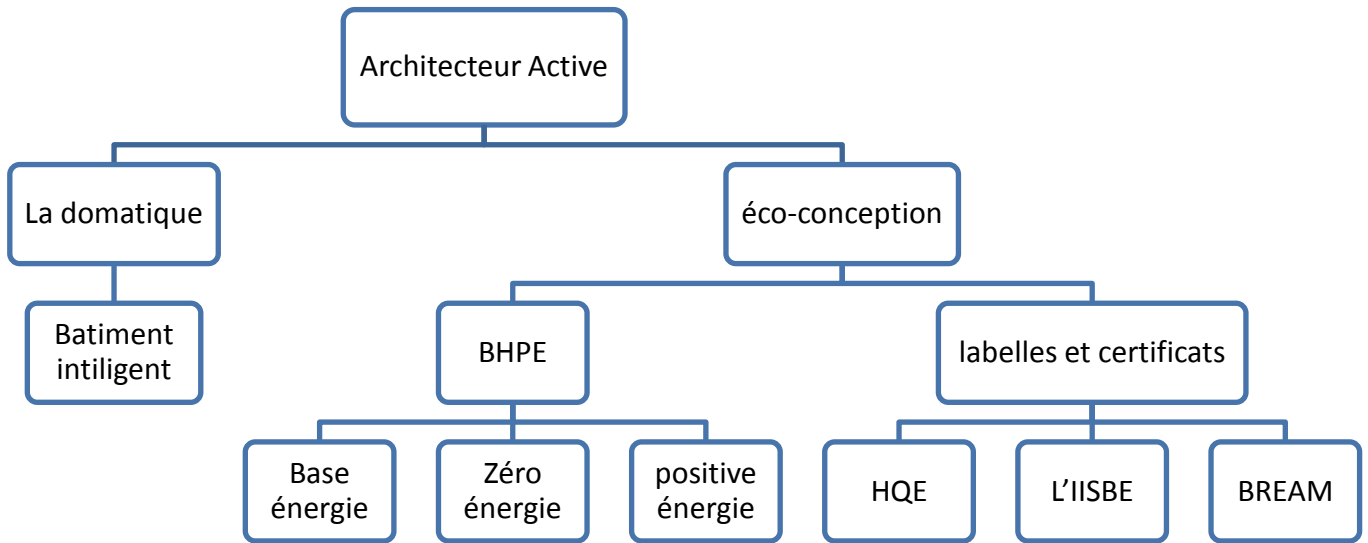


Figure (II. 2): Architecteur Active

Architecture passive :

- a) **Le vernaculaire :** L'architecture vernaculaire est une architecture locale et située, exprime d'une interrelation spécifique et active entre des groupes et leur milieu naturel. Elle n'est pas l'œuvre de scientifiques mais procède du perfectionnement des techniques basées sur l'expérience. Les repenses remarquables qu'elle offre sont le résultat d'une adaptation progressive dans le temps. L'éventail d'exemples d'architecture vernaculaire est très grand et la littérature importante sur ce domaine généralement la construction vernaculaire présente plusieurs caractéristiques communes.

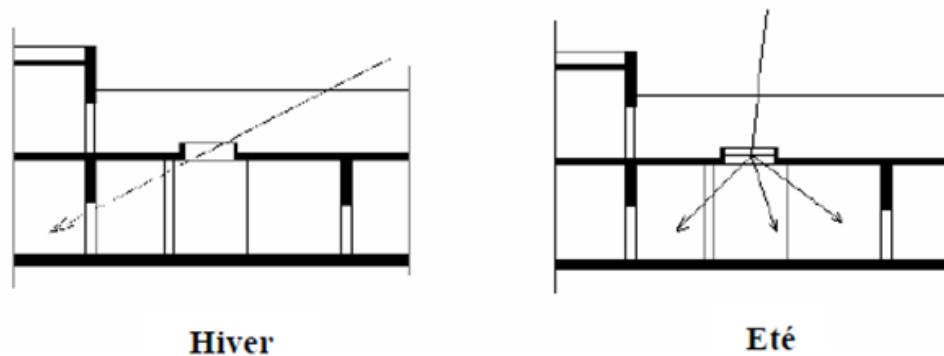


Figure (II. 3): L'exploitation de l'aspect géométrique du soleil dans le vernaculaire

- b) éco-conception :** L'éco-conception consiste à intégrer l'environnement dès la phase de conception des produits, qu'il s'agisse de biens, de services ou de procédés. Cette intégration repose sur une approche globale et multicritère de l'environnement et elle est fondée sur la prise en compte des facteurs climatiques durant les différentes étapes du cycle de vie de projet.
- ✚ Bioclimatique :** le principe de la conception architecturale sont résumé à l'utilisation de l'architecture elle-même, comme un moyen de résolution ainsi que les éléments favorables du climat en vue de la satisfaction des exigences du confort et du bien-être

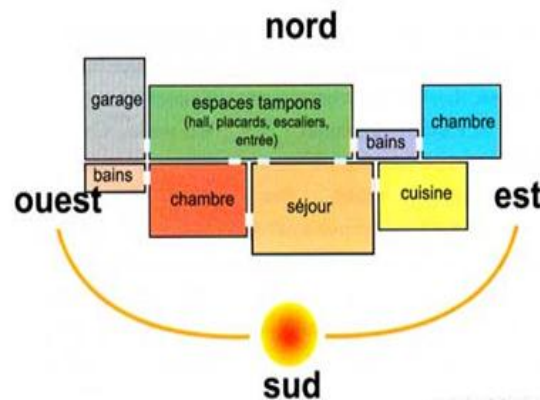


Figure (II. 4) : Le zonage bioclimatique

- ✚ solaire :** favorise tous les tropismes solaires en même temps que l'optimisation des implantations dans le respect des sites, l'interpénétration entre extérieur et intérieur organisant aux flancs de l'enceinte toute une série d'espaces intermédiaires tels que les patios, les serre, ...etc.

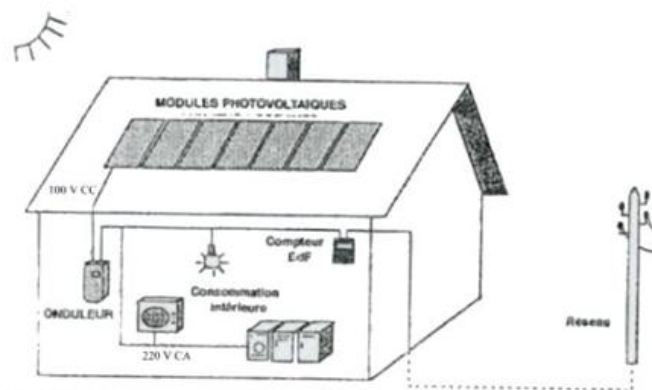


Figure (II. 5) : l'intégration des énergies renouvelables

- ✚ **Ecologique :** Le terme « écologique » est assez général et ne semble pas relever d'une définition stricte, ni de recommandation de performances. Cette appellation peut regrouper différents concepts prennent comme objectif l'aspect environnemental végétale, énergétique, minérale...etc.

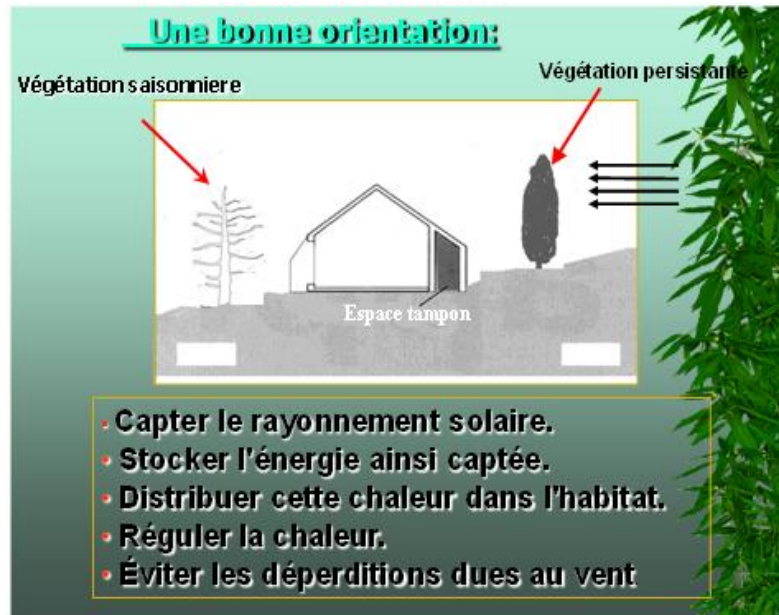


Figure (II. 6) : Le choix du type de la végétation

Une des considérations clef d'une maison « écologique » est d'utiliser des matériaux respectueux de l'environnement. On entend par là des matériaux minimisant les impacts dus à leur fabrication, des matériaux recyclables, naturels, de production locale pour éviter l'énergie due à leur transport, etc. (l'énergie grise). Leur utilisation rime avec un confort accru, en tous cas au moins en ce qui concerne la qualité de l'air intérieur (présence de polluants intérieurs en moindre quantité).

➤ **Architecture active :**

- La domotique :** est l'ensemble des techniques de l'électronique, de physique du bâtiment, d'automatisme, de l'informatique et des télécommunications utilisées dans les bâtiments, plus ou moins « interopérables » et permettant de centraliser le contrôle des différents systèmes et sous-systèmes de la maison et de l'entreprise (chauffage, volets roulants, porte de garage, portail d'entrée, prises électriques, etc.). La domotique vise à apporter des solutions techniques pour répondre aux besoins de confort (gestion d'énergie, optimisation de l'éclairage et du chauffage), de sécurité (alarme) et de

communication (commandes à distance, signaux visuels ou sonores, etc.) que l'on peut retrouver dans les maisons, les hôtels, les lieux publics, etc.

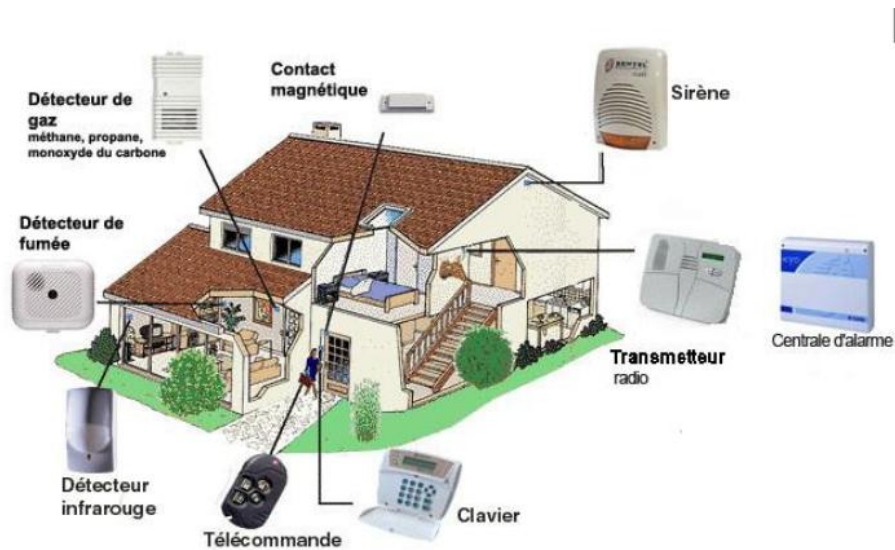


Figure (II. 7) : La domotique

- ✚ **-bâtiment intelligent** : se définit comme un bâtiment à haute efficacité énergétique, intégrant dans la gestion intelligente du bâtiment les équipementiers consommateurs, les équipementiers producteurs et les équipements de stockage, tel que les véhicules électriques.



Figure (II. 8) : -bâtiment intelligent

b) éco-conception :

✚ **La performance énergétique des bâtiments PEB** : pense sur la quantité d'énergie effectivement consommée ou estimée pour répondre aux différents besoins liés à une utilisation standardisée du bâtiment, ce qui peut inclure entre autres le chauffage, l'eau chaude, le système de refroidissement, la ventilation et l'éclairage.

✚ **Base énergie** Base énergétique: le terme "base énergétique" est généralement utilisé pour désigner un bâtiment dont la performance énergétique est supérieure à celle de tout nouveau bâtiment ou aux exigences légales. Consomme plus d'énergie que les bâtiments.

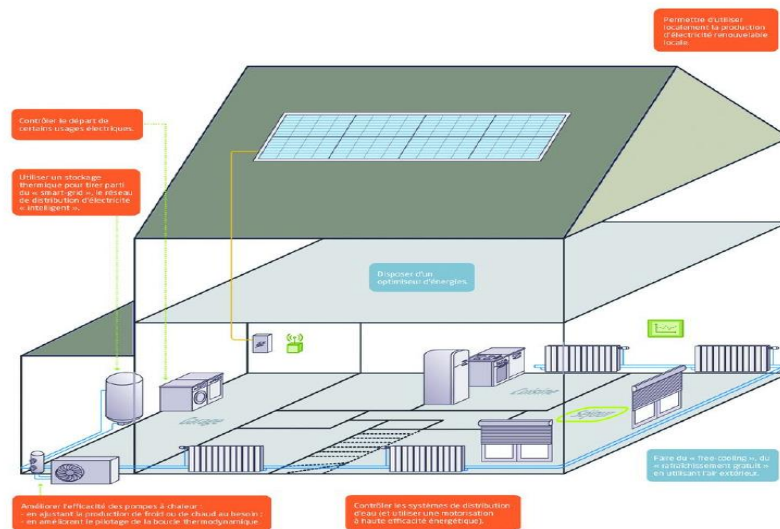


Figure (II. 9) : basse énergie

✚ **Zéro énergie** : Le principe de la maison à énergie zéro est complètement différent de celui de la maison passive, puisqu'il consiste en une compensation de la consommation totale par le biais de l'insertion d'un moyen, solaire, géothermique... productif de l'énergie.



Figure (II. 10) : Zéro énergie

- ✚ **énergie positive** : Pratiquement, il peut s'agir de maisons passives pourvues de suffisamment de sources d'énergies renouvelables, ou de maisons répondant pas spécialement aux critères passifs, tout comme les maisons à zéro énergie, mais présentent malgré tout un surplus de production énergétique global...

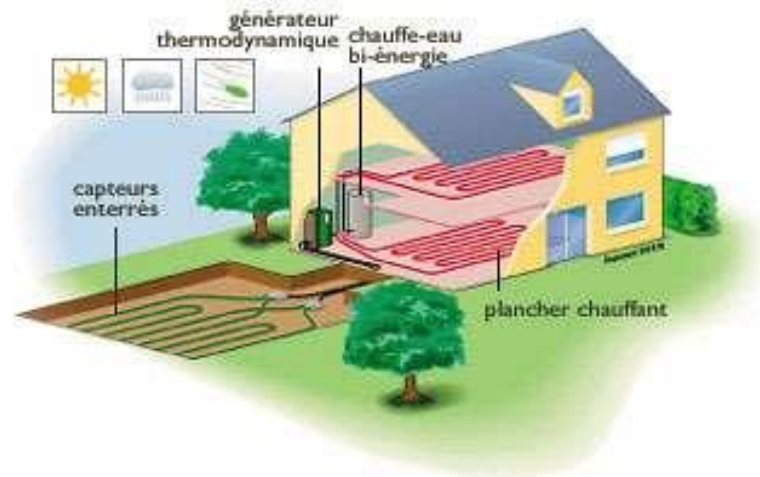


Figure (II. 11) : énergie positive

- c) **labelles et certificats** : sont un moyen d'information du public sur les propriétés et les qualités objective d'un ouvrage, d'un environnement, d'une information, d'un bâtiment, d'une procédure, etc. plusieurs pays et association ont développé des batteries la labellisation et certification des produit, à titre d'exemple, nous citons :
- ✚ **Haute Qualité Environnementale (HQE)** : C'est un labelle architectural adopté par l'association française HQE. Ce labelle a pour objectif de stimuler la concertation du bâti avec son environnement naturel pour une meilleure réalisation d'un projet écologique. L'action vise à atteindre plusieurs cibles, 14 au total classés en quatre familles
 - ✚ **Sustainable Built Environnement (L'IISBE)** : est un organisme international majeur dont l'objectif principal est de faciliter et promouvoir des directives, des méthodes et des outils qui permettront de progresser vers un cadre bâti durable.
 - ✚ **BRE's Environmental Abaissements Méthode (BREEM)** : Cette méthode développée par le Building Reverche Establishment (BRE), organisme public anglais équivalent du CSTB en France, consiste à évaluer la qualité environnementale des bâtiments à travers les aspects suivants : management, énergie, santé et bien-être, pollution, transport, utilisation du terrain, ressources et eau.

II-1-3 Synthèse :

La structure architecturale résume l'interaction entre l'homme et le son environnement naturel afin de fournir un confort acceptable aux usagé.

Après la description des différentes approches bioclimatiques un architecture, nous constatons qu'il existe deux stratégies de conception principale à savoir :

- Conception Passive ;
- Conception Active.

Généralement, le concepteur opte aux concepts architecturaux actifs si l'approche passive ne réalise pas la solution désirée.

Ces deux stratégies sont basées sur des mesures architecturale et profitent du potentiel de le nature à savoir : le soleil, le vent...ect, sans oublier l'introduction de la domotique pour assurer une auto-suffisante, auto contrôle et une gestion intelligent de bâtiment pour assurer un confort adéquat aux usagés

II-2 le développement de La grille Analyse :

II-2-1 Introduction :

Dans cette partie, Nous allons synthétisons l'approche théorique en analysant le décret exécutif 14-27 pour mettre en évidence les indicateurs climatiques urbains, architecturaux et fonctionnels selon le législateur algérien.

Cette superposition de la synthèse vise à développer une batterie structuré d'analyses climatiques, qui va servir en suit comme un moyen d'analyse de certains hôtels à Adrar.

Le premier exemple est l'hôtel principal que nous avons pris dans l'étude civile, il est Situé dans la wilaya d'Adrar Route de l'aéroport. Cette analyse vise à caractérisé de l'hôtel Tout, Noumennass, Takialt et El Konti, et à identifier les facteurs de conception qui affectent la différenciation bioclimatique.

Dans la présent section nous avons établir une grille d'analyse basé sur le décret 14-27 (JOURNAL OFFICIEL DE LA REPUBLIQUE ALGERIENNE N° 06)

II-2-2 Analyse du décret exécutif 14-27

Les Pouvoirs publics se sont préoccupés de la prise en compte de la dimension climatique par la production et le développement des règles de conception bioclimatique. En

2014, le Premier ministre, après approbation du Président de la République, a promulgué au journal officiel le Décret exécutif n° 14-27 de l'Aoul Rabier Ethnie 1435 correspondant au 1er février 2014, qui a été élaboré par le ministère de l'habitat, de l'urbanisme et de la ville. Il est a pour objet de fixer les prescriptions urbanistiques, architecturales et techniques applicables aux constructions dans les wilayas du Sud [2], conformément aux dispositions des articles 46 et 47 de la loi n° 90-29 du 1er décembre 1990, modifiée et complétée par la loi 04-05 relative à l'aménagement et l'urbanisme.

Le décret se structure en deux chapitres annexés par trois autres chapitres exposent les prescriptions qui s'appliquent en matière d'usage des sols, d'organisation du cadre bâti et de typologie des constructions :

Après quatre articles définissant les dispositions Préliminaires :

I. Des prescriptions urbanistiques : ce chapitre est composé de deux sections

1. Section : De l'organisation du cadre bâti

2. Section : De l'usage des sols

II. Des prescriptions architecturales et techniques : il est aussi composé de deux sections

1. Section : De la conception des constructions

2. Section : De la typologie des constructions

Une annexe présente les prescriptions générales applicables aux constructions dans les wilayas du Sud est composée de trois chapitres

I. De l'usage des sols et de l'organisation du cadre bâti : composé de trois sections

1. Section : De l'usage des sols

2. Section : De l'espace collectif à la parcelle

3. Section : Des aménagements extérieurs – Végétation

II. Aspects des constructions : il comprend de six sections

1. Section : De la typologie des constructions

2. Section : De l'orientation des constructions

3. Section : Du type d'ouverture

4. Section : De l'enveloppe extérieure

5. Section : Couleur et ornementation

6. Section : De la hauteur et des gabarits

III. Dispositions techniques de construction : il traite trois sections

1. Section : Des systèmes constructifs et de l'utilisation des matériaux locaux

2. Section : De la terrasse

3. Section : De la ventilation

II-2-3 Le canevas proposé :

Pour faciliter le travail nous avons réorganisé le décret 14-27 sous forme d'un tableau qui va être utilisé comme une grille d'analyse bioclimatique des bâtiments afin d'évaluer à quel niveau ces bâtiments respectent l'environnement naturel de projet.

Ce tableau présente les Prescriptions U.A.T applicables aux constructions dans les wilayas du Sud:

Les concepts urbains	Epreuve	Référentiel
La forme de tissu	principe de mitoyenneté	(Art.10)
Les concepts de programme	Epreuve	Référentiel
L'orientation et le zoning climatique	L'orientation de la fenêtre et de bâti	(art.16)
	La Protection de terrasse	(Art. 17)
Les concepts architecturaux	Epreuve	Référentiel
Type d'ouverture	Disposition des fenêtres	(Art.20)
	Dimensions des fenêtres	(Art.21)
	La forme et la protection des fenêtres	(Art.22, 23, 24,25 et26)
De l'enveloppe extérieure	La réduction des déperditions et l'infiltration d'air incontrôlé	(Art.27)
	Augmentation de la résistance thermique des parois	(Art.27)
	système d'occultation	(Art.28)
La ventilation	Les Dimension et la position des fenêtres par rapport la direction des vents	(Art.40)
	Les plans d'eau et les fontaines	(Art.40)

	Les principes des ouvertures et cloisons intérieures	(Art.41)
Les concepts techniques	Epreuve	Référentiel
Couleur et ornementsations	La couleur naturelle	(Art.30)
	les claustras, les brise-soleil et l'auvent	(Art.31)
	Hauteur et gabarits	(Art.32) Section 6
Des systèmes constructifs et les matériaux de construction	Matériaux à une grande inertie thermique	(Art.33)
	L'isolation des matériaux	(Art.35 et 36)

Tableau (II. 1) : Tableau de la grille d'analyse [1]

II-2-4 Synthèse :

L'intérêt étatique distingué à l'architecture climatique dans les wilayas du sud à travers la promulgation du décret 14-27 qui a touché tous les facettes de la conception architecturale à savoir :

- ✓ Les concepts de programme par rapport son exigence technique, et fonctionnels.
- ✓ Les concepts architecturaux qui abolissent à la réalisation et la concrétisation des concepts du projet les concepts techniques.
- ✓ Les concepts urbains à l'inter de l'accessibilité, le plus et le plein et le vide, l'alignent...etc.

Le suivant chapitre est consacré à l'analyse de quelques hôtels réalisés et sont déjà fonctionnaires dans les wilayas d'Adrar a suivi :

- ↪ Hotel Tout
- ↪ Hotel Takialt
- ↪ Hotel Noumennass
- ↪ Hotel El-Konti.

II-3 Etude thématique :

II-3-1 Introduction :

Dans cette section nous examinerons l'aspect bioclimatique de notre cas d'étude par l'analyse de trois exemples comme référence. Ils choisis par rapport à sa valeur et à la disponibilité puis l'hôtel elkonti constitue l'objet d'étude dans la partie de génie civil va être aussi analysé selon trois cadres de référence à savoir.

- la première étape est une étape de classification bioclimatique de l'hôtel selon les concepts présentés précédemment ;
- la deuxième est une caractérisation de l'hôtel selon le décrit 14-27 ;
- la troisième étape est une étape comparative entre notre objet d'étude, l'hôtel (elkonti) et les hôtels pris en référence à savoir (1,2 et 3)

II-3-2 Présentation des Hôtels sahariens

Le climat Présaharien ou saharien est caractérisé par l'intensité du rayonnement solaire et une faible humidité, d'où le caractère du climat aride. L'absence de nuages favorise une forte amplitude de température. La période froide est plus courte avec des jours modérés et des nuits très froides. L'été est très chaud et rigoureux, les températures atteignent les 45°C à l'ombre avec les vents intenses de siroco.

La dimension climatique dans cette architecture a souvent été marquée par des recherches mettant l'accent sur les caractères culturels, sociaux, politiques ou techniques, considérés comme étant les principaux aspects générateurs de formes. Dans cet ordre d'idées, le climat est jugé secondaire, pourtant la notion d'abri dans la forme primitive de l'habitation renvoie par définition à l'idée de protection contre les contraintes du milieu naturel. Aussi, ce milieu ne peut être négligé dans l'étude de la production bâtie.

L'architecture vernaculaire reflète une vision globale de l'intégration du climat dans l'acte de bâtir, c'est un exemple de continuité et d'unité entre le plan de la ville, de la maison et de la technique constructive.

II-3-3 Analyse des Hôtels saharienne

Exemple1 : Hôtel Touat

– Présentation de l'ouvrage :

L'hôtel Touat est une Hôtel touristique situé en plein centre-ville d'Adrar avec une vue exceptionnelle sur la grande place d'Adrar. Hôtel urbain doté d'une architecture typique néo-soudanaise, situé à 10 Km de l'aéroport d'Adrar.

L'hôtel Touat a été fermé en 2016 pour la réhabilitation avec respect du cachet architectural local, Cette structure est un bâtiment à hôtel en charpente métallique et béton armé.

Le bâtiment occupe une assiette de : 1365 m² avec une hauteur de 10.45 m. Il est composé d'un rez-de-chaussée recevant des halls et gymnases et de deux niveaux recevant les chambres avec 2 étages (R+2).....[3]



Figure (II. 13): L'hôtel Touat avant 2016



Figure (II. 12): vue en 3D

A. Classification bioclimatique :

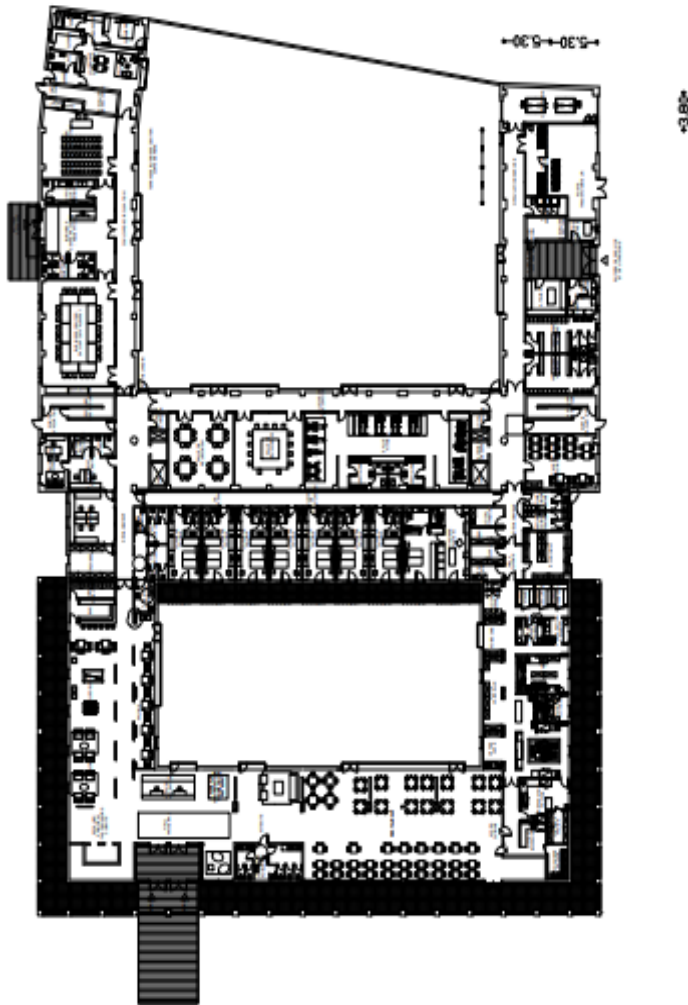


Figure (II. 14):.Plan architectural Hôtel Touat (RDC)

Les Articles

- (Art.16): appliqué
- (Art. 17): pas appliqué
- (Art.20): appliqué
- (Art.21): appliqué
- (Art. 24): appliqué
- (Art.27): appliqué
- (Art.27): pas appliqué
- (Art.28): appliqué
- (Art.30): appliqué
- (Art.31): appliqué
- (Art.32) Section 6: pas appliqué
- (Art.33): pas appliqué
- (Art.35): pas appliqué
- (Art.36): appliqué
- (Art.40): appliqué

B. Caractérisation bioclimatique :

Après analyse nous avons constaté :

L'utilisation des doubles parois pour recevoir un ensoleillement minimal, réduire les pertes de chaleur, utiliser l'éclairage naturel et assurer un confort optimal, notamment acoustique et atmosphérique.

L'axe de l'hôtel est orienté vers est-ouest, de sorte que les fenêtres donnent au nord et au sud, afin que le bâtiment soit protégé du soleil

Les façades ne sont pas exposées au rayonnement solaire et ne sont pas refroidies par le boisement, ou par l'ombre du visionnage dispositif.

Le fait de disposer d'un écran solaire complet couvrant la surface de la fenêtre, qui assure un éclairage naturel et une rotation adéquate de l'air pour faciliter le travail dans l'espace, contribue à créer un renouvellement d'air dans les pièces.

En ce qui concerne l'identité, les couleurs naturelles sont adoptées par différentes couleurs du blanc au rouge. En plus des interfaces de couleur, les éléments d'interface sont extraits de références locales. Les éléments de traitement locaux et la commodité peuvent être inclus dans les interfaces d'équipement du projet telles que :

- configuration centrale encadrant la porte et les fenêtres.

La disponibilité des formes urbaines et architecturales et la réalisation des formes traditionnelles conjuguent avec l'insertion de quelques forme et nouveaux.

Donc et vue le nombre des concepts passifs utilisés, on peut classer ce bâtiment comme un bâtiment conçu par l'adoption des principes de l'architecture passive.

Exemple 2 : Hôtel TAKIALT

- Présentation de l'ouvrage :

Hôtel TAKIALT Situé en plein centre-ville d'Adrar .Rue Belbali Hamid.

Cette structure est un bâtiment en béton armé, il est composé d'un rez-de-chaussée comprend des salles polyvalentes, un deuxième niveau comprend les chambres,

Il comprend une piscine, un restaurant et un cafeteria, ainsi que des magasins donnant sur les façades de l'hôtel boutique de produits traditionnels et des parkings.



Figure (II. 15): Plan de situation

A. Classification bioclimatique :



Les Articles

- (Art.16): vérifier
- (Art. 17): vérifier
- (Art.18) : pas vérifié
- (Art.20): vérifier
- (Art.21): vérifier
- (Art. 24): pas vérifié
- (Art.27): vérifier
- (Art.27): pas vérifié
- (Art.28): pas vérifié
- (Art.30): vérifier
- (Art.31) Section 6: pas vérifié
- (Art.32) : vérifier
- (Art.33): pas vérifié
- (Art.35): pas vérifié
- (Art.36): pas vérifier
- (Art.40): vérifier

Exemple 3: Hôtel Noumennass**– Présentation de l'ouvrage :**

L'hôtel Noumennass se situe en plein ville d'Adrar, Rue 5 juillet 1996, Cette structure est un bâtiment en béton armé de Surface estimée 389.52m². Il est composé d'un rez-de-chaussée et 3ème étages (R+3) avec une terrasse, des salles et boutiques avec le hall d'entre compose RDC, tandis que les trois étages supérieures comprend les chambres et un quatrième niveau comme une terrasse accessible servant comme espace de nuit dans la période d'été et les moments chaud.

Il comprend aussi un restaurant et un café, ainsi que des magasins et des bureaux au 1er étage avec des chambres.



Figure (II. 17) : Plan de situation

A-Classification bioclimatique :

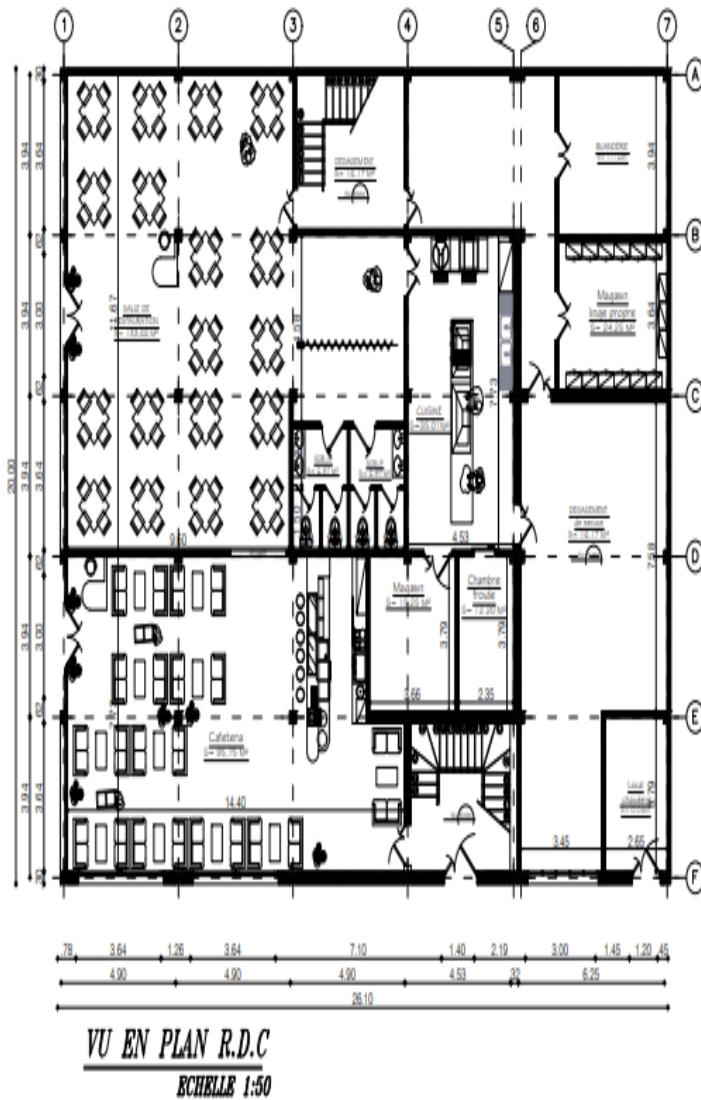


Figure (II. 18): Plan architectural Hôtel Noumennass (RDC)

Les Articles

- (Art.16): appliqué
- (Art. 17): pas appliqué
- (Art.18) : pas appliqué
- (Art.20):pas appliqué
- (Art.21): appliqué
- (Art. 24): pas appliqué
- (Art.27): pas appliqué
- (Art.27): pas appliqué
- (Art.28): pas appliqué
- (Art.30): appliqué
- (Art.31) Section 6: appliqué
- (Art.32) : pas appliqué
- (Art.33): pas appliqué
- (Art.35): pas appliqué
- (Art.36): pas appliqué
- (Art.40): appliqué

B- Caractéristique bioclimatique :(hôtel Takialte et Noumennass)

L'axe de l'hôtel est orienté nord-sud, de sorte que les fenêtres donnent à l'est et à l'ouest, avec l'absence de tout dispositifs de protection contre le soleil, ce qui conduit à l'utilisation de climatisation active pour améliorer le confort thermique des espaces.

L'absence d'utilisation du double vitrage avec la garantie de ses caractéristiques, notamment celles liées à la conductivité thermique, au facteur de puissance solaire, à la transmission, à la lumière réfléchissante.

Les façades sont exposées au rayonnement solaire et ne sont pas refroidies par le boisement ou par l'ombre des maisons adjacentes ou autre dispositif.

L'absence de protection solaire couvrant toute la surface de la fenêtre, (le comportement des usagers) ce qui ne garantit pas l'éclairage naturel et le renouvellement d'air pour assurer un bon confort olfactif aux travailleurs, et n'aide pas à fournir un vol léger et thermique à l'intérieur de la pièce, qui utilise la plupart du temps des lumières actives.

En ce qui concerne l'identité de l'architecture fournit des couleurs naturelles dans différentes couleurs du blanc au rouge. En plus la couleur des interfaces, les éléments d'interface sont extraits de références locales. Les éléments de traitement locaux et la commodité peuvent être inclus dans les interfaces de projet d'équipement telles que:

- configuration centrale encadrant la porte et les fenêtres,
- Décoration de la porte

La disponibilité des formes urbaines et architecturales et la réconciliation des formes traditionnelles (telles que les arcs) et les exigences contemporaines des utilisateurs.

Donc cet hôtel peut être considéré comme un bâtiment consommateur d'énergie par une **architecture active** basée sur l'introduction des équipements de climatisation et de chauffage.

I-3-3 Synthèse de l'analyse

Après avoir examiné les trois exemples selon le décret exécutif 14-27, nous avons constaté l'ignorance de plusieurs principes bioclimatiques par les concepteurs. A titre d'exemple :

L'orientation de l'axe du bâti, les dimensions de la fenêtre et la protection de la baie de la fenêtre sont inadaptés avec le contexte désertique. Ainsi que le choix des matériaux ayant une

bonne inertie thermique, de la couleur du bâti, l'isolation des espaces, l'introduction de la végétation, des plans d'eau et des fontaines sont timidement adoptés.

Le tableau ci-après synthétise l'application des règles bioclimatiques au niveau de la conception et la réalisation des trois exemples de références (Nomennas, Takialet, Touat) :

		Exemple 01	Exemple 02	Exemple 03
vernaculaire		x	/	/
Eco-conception (passive)	bioclimatique	x	/	/
	solaire	/	/	/
	écologie	/	/	/
Eco-conception (BHPE)	Base énergie	/	X	x
	Zéro énergie	/	/	/
	Positive énergie	/	/	/
Classification		Architecture passive	Architecture active	Architecture active

Tableau (II. 2) : Caractéristique bioclimatique des trois exemples

II-4 Analyse de notre projet d'étude :

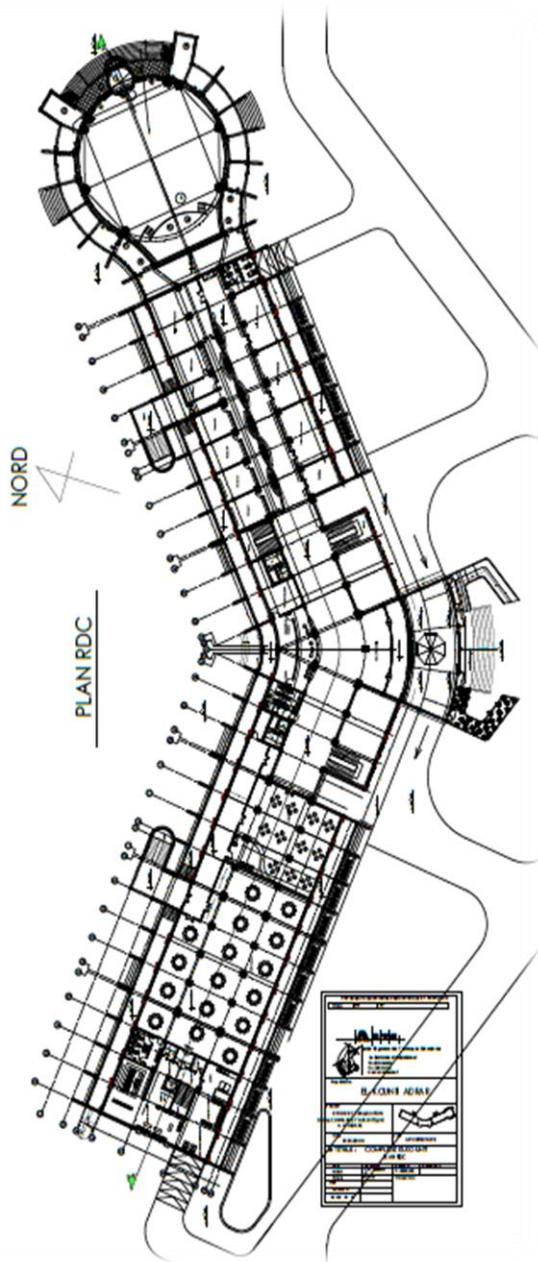


Figure (II. 19): Plan architectural (RDC)

Les Articles

- (Art.16): appliqué
- (Art. 17): pas appliqué
- (Art.20): appliqué
- (Art.21): appliqué
- (Art. 24): appliqué
- (Art.27): appliqué
- (Art.27): appliqué
- (Art.28): appliqué
- (Art.30): appliqué
- (Art.31): appliqué
- (Art.32) Section 6 : pas appliqué
- (Art.33): pas appliqué
- (Art.35): pas appliqué sauf (double paroi)
- (Art.36): appliqué
- (Art.40): appliqué
- (Art.41): pas appliqué

II-5 Comparaison des exemples (références) avec notre cas d'étude :

Après avoir étudié des exemples ci –dessus nous avons constaté que le projet d'étude est appliqué dans plusieurs autres loi qui sont représentées dans :

- Paysages verts et respect de la distance minimale entre les arbres et le structure
- Diversité des formes traditionnelles
- Utilisation des doubles parois pour isolation thermique.

CHAPITER III

PREDIMENSIONNEMENT ET

DESCENTE DES CHARGES

III. Introduction

Le Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le prédimensionnement est fait conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

III.1. Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une structure horizontale dans une construction, qui supporte Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...) et Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...).

Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve : Plancher à corps creux et Plancher à dalles pleine (balcon).

Les planchers en corps creux sont constitués de:

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance;
- Poutrelles : éléments résistants du plancher ;
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.

III.1.1 Plancher à corps creux

III.1.1.1 Hauteur du plancher en corps creux

La hauteur d'un plancher à corps creux est déterminée d'après le critère de rigidité (CBA 93):

$$h_t \gg \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale de la poutrelle mesurée entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

On a:

	Bloc (A-B-C)	Bloc D
L_{max} (cm)	3.8	3.2
$\frac{L_{max}}{22.5}$	16.89	14.22
On prend h_t (cm)	20	20
$H_{Dall} + H_{Corp.C}$ (cm)	16+4	16+4

Tableau (III-1) : Hauteur du plancher en corps creux

Avec :

H_{Dall} : Hauteur du corps creux (cm).

$H_{\text{Corp.C}}$: Hauteur de la dalle de compression (cm).

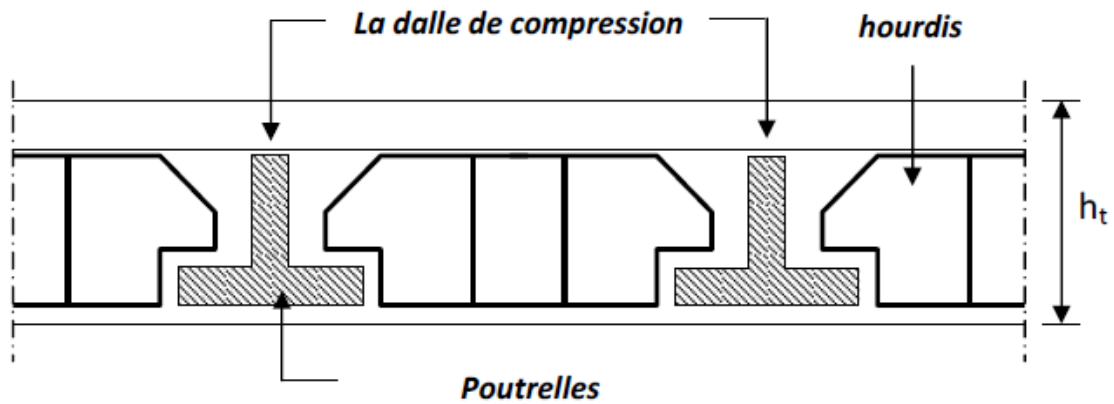


Figure III.1 Plancher en corps creux.

III.1.2 Les poutrelle :

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T. La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

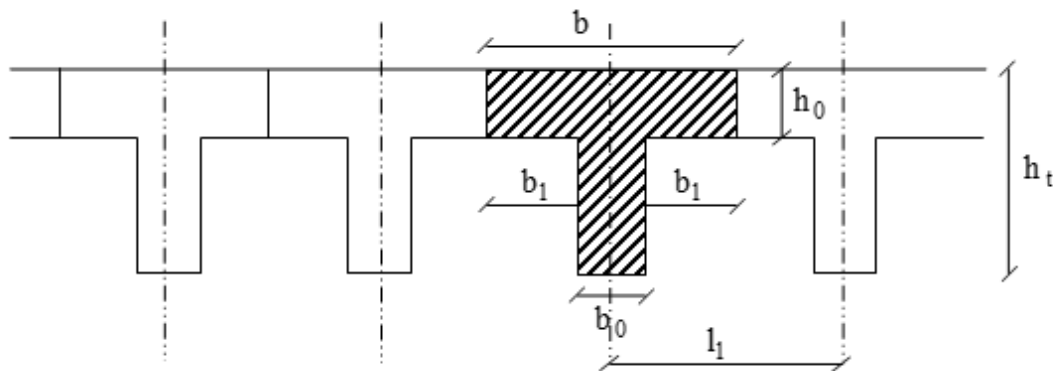


Figure III.2 : Dimensions de la section en T

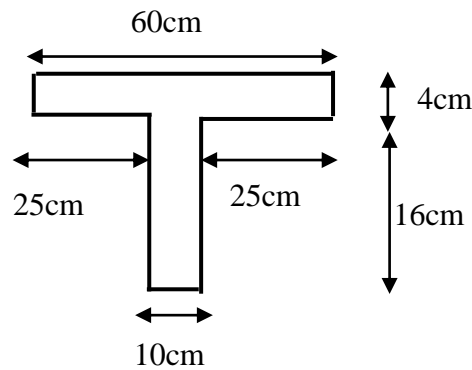
- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).
- L_n : distance entre axes de nervures
- h_c : la hauteur de la nervure

- h_0 : la hauteur de la dalle de compression
- b_0 : épaisseur de la nervure : $0.3d \leq b_0 \leq 0.5d$, et $d = 0.9h_{\text{plancher}}$

D'après les règles B.A.E.L, la dalle de compression sera dimensionnée comme suit :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L}{10} \\ b_1 \leq \frac{(L_n - b_0)}{2} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

étage	Dimensionnement (cm)					Selon B.A.E.L				
	L_n	h_c	h_0	d	b_0	$b_1 \leq \frac{L}{10}$	$b_1 \leq \frac{(L_n - b_0)}{2}$	$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$	b_1	$b = 2b_1 + b_0$
Bloc A-B-C	60	16	4	18	10	38cm	25cm	28cm	25cm	60cm
Bloc D	60	16	4	18	10	32cm	25cm	28cm	25cm	60cm



III.1.3 Plancher à dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions (BAEL) ou bien dans une seule.

On utilise la dalle pleine dans le plancher de Bloc B et Bloc D.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de trois conditions:

a. Condition de résistance à la flexion :

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

- ✓ Si $0.40 \leq \frac{L_x}{L_y} = \alpha \leq 1$ la dalle porte dans les deux sens et :

$$\frac{L_x}{45} \leq h \leq \frac{L_x}{40}$$

✓ Si $\alpha \leq 0.4$ la dalle porte dans un seul sens et :

$$\frac{L_x}{35} \leq h \leq \frac{L_x}{30}$$

Avec :

L_x : La petite portée du panneau de la dalle.

L_y : La grande portée du panneau de la dalle.

h : l'épaisseur de la dalle.

b. Condition d'isolation acoustique :

* Contre les bruits aériens $2500 \times h_d = 350 \text{ kg/m}^3 \implies h_d = 14 \text{ cm}$

* Contre les bruits impacts $2500 \times h_d = 400 \text{ kg/m}^3 \implies h_d = 16 \text{ cm}$

c. Condition de sécurité en matière d'incendie :

$h_d = 7 \text{ cm}$ Pour 1 heure de coupe-feu.

$h_d = 11 \text{ cm}$ Pour 2 heures de coupe-feu.

II.1.3.1 Identification des panneaux :

a) Bloc B

- (Panneau 1):

$L_x = 410 \text{ cm}$

$L_y = 535 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{410}{535} = 0.76$$

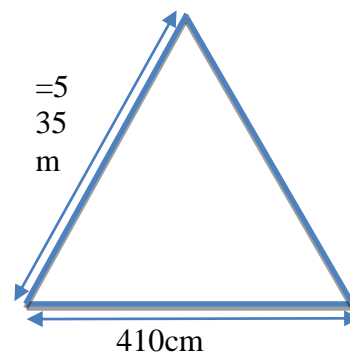


Figure (III.4): Dalles01 articulées sur leur contour de Bloc B

$0.40 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.76 \leq 1$ La dalle est considérée comme portant dans deux directions et :

$$\frac{l_x}{45} \leq h \leq \frac{l_x}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{410}{45} \leq h \leq \frac{410}{40} \quad \rightarrow \quad 9.11\text{cm} \leq h \leq 10.25\text{cm}$$

Satisfaisant la condition de flèche, les conditions d'incendie et la moyenne des conditions acoustiques ; on opte pour une épaisseur de la dalle pleine égale à 15cm

- (Panneau 2):

$$L_x = 1.31\text{m}$$

$$L_y = 6.56\text{m}$$

$$\alpha = \frac{131}{656} = 0.20$$

$$\checkmark \frac{l_x}{l_y} = 0.20 \leq 0.4$$

la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée et :

$$\frac{l_x}{35} \leq h \leq \frac{l_x}{30} \quad \rightarrow \quad \frac{131}{35} \leq h \leq \frac{131}{30}$$

$$\rightarrow \quad 3.74\text{cm} \leq h \leq 4.37\text{cm}$$

Satisfaisant la condition de flèche, les conditions d'incendie et la moyenne des conditions acoustiques ; on opte pour une épaisseur de la dalle pleine égale à 15cm.

b) Bloc D

- (Panneau 3):

$$L_x = 305\text{cm}$$

$$L_y = 830\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{305}{830} = 0.36$$

$\checkmark \alpha = 0.36 \leq 0.4$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée et :

$$\frac{l_x}{35} \leq h \leq \frac{l_x}{30} \quad \rightarrow \quad \frac{350}{35} \leq h \leq \frac{350}{30}$$

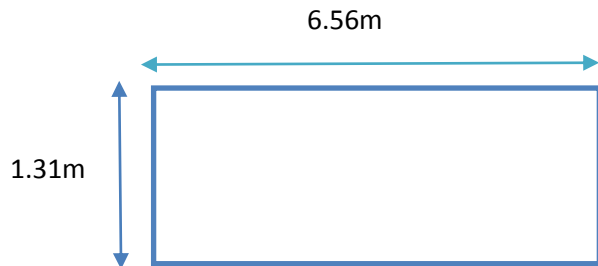


Figure (III.5): Dalles02 articulées sur leur contour de Bloc B

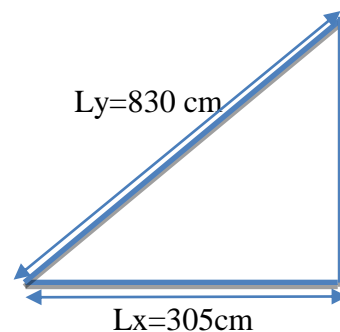


Figure (III.6): Dalles03 articulées sur leur contour de Bloc D

$$\rightarrow 10\text{cm} \leq h \leq 11.67\text{cm}$$

Satisfaisant la condition de flèche, les conditions d'incendie et la moyenne des conditions acoustiques ; on opte pour une épaisseur de la dalle pleine égale à 15cm

- (Panneau 4):

$$L_x = 272\text{cm}$$

$$L_y = 418\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{272}{418} = 0.65$$

✓ $0.40 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.76 \leq 1$ La dalle est considérée comme portant dans deux directions et :

$$\frac{l_x}{45} \leq h \leq \frac{l_x}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{272}{45} \leq h \leq \frac{272}{40} \quad \rightarrow \quad 6.04\text{cm} \leq h \leq 6.8\text{cm}$$

Satisfaisant la condition de flèche, les conditions d'incendie et la moyenne des conditions acoustiques ; on opte pour une épaisseur de la dalle pleine égale à 15cm.

c) Dalle pleine de Balcon :

On a:

$$L_x = 150\text{cm}$$

$$L_y = 420\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{150}{420} = 0.35$$

$\alpha \leq 0.4$ La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée et :

$$\frac{l_x}{35} \leq h \leq \frac{l_x}{35} \quad \rightarrow \quad \frac{150}{35} \leq h \leq \frac{150}{35} \quad \rightarrow \quad 4.28\text{cm} \leq h \leq 5\text{cm}$$

Satisfaisant la condition de flèche, les conditions d'incendie et la moyenne des conditions acoustiques ; on opte pour une épaisseur de la dalle pleine égale à 15cm

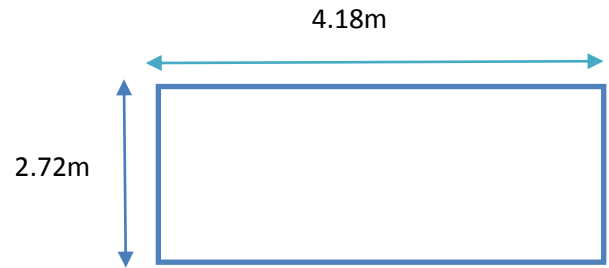


Figure (III.7): Dalles04 articulées sur leur contour de Bloc D

III-2- L'Acrotère :

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

III-2-1- Section transversale :

$$S = \frac{(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (0.02 \times 0.2)}{2}$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = 0.069 \times 25 = 1.73 \text{ kN/ml}$$

Revêtement en enduit de ciment :

$$0.02 \times 2000(0.6 + 0.2 + 0.08 + 0.1 + 0.5) \times 10^{-2} = 0.59 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.73 + 0.59 = 2.32 \text{ KN/m}^2$$

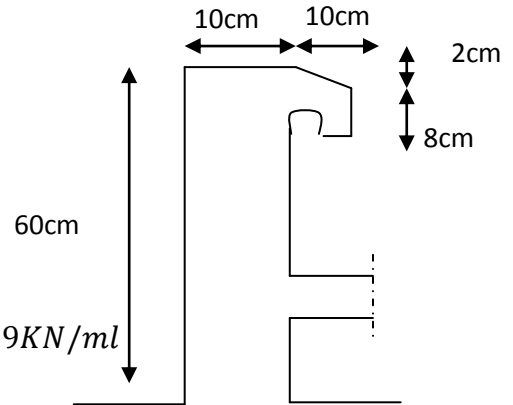


Figure (III.10): coupe verticale de l'acrotère

III.4.Evaluation des charges :

Plancher	Référent désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharge Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1) Plancher a corps creux (16+4)	-	-	2.80	1
	2) Enduit en plâtre	10	0.02	0.20	
	3) Mortie de batard	20	0.03	0.6	
	4) Isolation de sable	18.3	0.10	1.83	
	5) Mortie de batard	20	0.05	1	
Totale				6.43	1
Étage courant Corps creux	1) Carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2) Mortier de pose 2	18	0.02	0.36	
	3) Plancher à corps creux (16+4)	-	-	2.80	
	4) Enduit en plâtre	10	0.02	0.20	
	5) Cloison de séparation	10	0.10	1.00	

	6) couche de sable	20	0.02	0.54		
Totale				5.34	1.5	
Étage courant	Dalle plein	1) Carrelage	22	0.02	0.44	
		2) Mortier de pose 2	18	0.02	0.36	
		3) couche de sable	20	0.02	0.40	
		4) Enduit du ciment	18	0.02	0.36	
		5) Dalle pleine en béton armé	25	0.15	3.75	
		6) Cloisons légères	37.5	0.02	0.75	
Totale				6.06	1.5	
Balcon		1) Carrelage	22	0.02	0.44	
		2) Mortier de pose 2	18	0.02	0.36	
		3) couche de sable	20	-	0.40	
		4) Enduit du ciment	18	0.02	0.36	
		5) Dalle pleine en béton armé	25	0.15	3.75	
		6) Cloisons légères	-	-	1.25	
Totale				6.56	3.5	
Murs	a. Murs extérieurs :				/	
		1) Enduit extérieur	12	0.02		0.24
		2) Brique creuse	9	0.15		1.35
		3) Brique creuse	9	0.1		0.9
		4) Enduit intérieur	12	0.02		0.24
	Totale					2.73
	b. Murs intérieurs (simple parois)					1.38
Terrasse inaccessible	Dalle plein	1) Dalle plein en béton armé	25	0.15	3.75	
		2) Enduit en plâtre	10	0.02	0.20	

	3) Mortie de batard	20	0.03	0.6	1
	4) Isolation de sable	19.2	0.09	1.73	
	5) Mortie de batard	20	0.05	1	
Totale				7.28	1

Remarque : Selon DTR B.C.2.2, on prend la surcharge Q dans la salle de restaurant du bloc A (RDC) : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

➤ Action de calcul :

Combinaisons fondamentales :

Etat Limite Ultime (ELU) : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

Etat Limite Service (ELS) : $q_s = G + Q$

Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	qu (KN/m ²)	qs (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6.43	1	10.18	7.43
Etage courant	5.34	1.5	9.46	6.84

III.5. les portiques :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

III.5.1 Prédimensionnement des poutres:

Selon les Règles de BAEL91 :La section de la poutre est déterminée par les formules suivant :

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

$$\checkmark 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec:

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section

L : longueur de la poutre principale

Selon le RPA 99 version 2003 :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$

- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$

- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

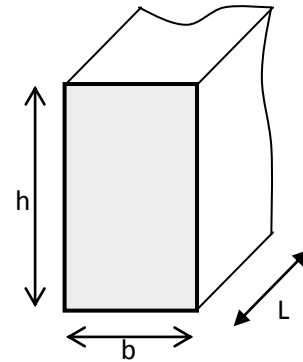


Figure (III.11) : Pré dimensionnements des poutres

	L_{max}	Selon BAEL91		Selon RPA99 version 2003			Section cm^2
		Hauteur	Largeur	Hauteur	Largeur	$\frac{h}{b}$	
		$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	$0.4h \leq b \leq 0.7h$	$h \geq 30$	$b \geq 20$	$\frac{h}{b} \leq 4$	
P. Principale	685	$45.7 \leq h \leq 68.5$	$20 \leq b \leq 35$	$50 \geq 30$	$35 \geq 20$	$1.43 < 4$	(35×50)
P. Secondaire	420	$28 \leq h \leq 42$	$14 \leq b \leq 24.5$	$35 \geq 30$	$30 \geq 20$	$1.16 < 4$	(30×35)
Bloc D							
P. Principale	2150	$143 \leq h \leq 215$	$60 \leq b \leq 105$	$150 \geq 30$	$60 \geq 20$	$2.5 < 4$	(150×60)
P. Secondaire	1516	$101 \leq h \leq 151$	$39 \leq b \leq 91$	$130 \geq 30$	$40 \geq 20$	$3.25 < 4$	(130×40)

III.6 Pré dimensionnement des poteaux :

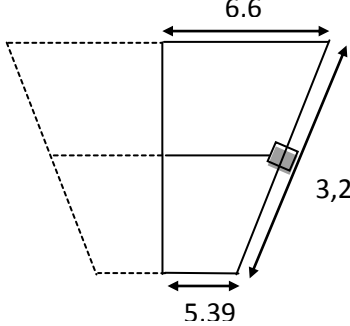
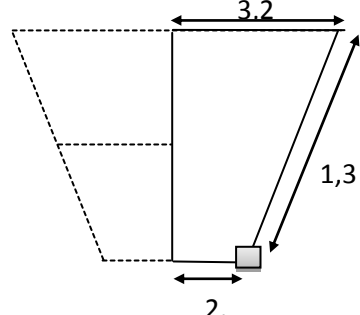
Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre des charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

II.6.1.Surface afférente :

Bloc A-B-C		
Poteau central	$S_{aff} = (A \times B)$ $S_{aff} = (4.2 \times 5.9)$ $S_{aff} = 24.88 \text{ m}^2$	
Poteau de rive	$S_{aff} = (A \times B)$ $S_{aff} = (5.9 \times 2.10)$ $S_{aff} = 12.44 \text{ m}^2$	
Poteau d'angle	$S_{aff} = (A \times B)$ $S_{aff} = (2.1 \times 1.2)$ $S_{aff} = 2.47 \text{ m}^2$	
Bloc B		
Poteau central	$S_{aff} = (A + B) \times h \times 0.5$ $S_{aff} = (5.27 \times 6.49) \times 3.91 \times 0.5$ $S_{aff} = 22.99 \text{ m}^2$	

<p>Poteau de rive</p>	$S_{aff} = (A + B) \times h \times 0.5$ $S_{aff} = (5.39 \times 6.62) \times 3.23 \times 0.5$ $S_{aff} = 19.40 \text{ m}^2$	
<p>Poteau d'angle</p>	$S_{aff} = (A + B) \times h \times 0.5$ $S_{aff} = (3.23 \times 0.97) \times 5.68 \times 0.5$ $S_{aff} = 11.93 \text{ m}^2$	
<p>Bloc D</p>		
<p>Poteaux plus sollicité</p>	<p>La surface a été calculée à partir de logiciel Auto CAD :</p> $S_{aff} = 23.36 \text{ m}^2$	

III.6.2. Critère de résistance:

$$N_u = 1,35.G + 1,5.Q$$

$$Q = Q \times S_{aff}, G = N \times S_{aff} + ((N_{pp} + N_{ps}) \times n)$$

N : Charge permanente cumulée à un niveau donné.

Q : Surcharge d'exploitation.

P_{pp} : Poids propre des poutres principales

P_{ps} : Poids propre des poutres secondaires

n : Nombre d'étage supporté par chaque poteau.

L_{ff_{pp}}: Longueur afférente de la poutre principale

L_{ff_{ps}}: Longueur afférente de la poutre secondaire

$$N_{pp} = \rho_{\text{béton}} \times V_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.5 \times 6.85 = 25.69 \text{ KN}$$

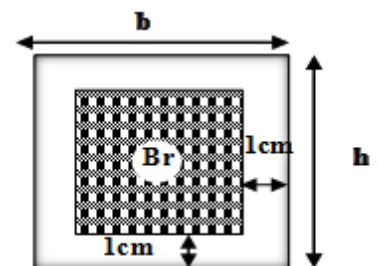


Figure (II.12) : La section réduite du béton.

$$N_{Ps} = \rho_{\text{béton}} \times V_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 4.20 = 11.03 \text{KN}$$

$$\text{Avec } l_0 = 4.76 \text{m} \Rightarrow L_f = 0.7 \times L_0 \text{ donc } L_f = 3.33 \text{m}$$

$$\lambda = 35 \Rightarrow i = \frac{L_f}{\lambda} \text{ Donc } i = \frac{3.33}{\lambda} \Rightarrow i = 0.095 \text{m}$$

$$\text{Pour les sections rectangulaires on a : } i = \frac{a}{2\sqrt{3}}$$

$$\text{On a : } a = i \cdot 2\sqrt{3} \Rightarrow a = 0.095 \times 2\sqrt{3} \Rightarrow a = 33 \text{cm}$$

$$\text{On prend : } \boxed{a = 40 \text{cm}}$$

$$\text{On donne : } A \geq \left(\frac{N_U}{a} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\gamma_b = 1.5 ; A = 1\% B_r$$

$$\text{Avec : } 1\% B_r \geq \left(\frac{N_U}{a} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$B_r = \frac{N_u}{a \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)} ; B_r = (a - 0.02) \cdot (b - 0.02)$$

$$a = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow \boxed{a = 0.708}$$

➤ Poteaux circulaire :

✚ Bloc B :

$$l_0 = 4.76 \text{m} \Rightarrow L_f = 0.7 \times L_0 \text{ Donc } \boxed{L_f = 3.33 \text{m}}$$

$$\lambda = \frac{4l_f}{D_1} \Rightarrow D_1 = \frac{4 \times 3.33}{35} = 0.38 \text{m}$$

$$a = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.85 / [1 + 0.2 (35/35)^2] = 0.708$$

$$B_r \geq \frac{0.9 \times \gamma_b \times N_u}{a \times f_{c28}} \Rightarrow B_r \geq \frac{0.9 \times 1.5 \times 0.9}{0.708 \times 25}$$

$$B_r \geq 0.07 \text{m}^2 \Rightarrow D_2 = \sqrt{\frac{4 \times B_r}{\pi}} + 0.02$$

$$D_2 = 0.38m \Rightarrow D = \min(D_1, D_2) = \min(0.31, 0.38)$$

Donc, on prend $D = 35cm$

✚ Bloc D :

$$l_0 = 8.50m \Rightarrow \text{Donc } L_f = 5.95m$$

$$\lambda = \frac{4l_f}{D_1} \Rightarrow D_1 = \frac{4 \times 5.95}{35} = 0.68m$$

$$a = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.85 / [1 + 0.2 (35/35)^2] = 0.708$$

$$Br \geq \frac{0.9 \times \gamma_b \times N_u}{a \times f_{c28}} \Rightarrow Br \geq \frac{0.9 \times 1.5 \times 0.65}{0.708 \times 25}$$

$$Br \geq 0.20m^2$$

$$D_2 = 0.52m \Rightarrow D = \min(D_1, D_2) = \min(0.52, 0.68)$$

Donc, on prend $D = 60cm$

$$l_0 = 4.76m \Rightarrow \text{Donc } L_f = 3.33m$$

G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	N _{pp} (kN)	N _{ps} (kN)	S _{aff} (m ²)	N	Nu (kN)	Br (m ²)	B (cm)	b×h (cm ²)
Bloc A-B-C									
6.43	1	25.69	11.03	24.88	1	302.86	19.45	8.95	35×35
11.77	2.5				2	588.51	37.79	15.49	35×35
17.51	4				3	887.22	56.34	16.82	40×40
23.25	5.5				4	1185.93	76.17	29.20	40×40

Tableau (III-7) : section des poteaux centraux

III.6.3. Critère de flambement :

Il faut vérifier que :

λ : Élancement de poteau

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration de la section de plan de flambement : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie avec $I = \frac{bh^3}{12}$

B : aire de la section du béton seul.

Niveau	b×h (cm ²)	B (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	i (cm)	λ
2	30 × 30	900	3.74	261.8	8.66	30.23
1	30 × 30	900	3.74	261.8	8.66	30.23
RDC	40 × 40	1200	4.76	333.2	13.33	24.99
S-SOL	40 × 40	1200	4	280	13.33	21.01

➤ Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003

En zone 0 :

✚ Pour les poteaux carré (40×40) cm²

Min (b=40, h=40) ≥ 25cm Condition vérifiée.

Min (b, h)=30 ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{476}{20} = 23.8$ Condition vérifiée.

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 < 4$$

✚ Pour les poteaux carrés 35 × 35

Min (b = 35, h = 35) ≥ 25cm Condition vérifiée.

Min (b, h) = 35 ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18.7$ Condition vérifiée.

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} \Rightarrow \frac{35}{35} = 1 > 0.86$$

✚ Pour les poteaux carrés 30 × 30

Min (b = 30, h = 30) ≥ 25cm Condition vérifiée.

Min (b, h) = 30 ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{375}{20} = 18.75$ Condition vérifiée.

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} \Rightarrow \frac{30}{30} = 1 > 0.86$$

Bloc (A-B-C)				
Niveau	poutre		Poteaux (b×h) (cm ²)	Poteaux (D) (cm ²)
	Principale (b×h) (cm ²)	Secondaire (b×h) (cm ²)		
3	35×50	30×35	30×30	30
2	35×50	30×35	35×35	35
1	35×50	30×35	35×35	35
RDC	35×50	30×35	40×40	40
S-SOL	35×50	30×35	40×40	40

Bloc D					
Partie 01			Partie 02		
poutre		Poteaux (D) (cm ²)	poutre		Poteaux (b×h) (cm ²)
Principale (b×h) (cm ²)	Secondaire (b×h) (cm ²)		Principale (b×h) (cm ²)	Secondaire (b×h) (cm ²)	
60×150	40×130	60	35×50	30×35	40×40

CHAPITER IV

ETUDE DES PLANCHERS

IV-Les plancher a corps creux :

-Ce type et le plus utilise dans la construction civil sur tout dans les bâtiments à usage publique, ils se composent d'un corps préfabriqué on béton arme appeler (CORPS CREUX) et un ensemble des nervures et d'une dalle de compression

IV-1 Calcul des planchers à corps creux :

IV -1-1 Méthode de calcul :

Pour la détermination des moments sur appuis ainsi que trouvés dans le cas des poutres continues sur appuis multipliées. Le règlement BAEL 91 modifié 99 fournit deux méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire
- La méthode de 3 moments

IV -1-1-1 La méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres poutrelles et dalles supportant des charges d'exploitation modérée ($Q \leq 2G$ ou $Q < 5 \text{ KN/m}^2$) cette méthode ne s'applique qu'à des éléments fléchis (poutres ou dalles calculées à la flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes : [4]

- Les moments d'inertie des sections : transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 ; 1.25).
- La fissuration ne comporte pas la tenue du béton armé ni celle de ces revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfait, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers chargés d'exploitations relativement élevées « la méthode de Caquot »

1. Calcul des sollicitations :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée considéré est soumise aux mêmes charges (moment isostatique).

M_0 et M_e Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche

Le rapport considéré des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation :

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

2. Condition à respecter :

Les valeurs de M_0 , M_e et M_t devant vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_0$$

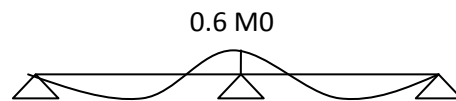
$$M_t \geq (1,02 + 0,3\alpha). M_0/2$$

3. Valeur absolue des moments sur appuis :

a- Poutres à deux travées :

Pour l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées :

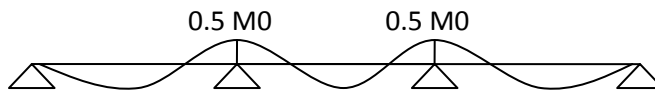
$$M_w \text{ et } M_e \geq 0,6M_0$$



b- Poutres à trois travées :

Pour les appuis voisins des appuis d'appui de rive d'une poutre à plus de deux travées :

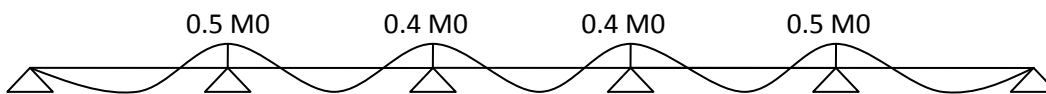
$$M_w \text{ et } M_e \geq 0,5M_0$$



c- Poutres à plus de trois travées :

Pour les autres appuis intermédiaires d'une à plus de trois travées :

$$M_w \text{ et } M_e \geq 0,4M_0$$



4. L'effort tranchant :

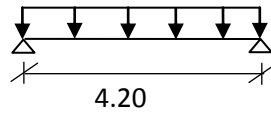
$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

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

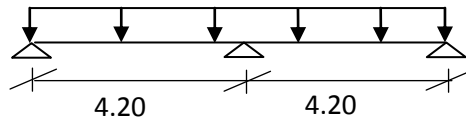
Dans notre projet on a 08 types de poutrelles à étudier. Leurs schémas statiques sont donnés comme suit :

➤ Bloc A et Bloc C :

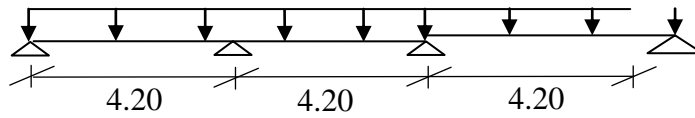
Type 01 :



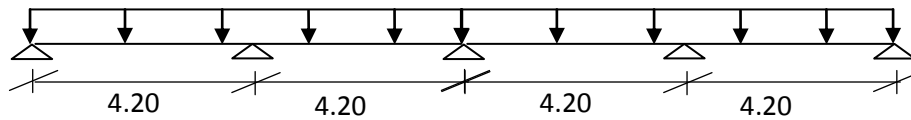
Type 02 :



Type 03 :

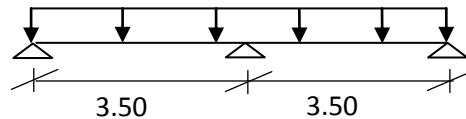


Type 04 :

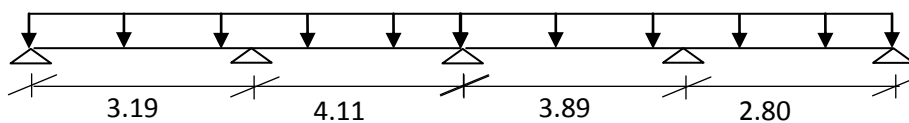


Bloc B : il contient les type (1 ; 2, 3,4) avec les type suivantes :

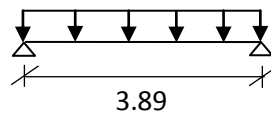
Type 05 :



Type 06 :

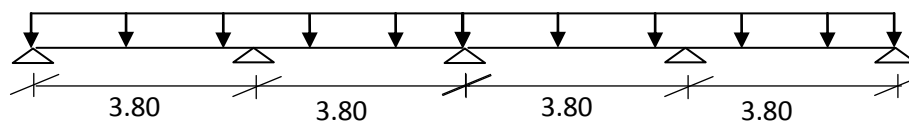


Type 07 :



➤ Bloc D

Type 08 :



5. Calcul des sollicitations :

	Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Combinaisons fondamentales		Largeur (m)	Q (KN/m)	
				ELU	ELS		ELU	ELS
Bloc A	Sous-sol	5.34	2.5	10.96	7.84	0.60	6.58	4.70
Bloc (A-B-C- D)	Etage courant	5.34	1.5	9.46	6.93	0.60	5.68	4.16
	Terrasse	6.43	1	10.18	7.43	0.60	6.11	4.46

✓ Exemple de calcul par la méthode forfaitaire :

Plancher Terrasse : poutrelle type (01)

Condition 01 :- $Q = 1 \leq \max(2 \times 6.43; 5KN) = 12.86KN \Rightarrow$ Condition vérifiée.**Condition 02 :**- fissuration non préjudiciable \Rightarrow Condition vérifiée.**Condition 03 :**- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travers en continuité \Rightarrow Condition vérifiée.**Condition 04 :**

- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

 $0.8 \leq \frac{4.2}{4.2} = 1 \leq 1.25 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.**Appuis :**

$$M^B = M^A = 0.2M_0 = 0.44qKN.m$$

Travée :

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]. M_0$$

$$M_t \geq (1.02 + 0.3\alpha). M_0/2$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.134$$

Travée de rive (A-B) :

$$M_t = M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_t = 2.21q$$

✚ **Les moments en ELU et ELS :**

➤ Plancher Sous-Sol (Bloc A) :

			q [KN/ml]	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M _{max}
Type 01	Moment en appui [KN.m]	ELU	6.58	3.11	3.11	/	/	/	3.11
		ELS	4.70	2.07	2.07	/	/	/	2.07
	Moment en travée [KN.m]	ELU	6.58	15.60	/	/	/	/	15.60
		ELS	4.70	10.39	/	/	/	/	10.39
Type 02	Moment en appui [KN.m]	ELU	6.58	2.90	8.70	2.90	/	/	8.70
		ELS	4.70	2.07	6.22	2.07	/	/	6.22
	Moment en travée [KN.m]	ELU	6.58	10.09	10.09	/	/	/	10.09
		ELS	4.70	7.22	7.22	/	/	/	7.22
Type 03	Moment en appui [KN.m]	ELU	6.58	2.90	7.25	5.80	7.25	2.90	7.25
		ELS	4.70	2.07	5.19	4.15	5.19	2.07	5.19
	Moment en travée [KN.m]	ELU	6.58	10.81	9.36	9.36	10.81	/	10.81
		ELS	4.70	7.26	6.22	6.22	7.26	/	6.22

Tableau (III-01): Résultats des moments au Plancher Sous-Sol (Bloc A).

Etage courant :

			q [KN/ml]	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M _{max}
Type 01	Moment en appui [KN.m]	ELU	5.68	2.50	2.50	/	/	/	2.50
		ELS	4.10	1.81	1.81	/	/	/	1.81
	Moment en travée [KN.m]	ELU	5.68	12.55	/	/	/	/	12.55
		ELS	4.10	9.07	/	/	/	/	9.07
Type 02	Moment en appui [KN.m]	ELU	5.68	2.50	7.50	2.50	/	/	7.50
		ELS	4.10	1.81	5.41	1.81	/	/	5.41
	Moment en travée [KN.m]	ELU	5.68	8.29	8.29	/	/	/	8.29

	travée [KN.m]	ELS	4.10	5.99	5.99	/	/	/	5.99
Type 03	Moment en appui [KN.m]	ELU	5.68	2.50	6.25	6.25	2.50	/	6.25
		ELS	4.10	1.81	4.51	4.51	1.81	/	4.51
	Moment en travée [KN.m]	ELU	5.68	8.91	6.98	8.91	/	/	8.91
		ELS	4.10	6.44	5.05	6.44	/	/	6.44
Type 04	Moment en appui [KN.m]	ELU	5.68	2.50	6.30	4.50	6.30	2.50	6.30
		ELS	4.10	1.80	4.55	3.61	4.55	1.80	4.55
	Moment en travée [KN.m]	ELU	5.68	9.03	7.95	7.95	9.03	/	9.03
		ELS	4.10	6.52	5.74	5.74	6.52	/	6.52
Type 05	Moment en appui [KN.m]	ELU	5.68	1.74	5.21	1.74	/	/	5.21
		ELS	4.10	1.62	3.77	1.62	/	/	3.77
	Moment en travée [KN.m]	ELU	5.68	5.79	5.79	/	/	/	5.79
		ELS	4.10	4.18	4.18	/	/	/	4.18
Type 06	Moment en appui [KN.m]	ELU	5.68	6.33	6.81	6.12	4.78	1.45	6.81
		ELS	4.10	4.62	4.97	4.47	3.49	1.04	4.97
	Moment en travée [KN.m]	ELU	5.68	4.43	12.82	13.18	10.47	/	13.18
		ELS	4.10	5.06	9.36	9.62	7.65	/	9.62

Tableau (III-02): Résultats des moments au Plancher Etage courant

➤ Terrasse :

			q [KN/ml]	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M _{max}
Type 01	Moment en appui [KN.m]	ELU	6.11	2.69	2.69	/	/	/	2.69
		ELS	4.46	1.96	1.96	/	/	/	1.96
	Moment en travée [KN.m]	ELU	6.11	13.50	/	/	/	/	13.50
		ELS	4.46	9.86	/	/	/	/	9.86
T	➤ Moment en	ELU	6.11	2.69	8.07	2.69	/	/	8.07

	appui [KN.m]	ELS	4.46	1.96	5.89	1.96	/	/	5.89
	Moment en travée [KN.m]	ELU	6.11	8.92	8.92	/	/	/	8.29
		ELS	4.46	6.51	6.51	/	/	/	6.51
Type 03	Moment en appui [KN.m]	ELU	6.11	2.69	6.72	6.72	2.69	/	6.72
		ELS	4.46	1.96	4.91	4.91	1.96	/	4.91
	Moment en travée [KN.m]	ELU	6.11	9.59	7.52	9.59	/	/	9.59
		ELS	4.46	7.00	5.49	7.00	/	/	7.00
Type 04	Moment en appui [KN.m]	ELU	6.11	2.69	6.78	5.38	6.78	2.69	6.78
		ELS	4.46	1.96	4.95	3.92	4.95	1.96	4.95
	Moment en travée [KN.m]	ELU	6.11	9.71	8.55	8.55	9.71	/	9.71
		ELS	4.46	7.09	6.24	6.24	7.09	/	6.24
Type 07	Moment en appui [KN.m]	ELU	6.11	2.31	2.31	/	/	/	2.31
		ELS	4.46	1.69	1.69	/	/	/	1.69
	Moment en travée [KN.m]	ELU	6.11	9.83	/	/	/	/	9.83
		ELS	4.46	.17	/	/	/	/	7.17

Tableau (III-03): Résultats des moments au Plancher Terrasse

➤ Bloc D :

			q [KN/ml]	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M _{max}
Type 08	Moment en appui [KN.m]	ELU	6.11	2.21	5.51	4.41	5.51	2.21	5.51
		ELS	4.46	1.61	4.02	3.22	4.02	1.61	4.02
	Moment en travée [KN.m]	ELU	6.11	7.72	6.62	6.62	7.72	/	7.72
		ELS	4.46	5.63	4.83	4.83	5.63	/	5.63

Tableau (III-04): Résultats des moments au Plancher Terrasse (Bloc D)

L'effort tranchant :

➤ Plancher Sous-Sol (Bloc A) :

		q [KN/ml]	Traves (A-B)	Traves (B-C)	Traves (C-D)	Traves (D-E)
Type01	T _w	5.68	11.92	/	/	/
	T _e		-11.92	/	/	/
Type02	T _w	5.68	11.30	13.12	/	/
	T _e		-13.12	-11.30	/	/
Type03	T _w	5.68	11.02	11.93	12.84	/
	T _e		-12.84	-11.93	-11.02	/
Type04	T _w	5.68	11.02	12.21	11.64	12.84
	T _e		-12.84	-11.53	-12.21	-11.02
Type05	T _w	5.68	9.50	11.48	/	/
	T _e		-11.48	-9.50	/	/
Type06	T _w	5.68	11.12	19.41	19.15	17.03
	T _e		-19.16	-19.59	-17.76	-9.54

Tableau (III-05): Résultats de L'effort tranchant au Plancher Sous-Sol (Bloc A)

➤ Etage courant :

		q [KN/ml]	Traves (A-B)	Traves (B-C)	Traves (C-D)	Traves (D-E)
Type01	T _w	6.58	13.82	/	/	/
	T _e		-13.82	/	/	/
Type02	T _w	6.58	13.62	16.82	/	/
	T _e		-16.82	-13.62	/	/
Type04	T _w	6.58	14.02	15.47	14.78	16.09
	T _e		-16.09	-14.78	-15.47	-14.02

Tableau (III-06): Résultats de L'effort tranchant au Plancher Etage courant

➤ Terrasse :

		q [KN/ml]	Traves (A-B)	Traves (B-C)	Traves (C-D)	Traves (D-E)
Type08	T _w	6.11	11.25	12.47	11.89	12.99
	T _e		-12.99	-11.89	-12.47	-11.25

Tableau (III-07): Résultats de L'effort tranchant au Plancher Terrasse

➤ Bloc D :

		q [KN/ml]	Traves (A-B)	Traves (B-C)	Traves (C-D)	Traves (D-E)
Type01	T _w	6.11	12.83	/	/	/
	T _e		-12.83	/	/	/
Type02	T _w	6.11	11.55	14.11	/	/
	T _e		-14.11	-11.55	/	/
Type03	T _w	6.11	11.85	12.83	13.81	/
	T _e		-13.81	-12.83	-11.85	/
Type04	T _w	6.11	11.02	12.21	11.64	12.84
	T _e		-12.84	-11.64	-12.21	-11.02
Type07	T _w	6.11	11.88	/	/	/
	T _e		-11.88	/	/	/

Tableau (III-08): Résultats de L'effort tranchant au Plancher Etage courant

✚ des moments fléchissant et des efforts tranchants maximaux :

Niveau	Type poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		T _{max} (KN)
		ELU	ELS	ELU	ELS	
Plancher	1	15.60	10.39	3.11	2.07	13.82
Sous-Sol (Bloc A)	2	10.09	7.22	8.70	6.22	16.82
	3	10.81	7.26	7.25	5.19	16.09
	1	12.55	9.07	2.50	1.81	11.92

Etage courante	2	8.29	5.99	7.50	5.41	13.12
	3	8.91	6.44	6.25	4.51	12.84
	4	9.03	6.52	6.30	4.55	12.21
	6	17.10	12.34	9.37	6.77	14.65
	7	32.04	23.12	6.42	4.36	19.08
	8	20.90	15.10	10.56	7.63	18.40
terrasse	1	13.50	9.86	2.69	1.96	11.83
	2	8.29	6.51	8.07	5.89	14.11
	3	9.59	7.00	6.72	4.91	13.81
	4	9.71	6.24	6.78	4.95	12.21
	8	22.48	16.41	11.36	8.30	19.79

Tableau (III.09) : récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux

			Plancher Sous-Sol	Plancher étage courant		Plancher terrasse	
			Bloc (A)	Bloc (A-C)	Bloc (A-B-C)	Bloc D	Bloc B
Sollicitation	ELU	M_{max}^t	15.60	12.55	13.50	7.72	12.55
		M_{max}^a	8.70	7.50	8.07	5.51	7.50
		T_{max}	16.82	13.12	14.11	12.99	19.59
	ELS	M_{max}^t	10.39	9.07	9.86	5.63	9.62
		M_{max}^a	6.22	5.41	5.89	4.02	5.41

Tableau (III.10) : Tableau récapitulatif des sollicitations dans les poutrelles

L'effort tranchant :

- Plancher Sous-Sol (Bloc A) :

		q [KN/ml]	Traves (A-B)	Traves (B-C)	Traves (C-D)	Traves (D-E)
Type01	T _w	6.58	13.82	/	/	/
	T _e		-13.82	/	/	/
Type02	T _w	6.58	13.62	16.82	/	/
	T _e		-16.82	-13.62	/	/
Type04	T _w	6.58	14.02	15.47	14.78	16.09
	T _e		-16.09	-14.78	-15.47	-14.02

Tableau (III-11): Résultats de L'effort tranchant au Plancher Sous-Sol (Bloc A)

➤ Etage courant :

		q [KN/ml]	Traves (A-B)	Traves (B-C)	Traves (C-D)	Traves (D-E)
Type01	T _w	5.68	11.92	/	/	/
	T _e		-11.92	/	/	/
Type02	T _w	5.68	11.30	13.12	/	/
	T _e		-13.12	-11.30	/	/
Type03	T _w	5.68	11.02	11.93	12.84	/
	T _e		-12.84	-11.93	-11.02	/
Type04	T _w	5.68	11.02	12.21	11.64	12.84
	T _e		-12.84	-11.53	-12.21	-11.02
Type05	T _w	5.68	9.50	11.48	/	/
	T _e		-11.48	-9.50	/	/
Type06	T _w	5.68	11.12	19.41	19.15	17.03
	T _e		-19.16	-19.59	-17.76	-9.54

Tableau (III-12): Résultats de L'effort tranchant au Plancher Etage courant

➤ Terrasse :

		q [KN/ml]	Traves (A-B)	Traves (B-C)	Traves (C-D)	Traves (D-E)
Type01	T _w	6.11	12.83	/	/	/
	T _e		-12.83	/	/	/
Type02	T _w	6.11	11.55	14.11	/	/
	T _e		-14.11	-11.55	/	/
Type03	T _w	6.11	11.85	12.83	13.81	/
	T _e		-13.81	-12.83	-11.85	/
Type04	T _w	6.11	11.02	12.21	11.64	12.84
	T _e		-12.84	-11.64	-12.21	-11.02
Type07	T _w	6.11	11.88	/	/	/
	T _e		-11.88	/	/	/

Tableau (III-13): Résultats de L'effort tranchant au Plancher Terrasse

➤ Bloc D :

		q [KN/ml]	Traves (A-B)	Traves (B-C)	Traves (C-D)	Traves (D-E)
Type08	T _w	6.11	11.25	12.47	11.89	12.99
	T _e		-12.99	-11.89	-12.47	-11.25

Tableau (III-14): Résultats de L'effort tranchant au Plancher Terrasse (Bloc D)

✚ Diagrammes des moments fléchissant et d'Effort tranchant :

➤ Plancher Sous-Sol (Bloc A) :

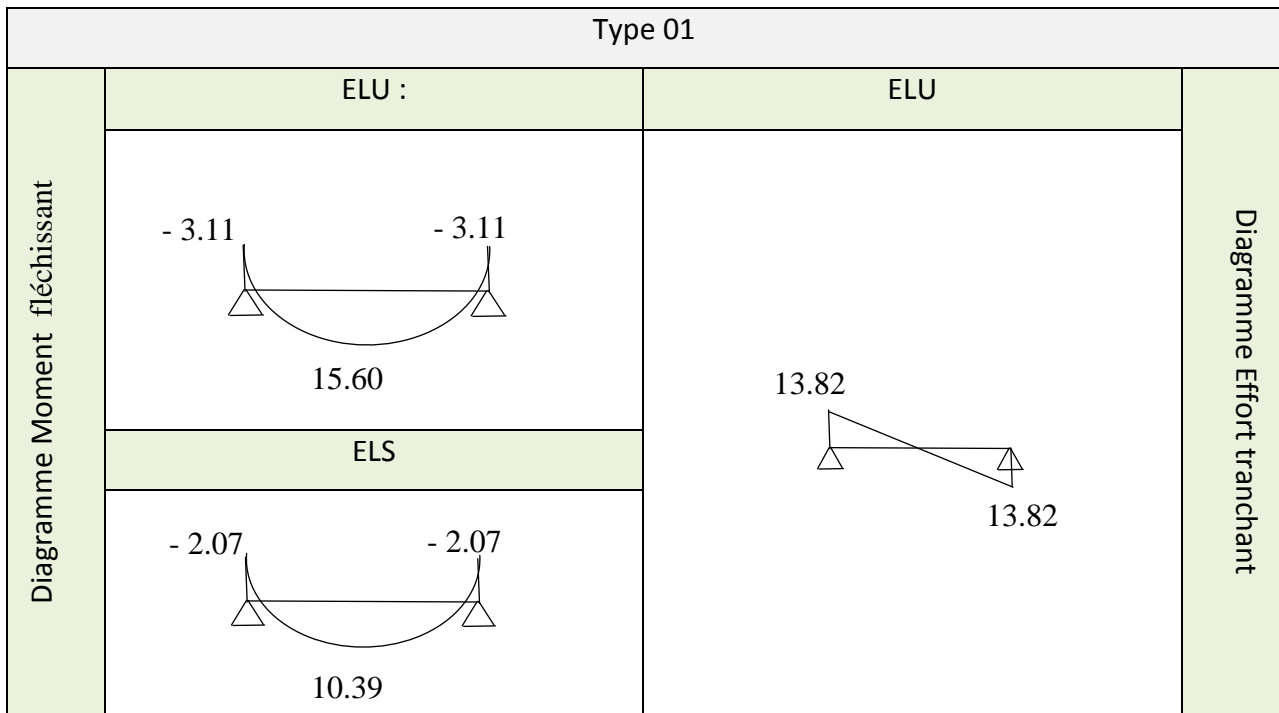


Figure (IV-01): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type01) au Plancher Sous-Sol (Bloc A)

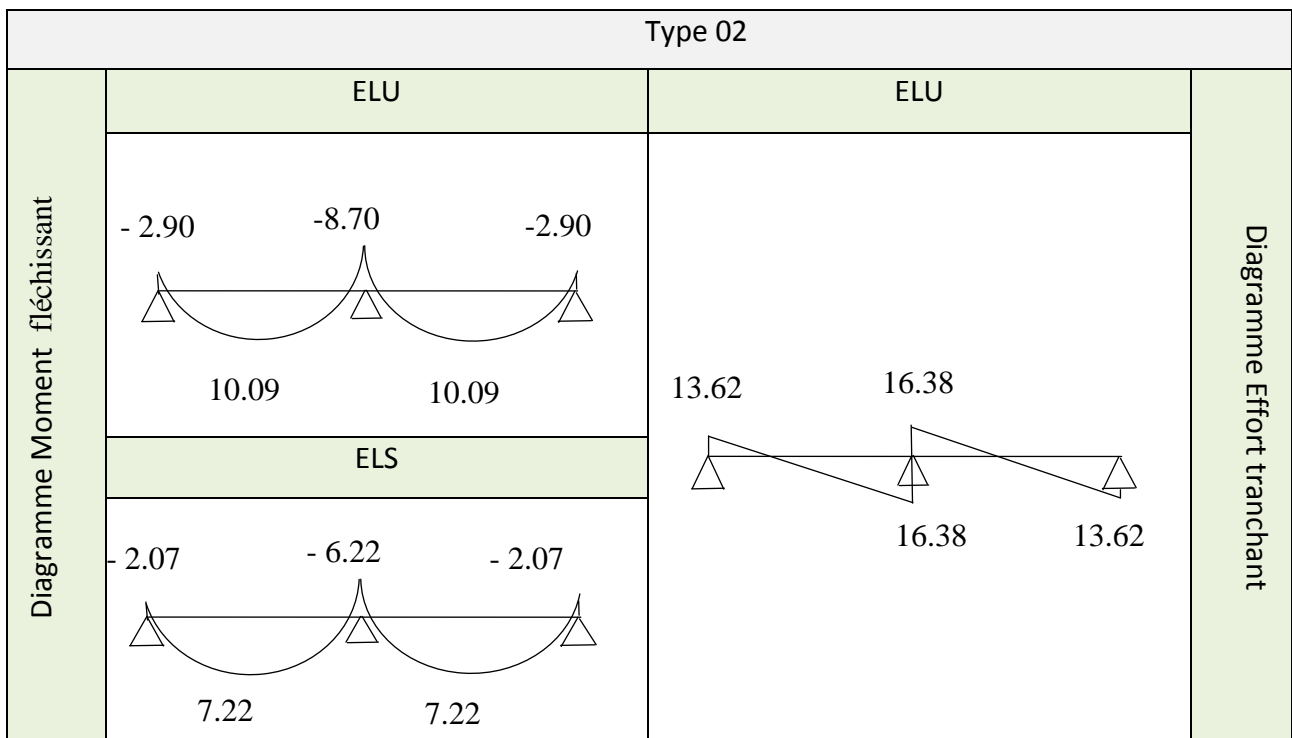


Figure (IV -02): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type02) au Plancher Sous-Sol (Bloc A)

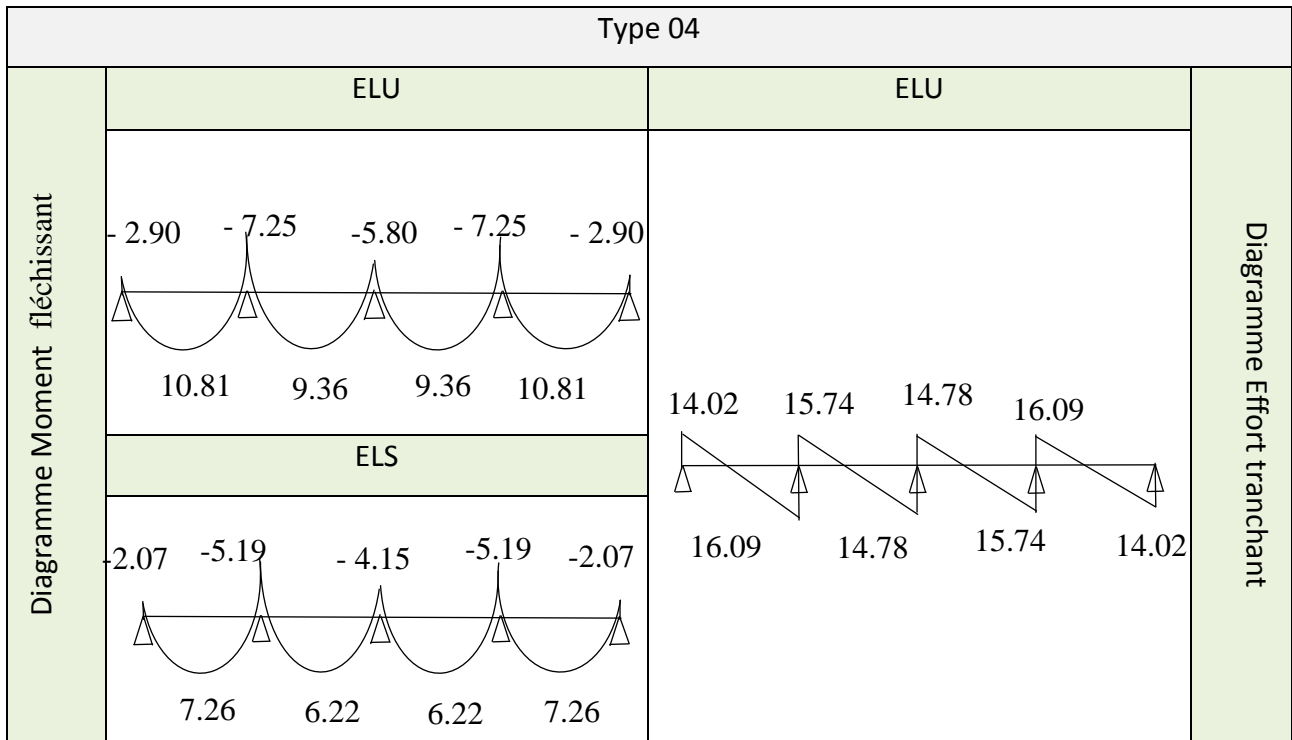


Figure (IV -03): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type04) au Plancher Sous-Sol (Bloc A)

➤ Etage courant :

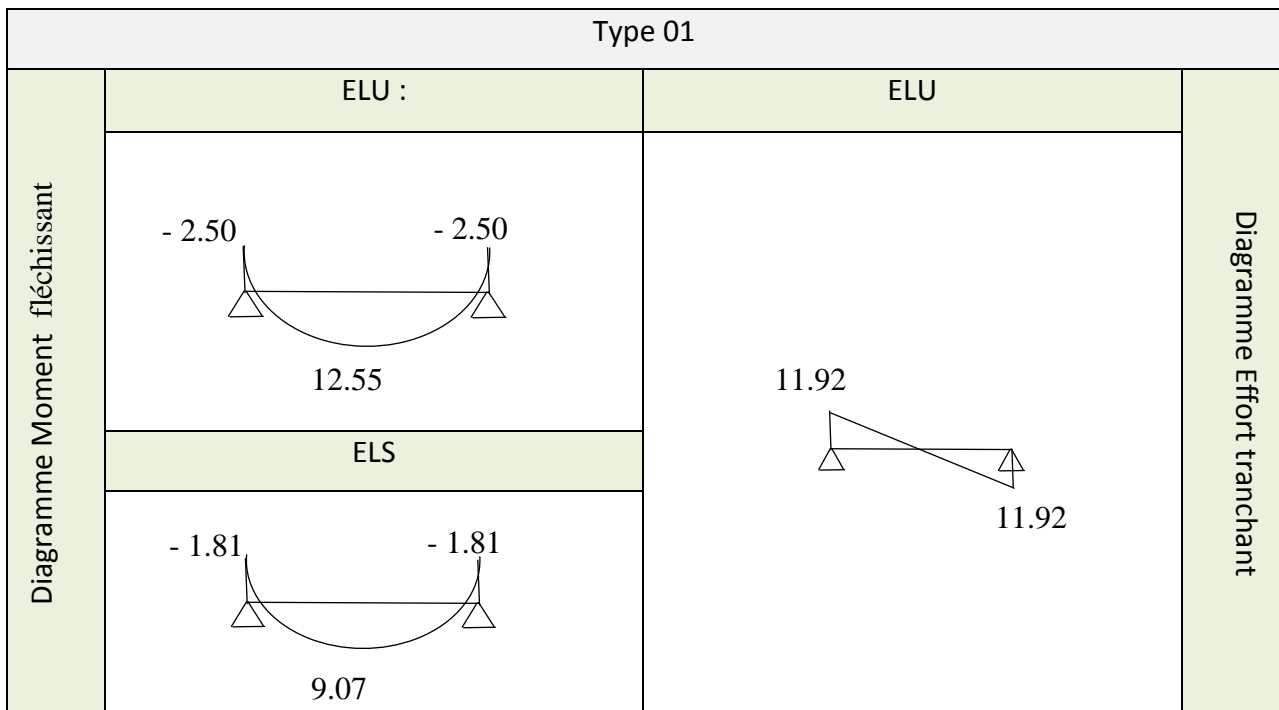


Figure (IV -04): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type01) à l'Etage courant

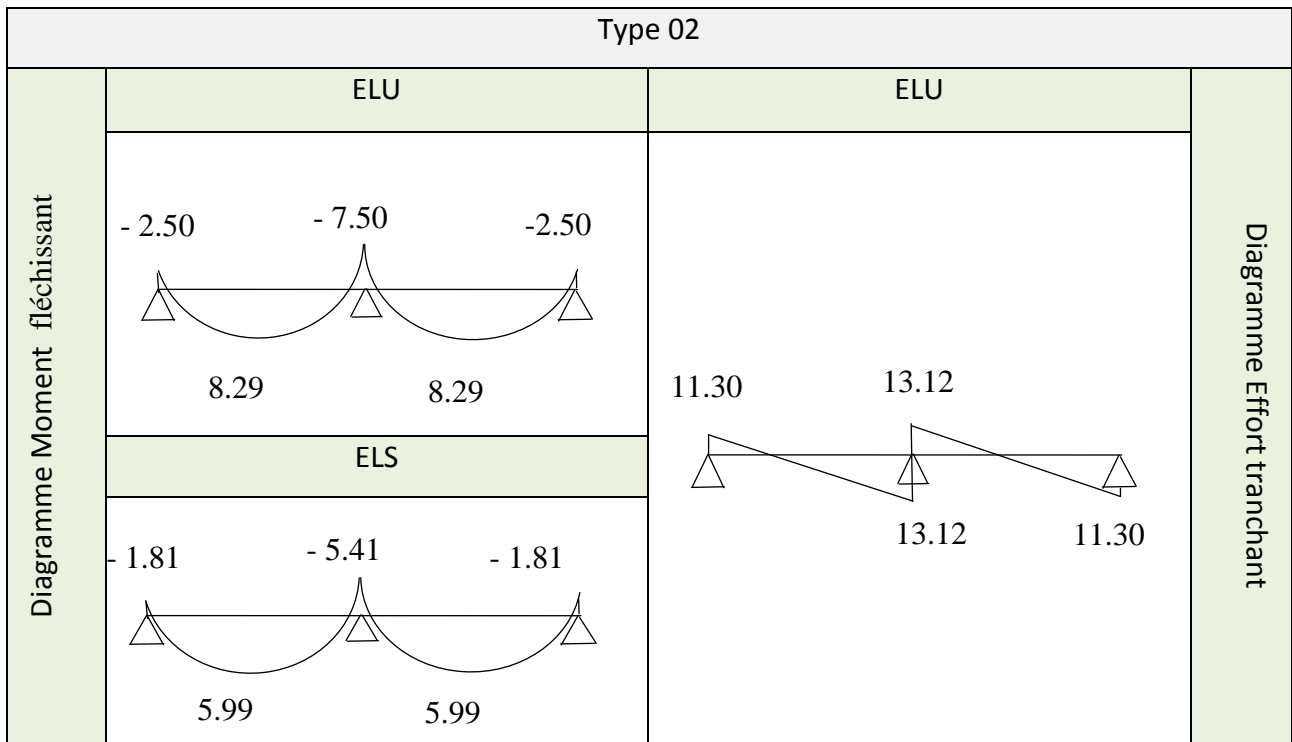


Figure (IV -05): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type02) à l'Etage courant

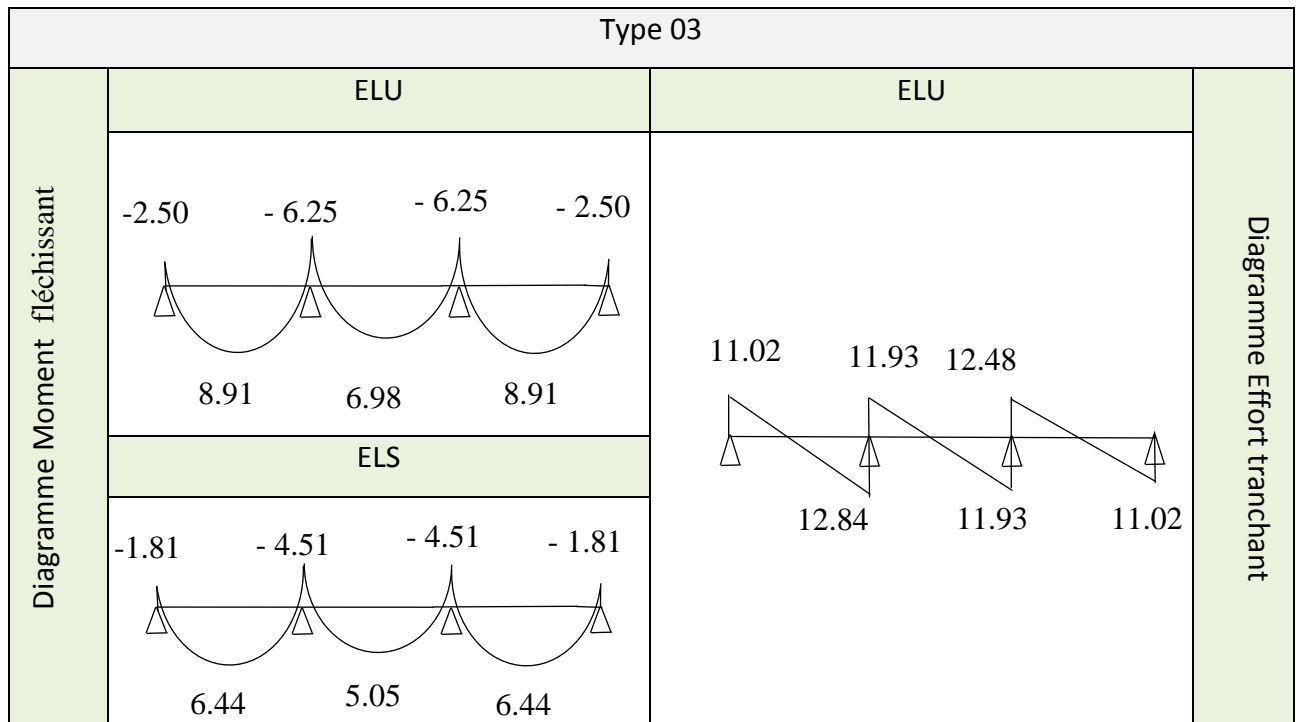


Figure (IV-06): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type03) à l'Etage courant

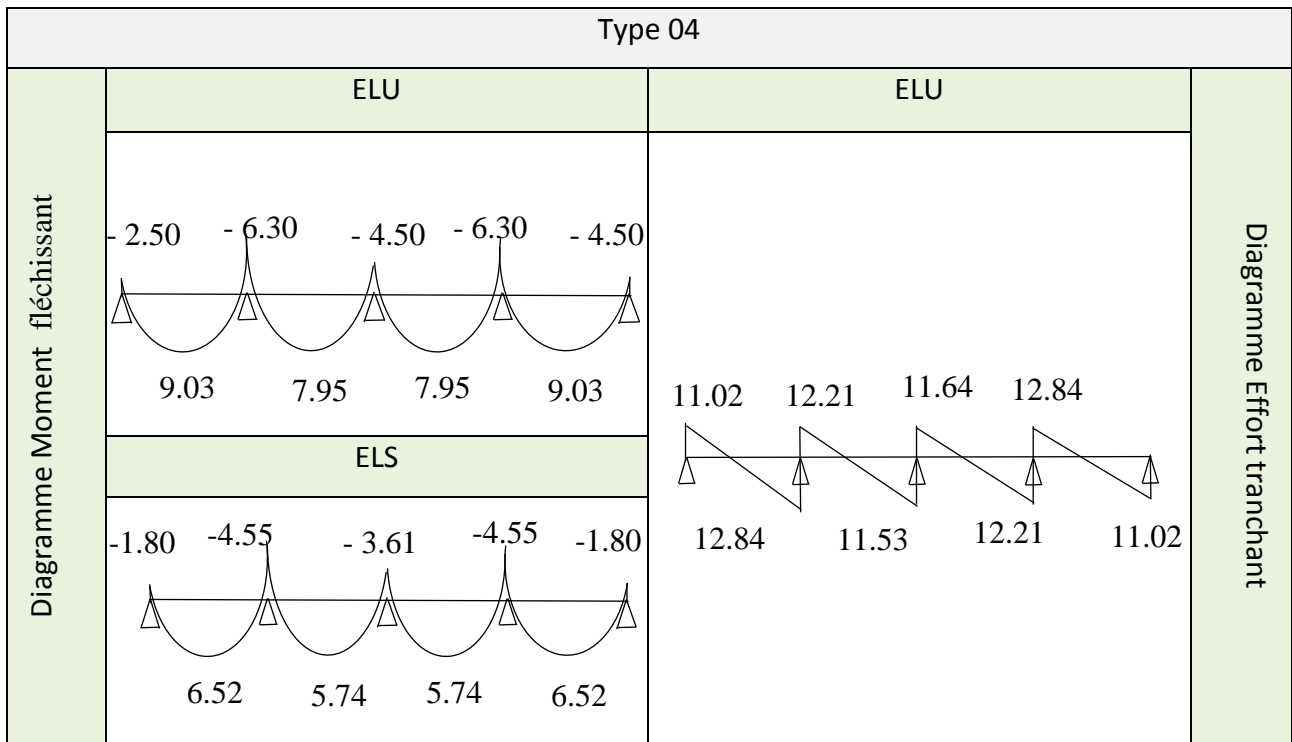


Figure (IV-07): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type04) à l'Etage courant

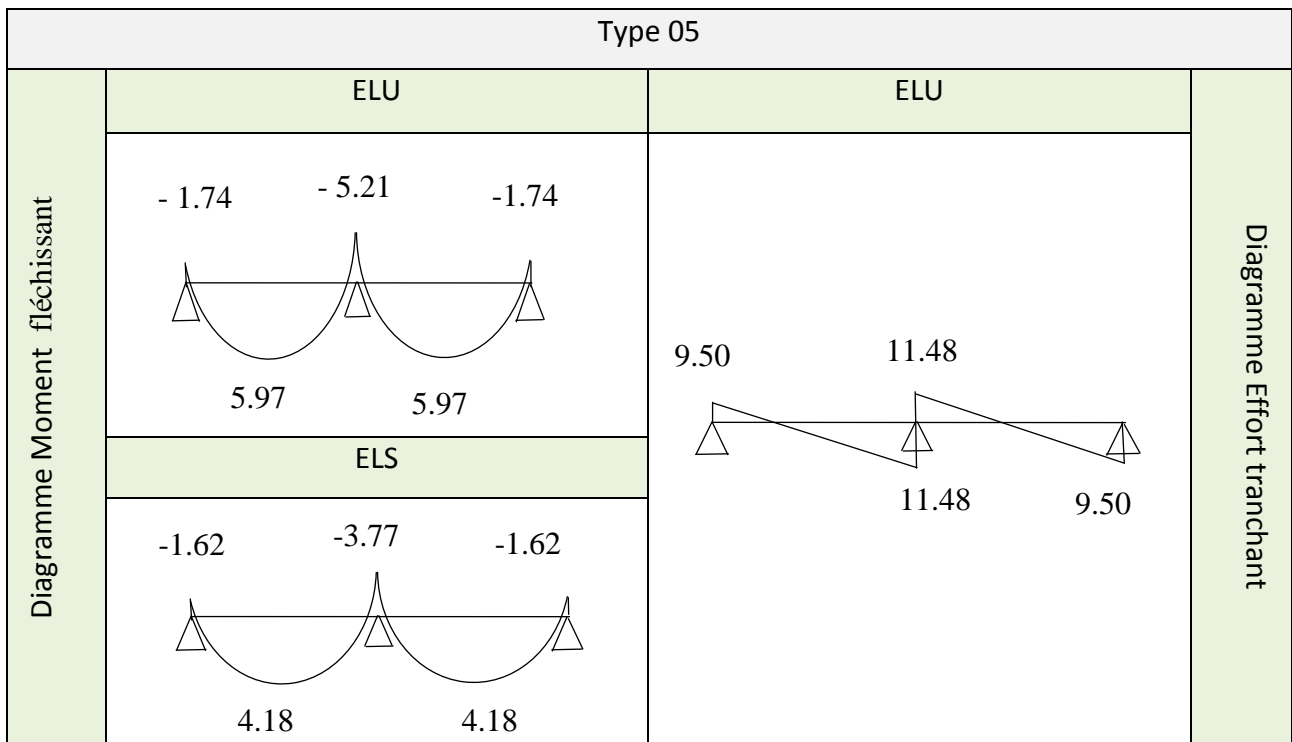


Figure (IV-08): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type05) à l'Etage courant

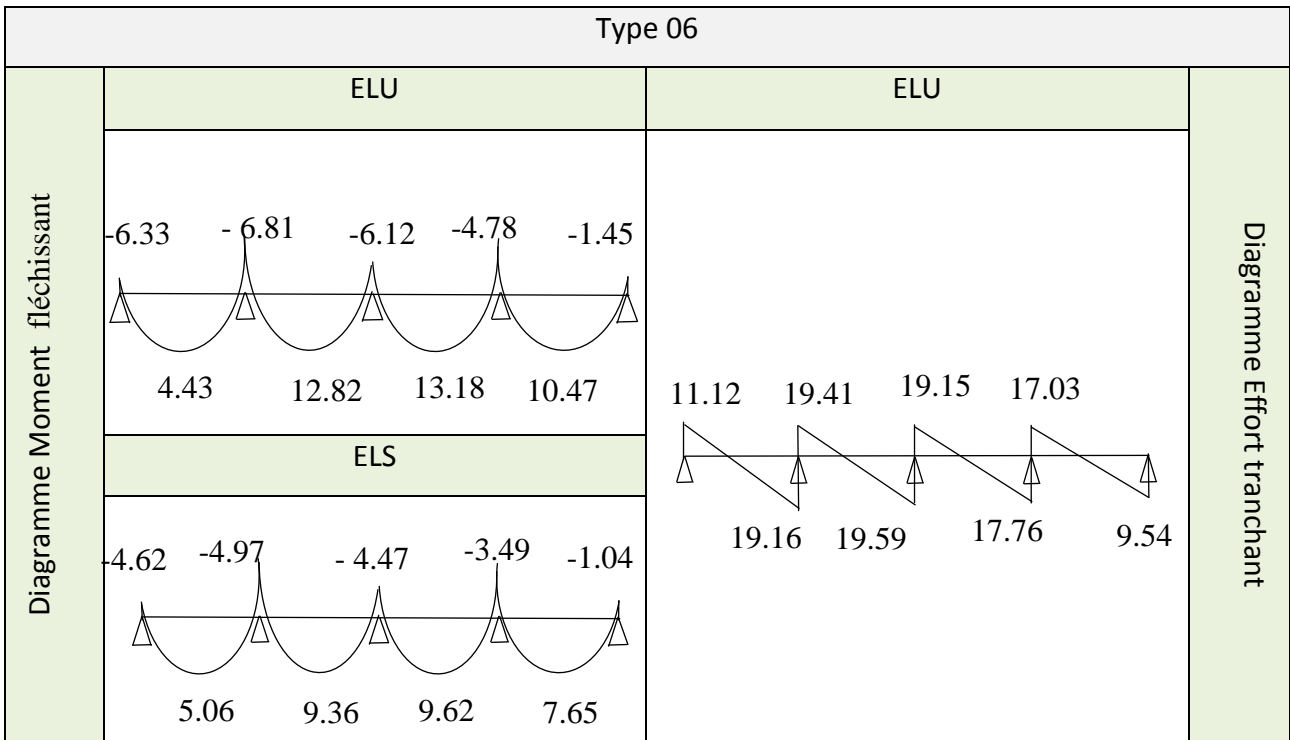


Figure (IV-09): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type06) à l'Etage courant

➤ Terrasse :

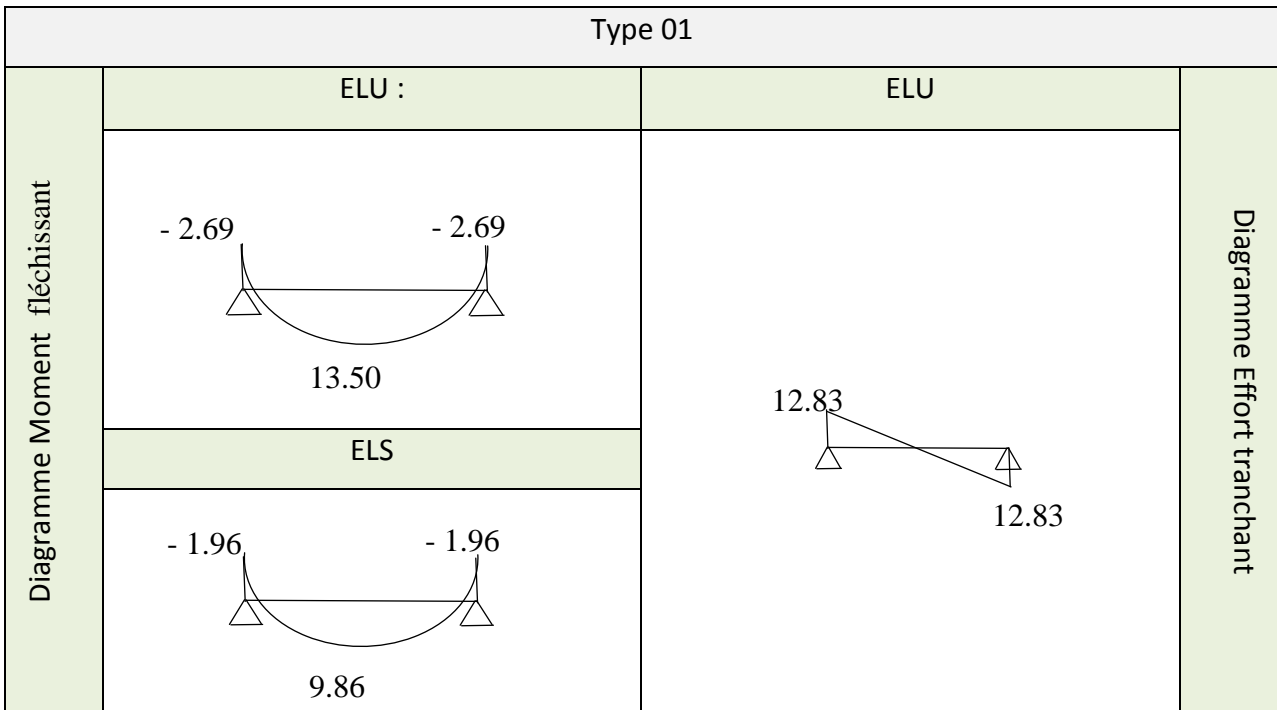


Figure (IV-10): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type01) à Terrasse

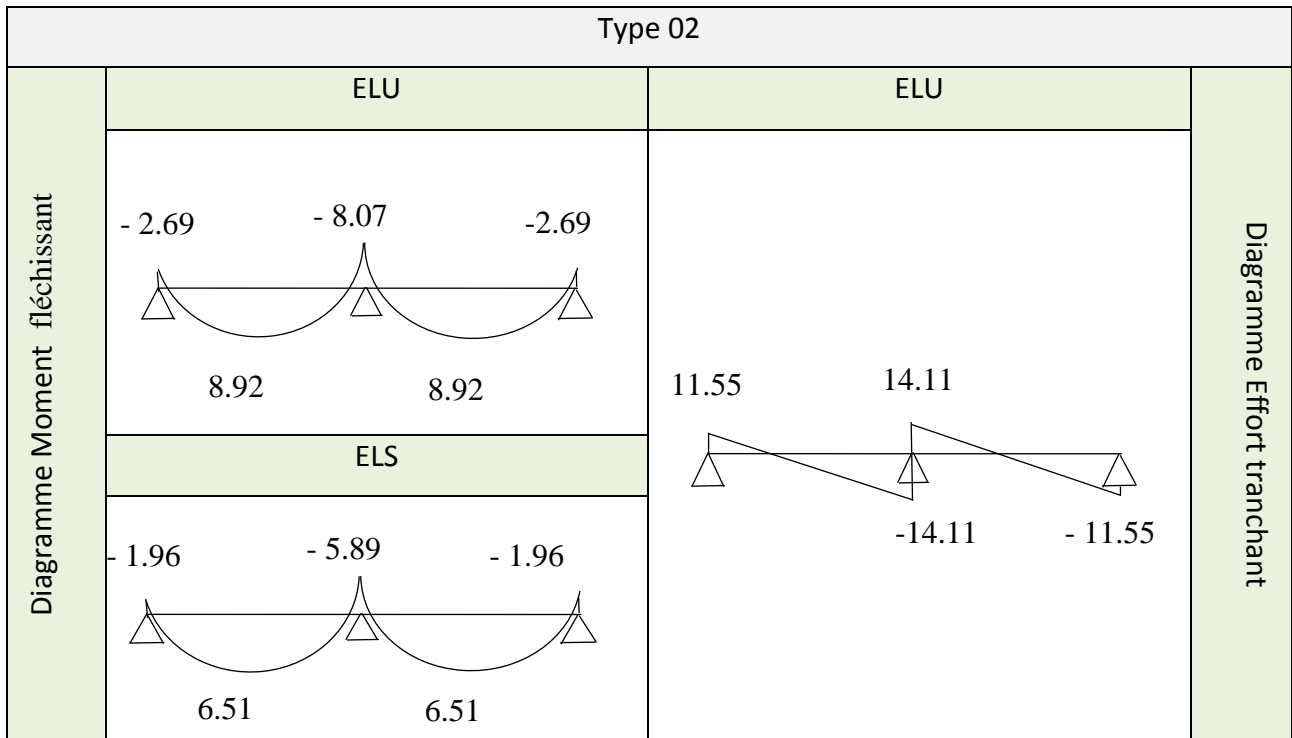


Figure (IV-11): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type02) à Terrasse

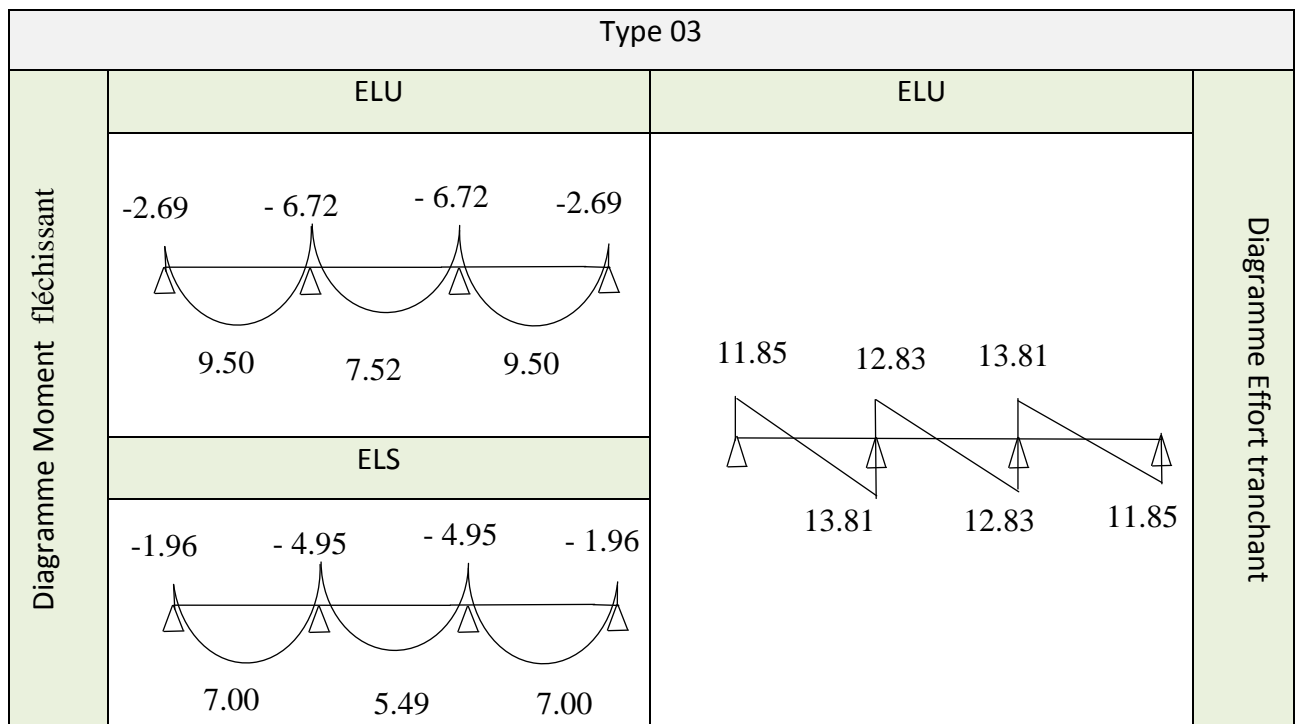


Figure (IV -12): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type03) à Terrasse

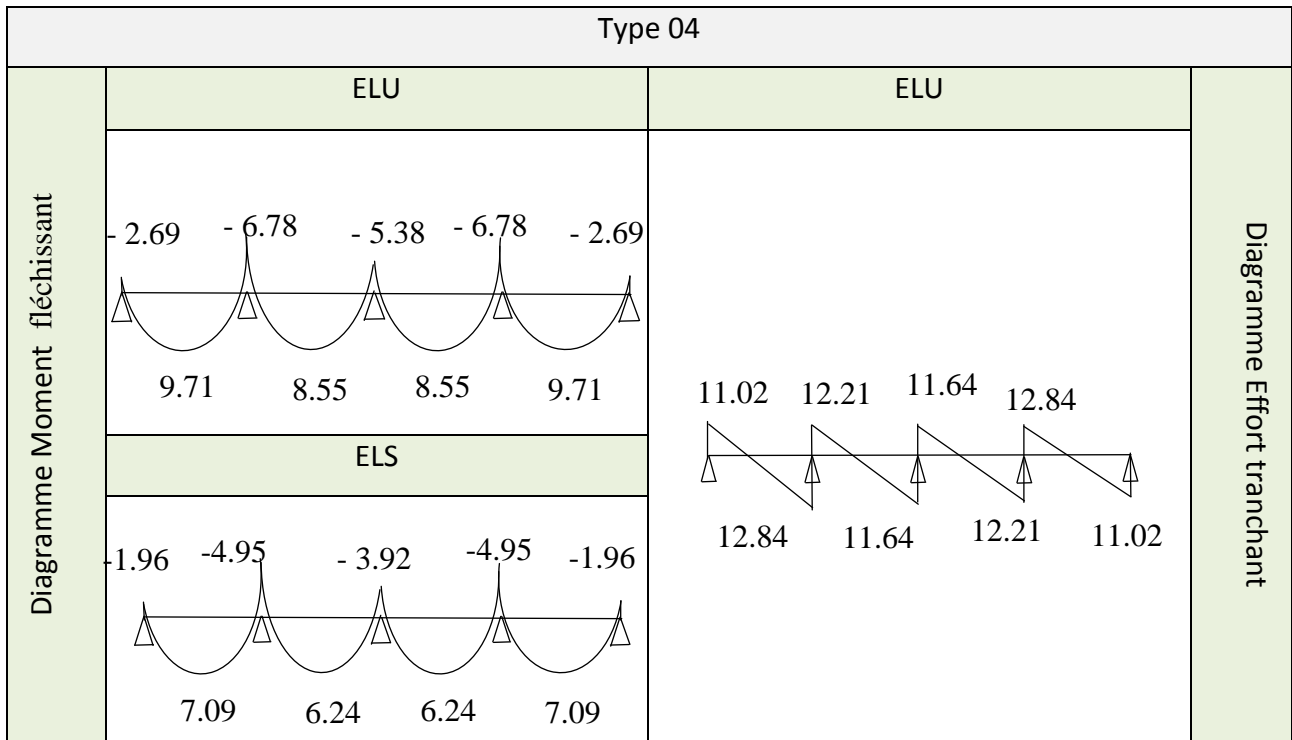


Figure (VI-13): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type04) à Terrasse

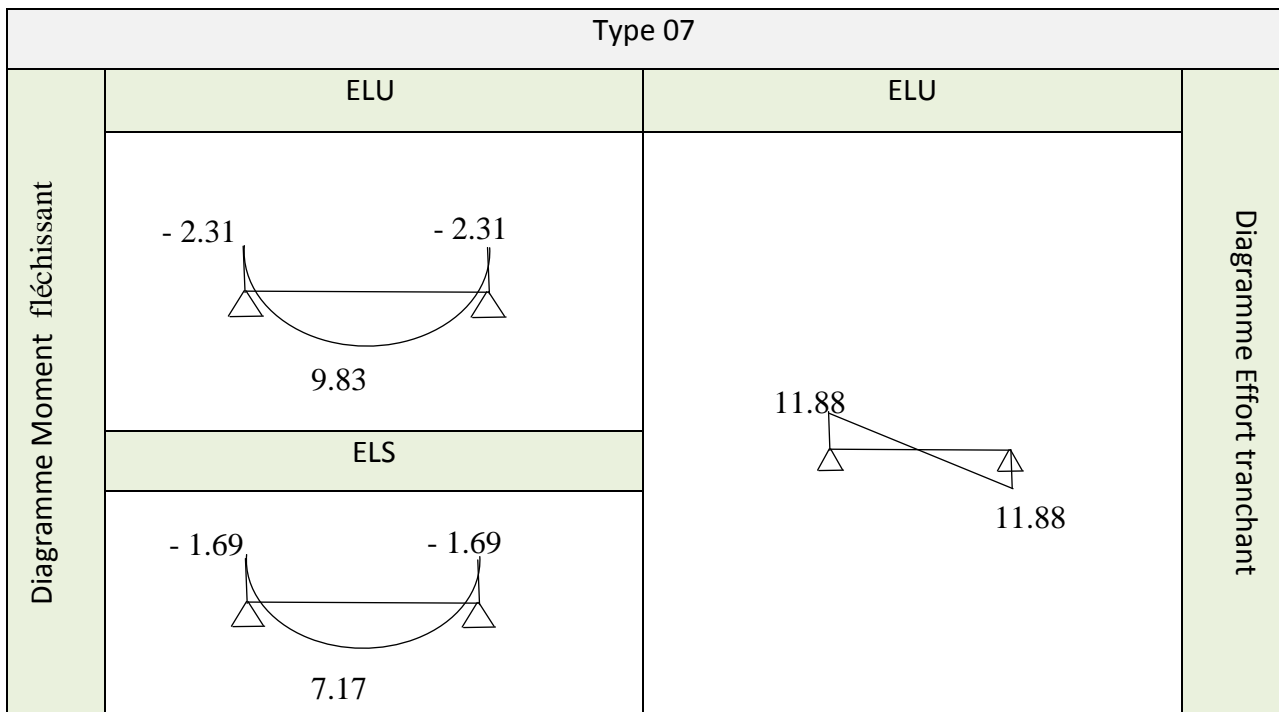


Figure (IV-14): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type07) à Terrasse

➤ Bloc D :

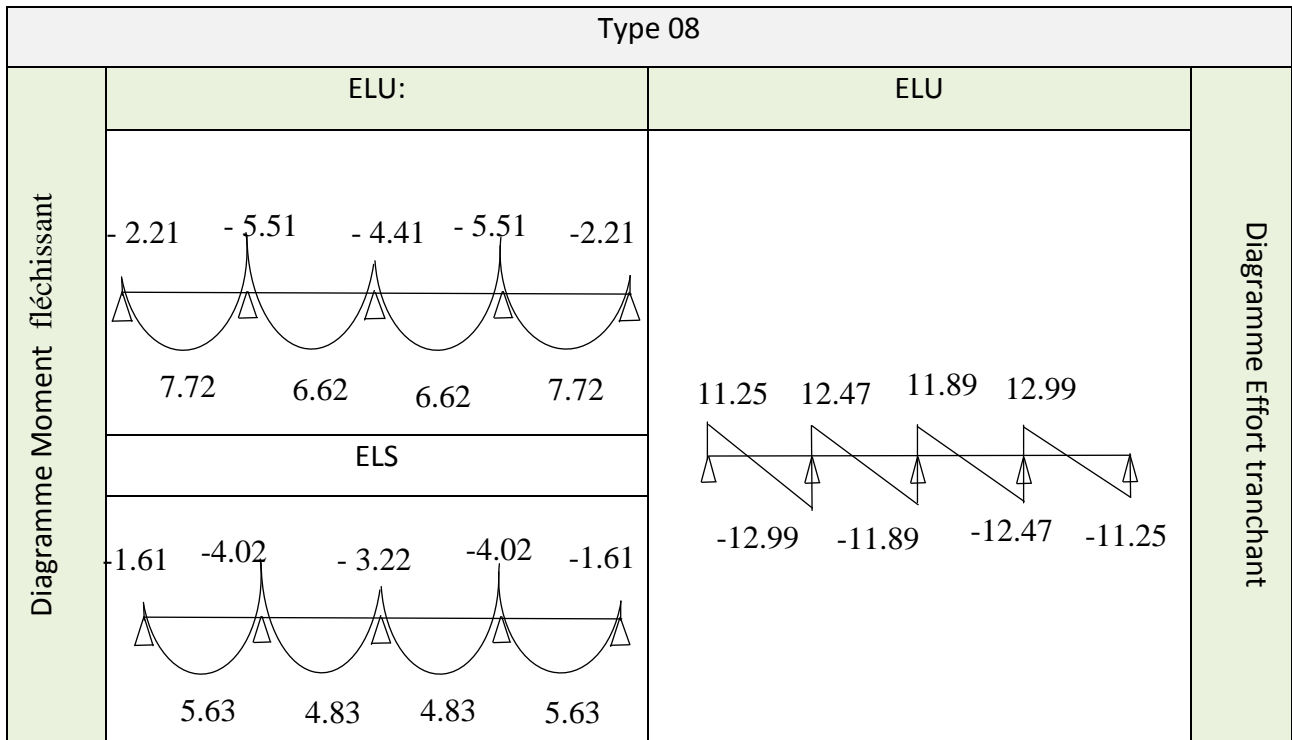


Figure (IV-15): Diagramme des moments fléchissant et Effort tranchant (Type08) de Bloc D.

IV-1-2 Calcul du ferrailage

- E.L.U :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si : $M_{tab} > M^{max}$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$.

✚ Bloc (A-C) :

1) Terrasse : on prend la poutrelle de Type 1:

➤ Armatures longitudinales :

a- En travée :

- E.L.U.R: $M_{umax}^t = 13.50 \text{ KN.m}$

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

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 20 \Rightarrow d = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_{tab} = 14.17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} \Rightarrow M_{tab} = 54.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{tab} > M_{umax}^t$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13.50}{60 \times 18 \times 14.17} \times 10^3 = 0.049$$

$$\mu \leq \mu_{Ab} = 0.186$$

$$A_u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A'_u = 0$$

$$\alpha_n = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.063$$

$$\beta_n = (1 - 0.40\alpha) = 0.974$$

- E.L.S: $M_{sermax}^t = 9.86 \text{ KN.m}$

Fissuration non préjudiciable, il suffira de vérifier seulement la contrainte du

béton: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Position de l'axe neutre :

$$S_x = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - y)$$

$$S_x = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.61(18 - 4)$$

$$S_x = 141.9 \text{ cm}^3 > 0$$

⇒ L'axe neutre sera dans la table de compression ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire (b×h) = (60×20) cm²

Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$S = \frac{60y^2}{2} - 15 \times 1.61(18 - y) = 0$$

$$30y^2 + 24.15y - 434.7 = 0$$

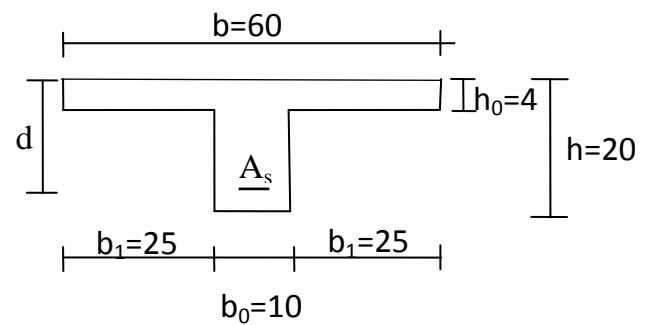


Figure (III-16): Dimensions des poutrelles

$$y = 3.43 \text{ cm}$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_b = \frac{by^2}{2} + 15A(d-y)^2 = 0$$

$$I_b = \frac{60 \times 3.43^2}{2} + 15 \times 1.51(18 - 3.43)^2 = 0$$

$$I_b = 5161.20 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_b} \times y = \frac{9.86}{5161.20} \times 3.43 \times 10^3 = 6.55 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15 \text{ MPa}$ On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ l'armature calculée à l'E.L.U convient.

➤ Armatures longitudinales :

b.En appuis:

$$-\text{ELU} : M_{umax}^a = -8.07 \text{ KN.m}$$

Le moment est négatif, la table est dans la zone tendue ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (10×20) cm².

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{8.07 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 16.17}$$

⇒

$$\mu = 0.154 < \mu_{AB} = 0.186$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.210$$

On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées

Avec

$$A_u^a = \frac{M_{umax}^a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{8.07 \times 10^3}{0.916 \times 18 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$-\text{ELS} : M_{smax}^a = -5.89 \text{ KN.m}$$

Le moment est négatif, la table est dans la zone tendue ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (10×20) cm².

Fissuration non préjudiciable, il suffira de vérifier seulement la contrainte du béton: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.22 \text{ cm}$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_b = 4931.24cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_b} \times y = 3.90MPa$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15MPa$ On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ l'armature calculée à l'E.L.U convient.

- condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.30cm^2$$

- Armature finale :

$$A^t = \max(A_u^t; A_{min}) = 3.05cm^2$$

Choix : 3T12 $\longrightarrow A = 3.39cm^2$

$$A^a = \max(A_u^a; A_{min}) = 1.75cm^2$$

Choix : 2T14 $\longrightarrow A = 3.08cm^2$

2) étage courant : on prend la poutrelle de type 1 :

- Armatures longitudinales :

a. En travée:

-ELU : $M_{umax}^t = 12.55KN.m$

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

$$M_{tu} = 54.40 KN.m$$

$$M_{tab} > M_{umax}^t$$

$$\mu_1 = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu_1 = \frac{12.55}{60 \times 18^2 \times 14.17} \times 10^3$$

$\mu = 0.05 < \mu_{AB} = 0.186$

On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$A_u=0$$

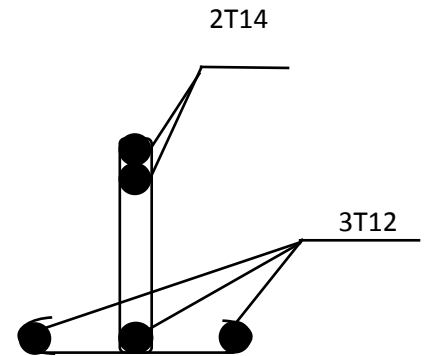


Figure (IV-17): Schéma de ferrailage de la section en T (Terrasse)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.06$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.97$$

$$A_a^t = \frac{M_{u\max}^a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{12.55 \times 10^3}{0.97 \times 18 \times 348} = 2.06 \text{ cm}^2$$

-ELS: $M_{s\max}^t = 9.07 \text{ KN.m}$

Fissuration non préjudiciable, il suffira de vérifier seulement la contrainte du béton: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.82 \text{ cm}$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_b = 6651.25 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_b} \times y = \frac{9.07}{6651.25} \times 3.82 \times 10^3 = 5.21 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15 \text{ MPa}$ On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ l'armature calculée à l'E.L.U convient.

➤ Armatures longitudinales :

a) En appuis:

- ELU : $M_{u\max}^a = -7.50 \text{ KN.m}$

Le moment est négatif, la table est dans la zone tendue ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (10×20) cm².

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{7.50 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 16.17}$$

$\mu = 0.143 < \mu_{AB} = 0.186$

On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées

Avec $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \\ A_u = 0 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.19 \end{array} \right.$

$$A_u^a = \frac{M_{u\max}^a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{7.50 \times 10^3}{0.916 \times 18 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

- ELS: $M_{s\max}^a = -5.41 \text{ KN.m}$

Le moment est négatif, la table est dans la zone tendue ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (10×20) cm².

Fissuration non préjudiciable, il suffira de vérifier seulement la contrainte du béton: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.11cm$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_b = 4613.55cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_b} \times y = 3.65MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15MPa$$

On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ l'armature calculée à l'E.L.U convient.

- condition de non fragilité :

$$A_{min} = 1.30cm^2$$

- Armature finale :

$$A^t = \max(A_u^t; A_{min}) = 2.82cm^2$$

Choix : 3T12 \longrightarrow $A = 3.39cm^2$

$$A^a = \max(A_u^a; A_{min}) = 1.60cm^2$$

Choix : 2T12 \longrightarrow $A = 2.26cm^2$

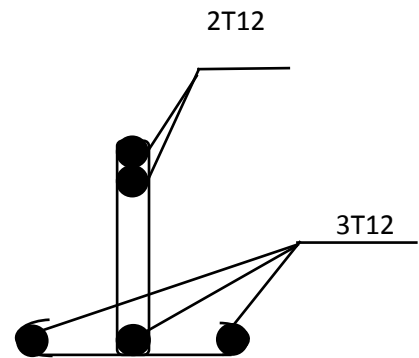


Figure (IV-18): Schéma de ferrailage de la section en T (Étage courant)

- Ferrailage transversal :

$$T_u = 14.11KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = 0,078 MPa \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3.33MPa$$

$\tau_u = 0,078 < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures tranches sol sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

$$\phi \leq \min \left(\phi_1^{max}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi \leq \min \left(\phi_1^{max}; \frac{200}{35}; \frac{100}{10} \right)$$

$$\phi \leq \min(12; 5,7; 10)$$

$$\phi = 6mm$$

$$A_t = 2\phi 6 = 0,57 cm^2$$

- Ecartement des armatures transversales :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3f_{c28})}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,57 \times 0,9 \times 235}{10 \times 1,15 \times (0,078 - 0,3 \times 25)} \Rightarrow \delta_{t1} = -1,41 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} = 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 10} \Rightarrow \delta_{t3} = 44,06 \text{ cm}$$

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

Vérification des conditions d'appuis :

Appuis de rive :

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

$$a = \min(\acute{a} ; 0,9d)$$

avec $\acute{a} = L_a - 2 - c$; $L_a =$ La largeur de la poutre

$$c = \max \begin{cases} c_1 = \phi = 1,2 \text{ cm} \\ c_2 = 1 \text{ cm} \dots \dots \text{Fissuration non préjudiciable} \\ c_3 = 2,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\acute{a} = 40 - 2 - 3 = 35 \text{ cm}$$

$$a = \min(35 ; 16,2) = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_{u(\max)} \leq 0,4 \times 16,2 \times 10 \times \frac{25}{1,5} = 108 \text{ MPa} \Leftrightarrow T_u = 14,11 < 108 \text{ KN} \dots \dots C.V$$

Appuis intermédiaire :

$$T_u = \frac{M_u}{0,9.d} < 0 \dots \dots C.V \Rightarrow \text{L'effort tranchant n'influe pas sur les armatures longitudinales.}$$

Ancrage des armatures :

La longueur des scellements doit est celle nécessaire pour qu'une barre rectiligne de diamètre (ϕ) soumise à une contrainte égale à sa limite élastique (f_e) soit convenablement ancrée.

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28}$: Contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en bar, sa valeur limite est fixée par le règlement BAEL 83.

ψ_s : coefficient de scellement

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1.2}{4} \times \frac{400}{2.835} = 42.25 \text{ cm} > L_a = 40 \text{ cm}$$

Condition pour assurer l'ancrage :

Si la barre est munie d'un crochet normal, la longueur d'ancrage est égale à : $0.4 L_s$ pour les barres (HA) de classe feE400 et feE500

Avec :

$$2T_{\max} \leq \frac{0.8 \times a \times f_{c28} \times b_0}{\gamma_b}$$

$$0.4L_s \leq \frac{2T_{\max} \times \gamma_b}{0.8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$16.9 \text{ cm} \leq \frac{216 \times 10^3 \times 1.5}{0.8 \times 100 \times 25}$$

$$16.9 \text{ cm} \leq 162 \text{ cm}$$

Donc on n'a pas besoin d'un ancrage courbe

Etude de la table de compression :

La table de compression sera ferrillée d'un quadrillage de barres appelées treillis dont les dimensions de maillage ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20cm (5ps.m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- ✓ 33cm (3ps.m) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ La section d'armature perpendiculaire aux nervures doit être :

$$A \geq \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 60}{500} = 0.48 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 1.4 \text{ cm}^2 > 0.48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

On adopte un treillis soudé de (150×150) de diamètre $\phi 6$

Plancher			Armature calculée		Armature maximale	Armature choisie
			$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
Terrasse	Bloc A-C	Appuis	1.60	0.22	1.60	2T12=2.26
		Travée	2.82	1.30	2.81	3T12=3.39
	Bloc B	Appuis	0.93	0.22	0.93	2T10=1.57
		Travée	2.54	1.30	2.54	3T12=3.39
	Bloc D	Appuis	0.94	0.22	0.94	2T8=1.01
		Travée	1.25	1.30	1.30	3T8=1.61
Etag e	Bloc A	Appuis	1.27	0.22	1.27	2T10=1.57
		Travée	1.76	1.30	1.76	3T8=1.61

	Bloc B	Appuis	0.38	0.22	0.38	2T8=1.01
		Travée	1.60	1.30	1.60	3T8=1.61
	Bloc C	Appuis	1.75	0.22	1.75	2T12=2.26
		Travée	3.05	1.30	3.05	3T12=3.39

Tableau (IV.15) : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles

IV -2 Dalle pleine

IV -2-1 Les dalles qui est considérée comme portant dans deux directions :

Combinaison d'action :

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.43KN/m^2$$

$$ELS : q_s = G + Q = 7.56KN/m^2$$

Donc pour tous les étages nous aurons : $q_u = 10.43KN/m^2$; $q_s = 7.56KN/m^2$

➤ Détermination des moments:

Dalle	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU : $\gamma = 0$		ELS : $\gamma = 2$		$M_x = \mu_x q_x L^2_x$		$M_y = \mu_y M_x$	
		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	ELU	ELS	ELU	ELS
D1	0,76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580	10.66	8.54	5.62	5.62
D4	0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	5.80	4.50	2.10	2.36

Tableau (IV.16) : Tableau récapitulatif des Moments aux ELU et ELS

Sachant que μ_x, μ_y sont tirés du tableau (Annexe E3 du BAEL) en fonction de la α et $v = 0$.

➤ Répartition des moments fléchissant:

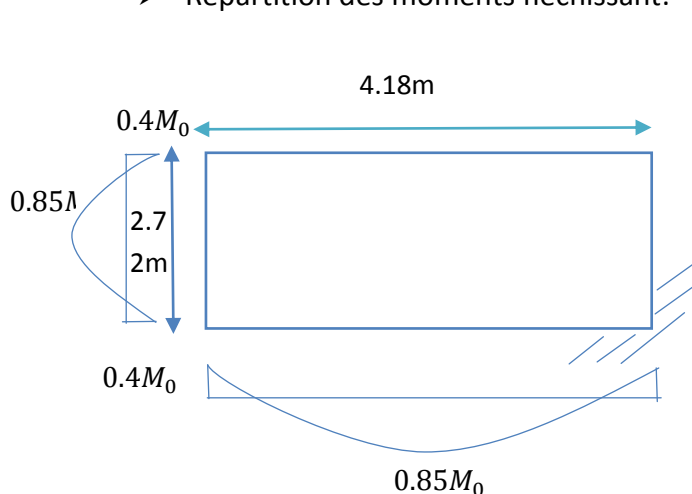


Figure (IV-19): Schéma statique de la dalle pleine (D4)

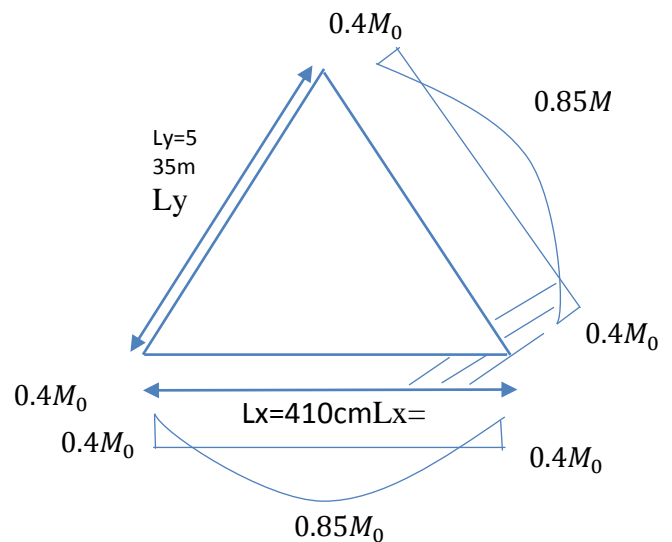


Figure (IV-20): Schéma statique de la dalle pleine (D1)

Dalle	Sens-X		Sens-Y	
	M_a^x (KN/m)	M_t^x (KN/m)	M_a^y (KN/m)	M_t^y (KN/m)
D1	ELU			
	4.26	9.06	2.25	4.78
	ELS			
	3.42	7.26	2.25	4.78
D2	ELU			
	2.32	4.93	0.84	1.79
	ELS			
	1.80	3.83	0.94	2.01

Tableau (IV.17) : Tableau récapitulatif des Moments appuis et des Moments travée

➤ Calcul de ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire de longueur $b = 1.00m$ et une hauteur libre utile $d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5cm$ soumise à la flexion simple.

$h - d \geq 2 \Leftrightarrow 1.5 < 2$ Donc on prend $d = 13$

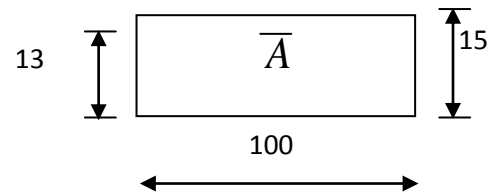


Figure (IV-21): Section de calcul

Sens X :

Dalle	section	M (KN.m)	μ	pivot	A'_u	α	β	A_{ser}^x (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	N° des barres
D	Travée	9.06	0,038	A	0	0.048	0.981	2.04	1.56	2.36	3T10/ml
	Appui	4.26	0,018			0.023	0.991	0.95	1.56	2.01	4T8/ml

Tableau (IV.18) : Tableau récapitulatif de Ferrailage au sens X

➤ ELS :

- Travée $M_t = 7.26KN.m$

Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = 50y^2 + 35.4y - 460.2 = 0 \Rightarrow y = 2.70$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = b \times y^3 + 15 \times A \times (d - y) = 100 \times 2.70^3 + 15 \times 2.36 \times (13 - 2.70)$$

$$I = 2332.92$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} \times y = \frac{7.26 \times 10^3}{2332.92} \times 2.70 = 8.40 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ l'armature calculée à l'ELU convient

- Travée $M_a = 4.42 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = 50y^2 + 30.15y - 452.25 = 0 \Rightarrow y = 2.72$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = b \times y^3 + 15 \times A \times (d - y) = 100 \times 2.72^3 + 15 \times 2.01 \times (13 - 2.72)$$

$$I = 2322.31$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} \times y = \frac{4.42 \times 10^3}{2322.31} \times 2.72 = 5.14 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

On à : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ l'armature calculée à l'ELU convient

SensY :

Dalle	Section	M (KN.m)	μ	pivot	A'_u	α	β	A_{ser}^y (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	N° des barres
D	Travée	4.78	0.020	A	0	0.025	0.990	1.07	1.56	2.01	4T8/ml
	Appui	2.25	0.009			0.012	0.995	0.51	1.56	2.01	4T8/ml

Tableau (IV.19) : Tableau récapitulatif de Ferrailage au sens Y

➤ ELS :

- Travée $M_t = 4.78 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = 50y^2 + 30.15y - 452.25 = 0 \Rightarrow y = 2.72$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = b \times y^3 + 15 \times A \times (d - y) = 100 \times 2.72^3 + 15 \times 2.01 \times (13 - 2.72)$$

$$I = 2322.31$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} \times y = \frac{4.78 \times 10^3}{2382.61} \times 2.72 = 5.59 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Travée $M_a = 2.25 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = 50y^2 + 30.15y - 452.25 = 0 \Rightarrow y = 2.72$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = b \times y^3 + 15 \times A \times (d - y) = 100 \times 2.72^3 + 15 \times 2.01 \times (13 - 2.72)$$

$$I = 2322.31$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} \times y = \frac{2.25 \times 10^3}{2382.61} \times 2.72 = 2.64 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ l'armature calculée à l'ELU convient

✚ Armatures transversales :

$$\text{➤ Au milieu de } L_x : T_{ux} = \frac{q \cdot L_x}{2} = \frac{10.43 \times 4.10}{2} = 21.38 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ Au milieu de } L_y : T_{uy} = \frac{q \cdot L_y}{2} = \frac{10.43 \times 5.35}{2} = 27.90 \text{ KN.}$$

Donc ; pour le panneau D on aura : $T_{ux} = 21.38 \text{ KN}$; $T_{uy} = 27.90 \text{ KN}$.

Sens X :

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}}{b \cdot d} = \frac{21.38 \times 10^3}{100 \times 130} = 1.64 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.64 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow$ Donc il n'y a pas d'armatures transversales.

Sens Y :

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{uy}}{b \cdot d} = \frac{27.90 \times 10^3}{100 \times 130} = 2.15 \text{MPa}$$

$\tau_u = 2.15 \text{MPa} > \bar{\tau} = 1.17 \text{MPa} \Rightarrow$ Donc il n'y a pas d'armatures transversales.

➤ Etat limite de déformation :

Pour les dalles rectangulaires appuyées sur les quatre cotées et d'après l'Art B-7-5 du BAE191 :

- $h/L \geq 1/16$
- $A_s / b \cdot d \leq 4,2 / f_e$
- $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

Nous avons :

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 15 / 410 = 0,036 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$h/L \geq 1/10 (M_t/M_o) \Rightarrow 0.036 < 0.1 \quad \text{non vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

- Calcul de chargement

Charge permanente sans revêtement : $J = 2.5 \text{KN}$ (poids propre de la Dalle)

Revetement : $R = 1.56 \text{KN}$

poids propre de cloisons : $C = 0.75 \text{KN}$

Charge permanente avec revêtement : $g = 2.5 + 1.56 + 0.75 = 4.81 \text{KN/ml}$

Charge totale : $P = 4.81 + 1.5 = 6.31 \text{KN}$

- Calcul des moments correspondant

$$M_g = 0.75 \times g \times L_x = 0.75 \times 4.81 \times 4.10^2 = 60.64 \text{KN.m}$$

$$M_j = 0.75 \times J \times L_x = 0.75 \times 2.5 \times 4.10^2 = 31.52 \text{KN.m}$$

$$M_p = 0.75 \times P \times L_x = 0.75 \times 6.31 \times 4.10^2 = 79.55 \text{KN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$S = \frac{100y^2}{2} - 15 \times 2.01(13 - y) = 0$$

$$S = 50y^2 + 30.15y - 391.95 = 0$$

$$y = 2.51 \text{ cm}$$

- Calcul des contrant de différentes phases :

$$\sigma_s = \frac{M}{A \times z} \text{ avec } z = d - \frac{y}{3} = 13 - \frac{2.51}{3} = 12.16 \text{ cm}$$

$$[\sigma_s]_{ji} = \frac{31.52}{2.01 \times 12.16} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$[\sigma_s]_{gi} = \frac{60.64}{2.01 \times 12.16} = 2.48 \text{ MPa}$$

$$[\sigma_s]_{pi} = \frac{79.55}{2.01 \times 12.16} = 3.25 \text{ MPa}$$

Moment d'inertie :

Position de centre gravité :

$$V_{G'} = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} - 15 \times A \times (d - y)}{(b_0 \times h) + (15 \times A)} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} - 15 \times 2.01 \times (13 - 2.51)}{(100 \times 15) + (15 \times 2.01)} = 7.14 \text{ cm}$$

$$V_G = h - V_{G'} = 15 - 7.14 = 7.85 \text{ cm}$$

$$I_b = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \left(7.14 - \frac{15}{2}\right)^2 + 15 \times 2.01(13 - 7.14)^2$$

$$I_b = 229394.8 \text{ cm}^4$$

Etat fissuré :

$$\varphi = \frac{A}{b_0 \times d} \dots \dots \text{ avec } \varphi \text{ pourcentage d'armatures}$$

$$\varphi = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015$$

Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times ft_{28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \varphi} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) \times 0.0015} = 14$$

Déformations différées:

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 14 = 5.6$$

Calcul du coefficient μ :

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \varphi \times \sigma_s + fc_{28}}; 0 \right]$$

$$\mu_{ji} = \max \left[1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0015 \times 1.28 + 25}; 0 \right] = 0$$

$$\mu_{gi} = \max \left[1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0015 \times 2.48 + 25}; 0 \right] = 0$$

$$\mu_{pi} = \max \left[1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0015 \times 3.25 + 25}; 0 \right] = 0$$

Calcul du Moment d'inertie fictif :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} \quad ; \quad I_0 \text{ Moment d'inertie de la section totale homogénéisée}$$

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times 229394.8}{1 + 14 \times 0} = 252334.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 \times 229394.8}{1 + 14 \times 0} = 252334.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{pi} = \frac{1.1 \times 229394.8}{1 + 14 \times 0} = 252334.3 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

Module de déformation longitudinale:

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.16 \text{ Mpa}$$

E_i : le module de déformation instantanée du béton pour les charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

E_v : le module de déformation différée du béton pour les charges de longue durée d'application.

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_l = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f_{ji} = \frac{31.52 \times 4.10^2}{10 \times 32164.19 \times 252334.3} \times 10^5 = 0.0002 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{60.64 \times 4.10^2}{10 \times 32164.19 \times 252334.3} \times 10^5 = 0.001 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{60.64 \times 4.10^2}{10 \times 10818.16 \times 252334.3} \times 10^5 = 0.004 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{79.55 \times 4.10^2}{10 \times 32164.19 \times 252334.3} \times 10^5 = 0.002 \text{ cm}$$

La flèche totale:

$$\Delta f_i = 0.004 - 0.0002 + 0.002 - 0.001 = 0.005$$

La flèche admissible :

$$\frac{L_{\max}}{500} \leq 500 \text{ cm}$$

$$0.5 + \frac{L_{\max}}{1000} L_{\max} > 500$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{1000} = \frac{410}{1000} = 0.41 \Rightarrow \Delta f_t < f_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

IV-2-2 les dalles qui sont considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée :

-Combinaison d'action :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.33 \text{KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 8.28 \text{KN/m}^2$$

-Détermination des moments:

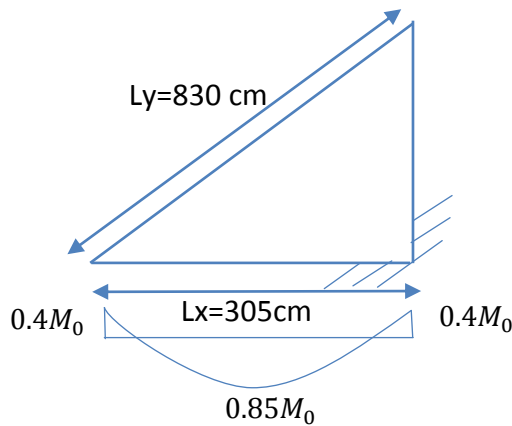


Figure (IV-23): Schéma statique de la dalle pleine (D3)

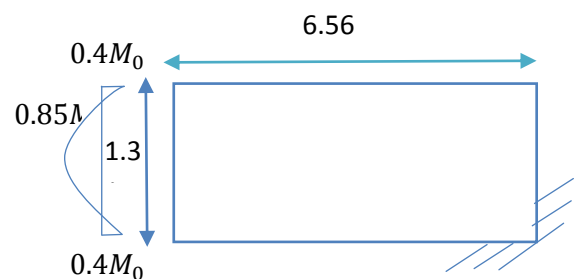


Figure (IV-22): Schéma statique de la dalle pleine (D2)

a) Calculer les sollicitations :

- à l'E.L.U $\Rightarrow M_u = \frac{q_u l^2}{8} ; V_u = \frac{q_u l}{2}$

- à l'E.L.S $\Rightarrow M_{ser} = \frac{q_s l^2}{8}$

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	V_u (KN)
D2	13.17	9.63	17.28
D3	2.43	1.78	7.42

Tableau (IV.20) : Tableau récapitulatif des moments aux états limites et des efforts tranchant

b) Calculer l'armature de la dalle :

Évaluer d : $d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5\text{cm}$

$h - d \geq 2\text{cm}$ donc on prend $d = 13\text{cm}$

Dalle	M (KN.m)	μ	pivot	A'_u	α	β	A_{ser}^y (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adopt} (cm ² /ml)	N° des barres
D3	13.17	0.055	A	0	0.070	0.971	2.99	1.56	3.39	3T12/ml
D4	2.43	0.010			0.013	0.994	0.54	1.56	2.01	4T8/ml

Tableau (IV.21) : Tableau récapitulatif des Ferrailages

c) Calculer la section des aciers de répartition

$$A_{ser} = \frac{A}{4} = 0.85 \Rightarrow \quad \mathbf{3T8/ml=1.51(cm^2/ml)} \quad \text{pour une dalle 3}$$

$$A_{ser} = \frac{A}{4} = 0.50 \Rightarrow \quad \mathbf{3T8/ml=1.51(cm^2/ml)} \quad \text{pour une dalle 4}$$

a. Vérifier la section d'acier vis-à-vis du pourcentage minimal

$$A_{ser} \geq \left\{ \begin{array}{l} A_{s\ min} = \frac{0.8}{1000} \text{ b.d.C.V} \\ \text{b. } \underline{\text{Ecartement des barres}} \end{array} \right. \quad \text{pour acier } f_e\text{E400}$$

➤ Cas de fissuration peu nuisible

○ Sens porteur

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$$

○ Sens de répartition ou le moins porteur

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45\text{cm}$$

➤ ELS :

✚ D3 : $M_{ser} = 9.63\text{KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = 50y^2 + 50.85y - 661.05 = 0 \Rightarrow y = 3.17$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = b \times y^3 + 15 \times A \times (d - y) = 100 \times 3.17^3 + 15 \times 3.39 \times (13 - 3.17)$$

$$I = 3685.36$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} \times y = \frac{3.39 \times 10^3}{3685.36} \times 3.17 = 2.92 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

On à : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ l'armature calculée à l'ELU convient

$$\color{red}{\oplus} \text{ D4 : } M_{ser} = 1.78 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.17$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = 3685.36$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} \times y = \frac{1.78 \times 10^3}{3685.36} \times 3.17 = 1.53 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

On à : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ l'armature calculée à l'ELU convient

➤ Armatures transversales :

Pour D3 :

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}}{b.d} = \frac{17.28 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.13 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow$ Donc il n'y a pas d'armatures transversales.

Pour D4 :

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}}{b.d} = \frac{7.42 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.057 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.057 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow$ Donc il n'y a pas d'armatures transversales.

CHAPITRE V:
ETUDE DES ELEMENTS NON-
STRUCTURAUX

Introduction

Les éléments non structuraux dans le bâtiment sont les escaliers, l'ascenseur et les acrotères. Ces éléments secondaires n'apportent aucune contribution significative à la résistance aux effets sismiques.

V.1 Etude des escaliers :

Un escalier est une suite des plans horizontaux disposé en gradins, afin de permettre le déplacement à pied d'un niveau à un autre.

Dans notre étude il y un seul type d'escalier.

V.1.1. Escalier pailleasse :

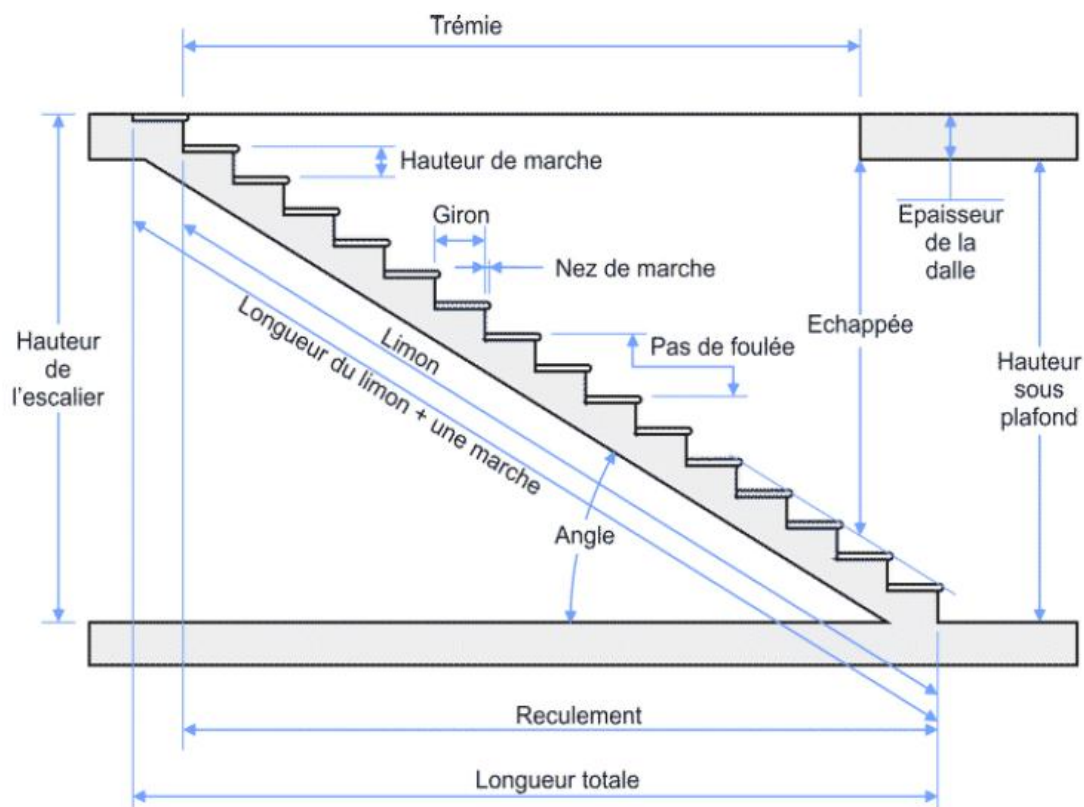


Figure (V- 1):schéma simplifier de l'escalier

Notation:

- n = nombre de contre marches
- $(n-1)$ = nombre de marches
- h = la hauteur de la marche
- g = giron
- H = hauteur entre les faces Supérieurs de deux paliers Successifs
- L = portée en plan de la volée

- L_0 = portée en plan du palier
- e = épaisseur de la paillasse
- e' = épaisseur de palier

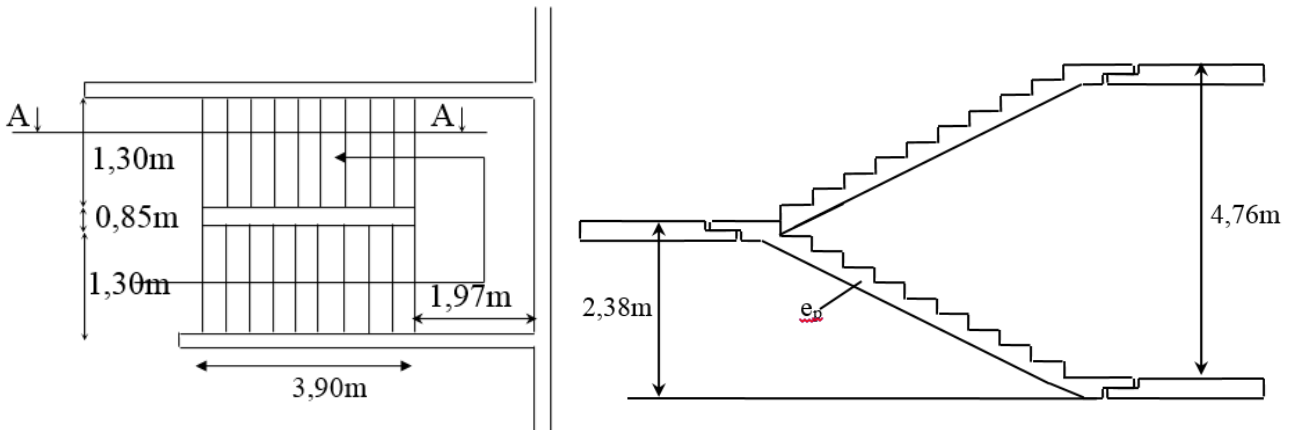
Escalier A:

Figure (V-2): Dessin en élévation et en plan de l'escalier A.

Pré dimensionnement des marches et contre marches :**– Choix des dimensions :**

Les hauteurs des étages du bâtiment sont différentes, pour cela nous avons étudié les escaliers de passage du Sous-sol au RDC; puis généralisé la conception sur les autres étages.

Escalier (A):

Les dimensions des marches (g) et contre marches (h) sont déterminées à partir de la condition de BLONDEL qui est : $0.59 \leq g+2h \leq 0.66$

Avec : $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$ et $24\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

Si on prend $h = 17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$.

On aura : $g+2h = 30 + (2 \cdot 17) = 64\text{cm} < 65\text{cm}$ Pour les locaux publics on a $m = 64\text{cm}$

- Détermination de nombres des contre marches :

$$h = \frac{H}{n} \rightarrow n = \frac{H}{h} \rightarrow n = \frac{476}{17} = 28$$

Donc le nombre contre marche = 28 au total, c'est 14 contre marches par volée

- Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{2,38}{3,90} = 0.61 \Leftrightarrow \alpha = 31.39^\circ$$

$$L = \frac{2.38}{\sin \alpha} \rightarrow L = 4.57m$$

- Epaisseur de paillasse :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \quad \text{Avec } e : \text{ épaisseur de la paillasse.}$$

$$9.14cm \leq e \leq 11.43 \quad \text{On prend : } e = 15 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de sécurité et de facilité d'exécution, on prend la même épaisseur pour la Paillasse et la dalle de palier.

	N	n-1	g	H (cm)	E (cm)	α
Escalier A	14	13	30	17	15	31.39°
Escalier B	11	10	30	17	15	29.55°
Escalier C	14	13	30	17	15	31.39°

Tableau (V-1) : Pré dimensionnement des escaliers

➤ **descente des charges :**

Paillasse :

-poids de carrelage horizontal	22×0.02	0.44 KN/ m ²
-poids de carrelage verticale	22.0.02×h/g	0.25KN/m ²
-poids de mortier horizontal	20×0.02	0.4KN/m ²
- poids de mortier vertical	20×0.01×h/g	0.11KN/m ²
-poids de marche	25×h/2	2.13 KN/ m ²
-Enduit de plâtre.	(10 × 0, 01)/Cosa	0.11KN/m ²
- Poids propre de la volée.	25×e/ cosa	4.39KN/m ²

$$G=7.80 \text{ KN/m}^2$$

$$P=2.5 \text{ KN/m}$$

Palier:

- carrelage horizontal	22×0.02= 0.44KN/m ²
-mortier	20×0.02= 0.4 KN/m ²
-poids de palier	25×0.15=3.75 KN/m ²
-Enduit de plâtre	10×0.01=0.1KN/m ²

$$G=4.65KN/m^2$$

$$P=2.5KN/m$$

➤ **Combinaison fondamentale :**

- **Volée :**

Pour une bonde de 1m :

$$ELU: q_V = (1.35G_V + 1.5Q_V) \times 1m = 14.28KN/ml$$

$$ELS: q_V = (G_V + Q_V) \times 1m = 10.30KN/ml$$

- **Palier :**

$$ELU : q_p = (1.35G_p + 1.5P_p) \times 1m = 10.30KN/ml$$

$$ELS: q_p = (G_p + Q_p) \times 1m = 7.15KN/ml$$

V.1.4 Détermination des sollicitations ELU :

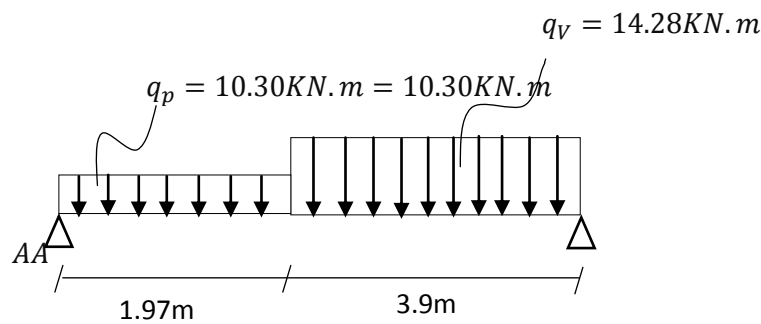


Figure. (V-03): Schéma statique escalier A

- **Principe de la méthode de la charge équivalente :**

$$\text{Si } \frac{\Delta q}{q_{min}} = \frac{q_{vu} - q_{pu}}{q_{min}} \leq 15\%$$

On a :

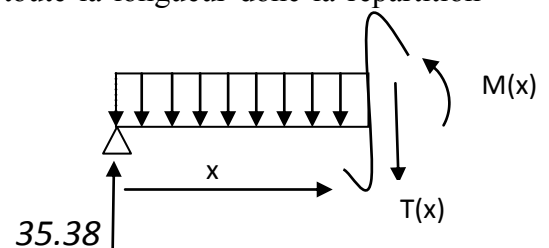
$$\frac{\Delta q}{q_{min}} = \frac{14.41 - 8.44}{8.44} = 38\% > 15\%$$

→ On ne peut pas appliquer la charge équivalente sur toute la longueur donc la répartition reste La même.

- **Calcul des réactions :**

E.L.U.R :

- On calcul les réactions Ra, Rb:



$$R_a + R_b = 14.28 \times 3.9 + 10.30 \times 1.97 = 75.98 \text{KN}$$

$$R_a = q_{pu} \times 1.97 \times \left(\frac{1.97}{2} + 3.9 \right) + \frac{(q_v \times 3.9 \times \frac{3.9}{2})}{1.97 + 3.9}$$

$$R_b = 35.38 \text{ KN}$$

Donc : $R_a = 40.59 \text{ KN}$

- Moments fléchissant et Effort tranchant :

1. Palier :

$$0 \leq x \leq 1.85 \text{m}$$

$$T(0) = 35.38$$

$$T(x) = 35.38 - 10.30 \times x$$

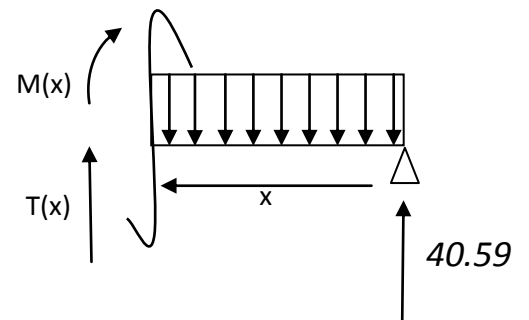
$$M(x) = 35.38 \times x - 10.30 \times \frac{x^2}{2}$$

2. Paillasse :

$$0 \leq x \leq 3.3 \text{m}$$

$$T(x) = -40.59 + 14.28 \times x$$

$$M(x) = 40.59 \times x - 14.28 \times \frac{x^2}{2}$$



$$\Rightarrow x = \frac{R_b}{q_v} \quad \text{Donc : } \boxed{x=2.47 \text{m}}$$

$$\Rightarrow M_{max} = 35.11 \times (2.47) - 14.41 \times \frac{2.47^2}{2} = 42.76 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{max} = 37.44 \text{KN.m}$$

- Moment Appuis : $M_u^a = -0.4M_{max} = -17.11 \text{KN.m}$

- Moment Travée : $M_u^t = 0.85M_{max} = 36.35 \text{KN.m}$

➤ **Ferraillage :**

ELUR :

- **En travée (paillasse) :** $M_u^t = 36.35 \text{KN.m}$

Section (100x10)

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{36.35 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 13.5^2} = 0,140$$

$\mu = 0.140 < \mu_1 = 0.186 \Rightarrow$ La section est simple armature, l'armature de compression n'est pas nécessaire.

Donc A' n'existe pas.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.140}) = 0.190$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.924$$

$$A = \frac{M_t^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{36.35 \times 10^{-3}}{348 \times 0.924 \times 0.135} = 8.37 \text{cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_u^t; A_{\min}) = 8.37 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{app} = 9.24 \text{cm}^2/\text{ml} = 6T14/\text{ml}$$

▪ **Espacement :**

$$\delta_t = \min(3h; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \rightarrow \text{à vérifier}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend comme choix : } A_r = 2.36 \text{cm}^2/\text{ml} = 3T10/\text{ml}$$

▪ **Espacement :**

$$\delta_t = \min(4h; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} \rightarrow \text{à vérifier}$$

- **En appuis** (paillasse) : $M_u^a = 17.11 \text{KN} \cdot \text{m}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{17.11 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times (13.5)^2} = 0,066$$

$\mu = 0,066 < \mu_1 = 0.168 \Rightarrow$ La section est simple armature, l'armature de compression n'est pas nécessaire.

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.066}) = 0.085$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - (0.4 \times 0.085)) = 0.966$$

$$A = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17.11 \times 10^3}{348 \times 13.5 \times 0.966} = 3.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_u^a; A_{\min}) = 3.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{app} = 4.74 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 6T10 / \text{ml}$$

▪ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{4.74}{4} = 1.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix : $A_r = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 3T10 / \text{ml}$

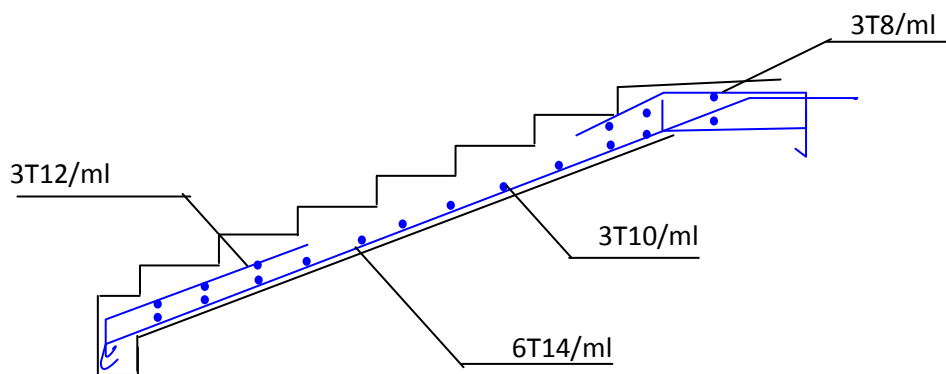


Figure (V-4): Ferrailage de la paillasse

Schéma statique d'escaliers :

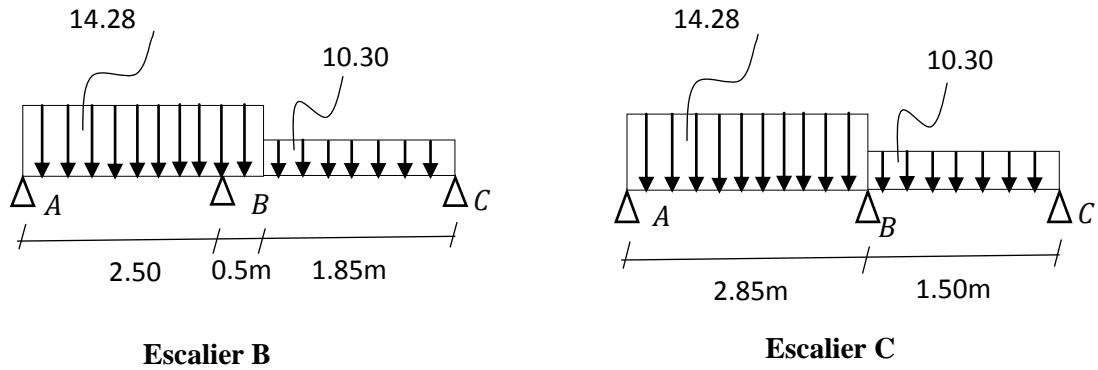


Figure (V-5) : Schéma statique escalier B et C

		Moment (KN)	μ	σ_s (MPa)	α	β	A_u	A_{min}	A adoptera	AR	A_R (adopter)
		(cm ² /ml)									
escalier A	Travée	36.35	0.140	348	0.190	0.92	8.37	1.63	9.24 6T14	2.31	2.36 3T10
	Appuis	17.11	0.066		0.085	0.97	3.77	1.63	4.74 6T10	1.18	2.36 3T10
escalier B	Travée	29.98	0.125		0.167	0.93	7.10	1.57	7.70 6T14	1.92	2.36 3T10
	Appuis	14.11	0.058		0.075	0.97	3.22	1.57	3.39 3T12	0.85	1.61 3T8
escalier C	Travée	26	0.11		0.146	0.94	6.12	1.57	7.70 6T14	1.92	2.36 3T10
	Appuis	26.04	0.11		0.146	0.97	6.12	1.57	7.70 6T14	1.92	2.36 3T10

Tableau (V-2) : récapitulatif de sollicitation et section de ferrailage

ELS :

- On calcul les réactions Ra, Rb:

$$R_a + R_b = 10.30 \times 3.9 + 7.15 \times 1.97 = 54.26 \text{ KN}$$

$$R_a = q_{pu} \times 1.97 \times \left(\frac{1.97}{2} + 3.9\right) + q_v \times \frac{3.9^2}{2}$$

$$R_a = 25.06 \text{ KN} \Leftrightarrow \text{Donc : } R_b = 29.19 \text{ KN}$$

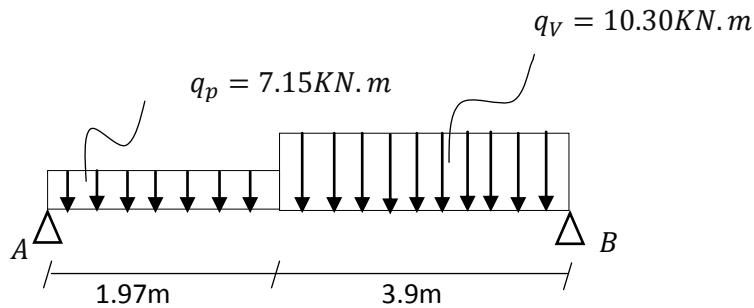


Figure (V-6): Schéma statique escalier A

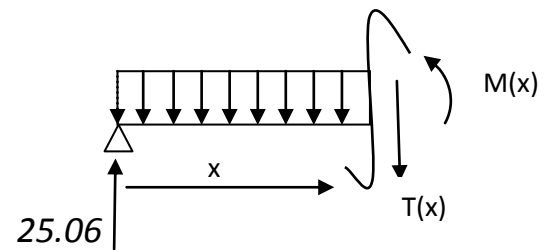
A. Moments fléchissant et Effort tranchant :

1. Palier :

$$0 \leq x \leq 1.85m$$

$$T(x) = 25.06 - 7.15 \times x \quad \begin{matrix} \nearrow T(0) = 25.06KN \\ \searrow \end{matrix}$$

$$M(x) = 25.06 \times x - 7.15 \times \frac{x^2}{2} \quad \begin{matrix} \nearrow M(0) = 0KN.m \\ \searrow \end{matrix}$$

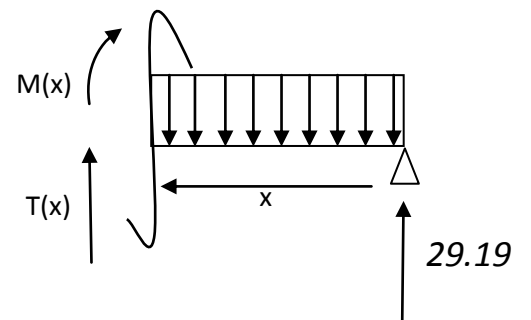


2. Pailasse :

$$0 \leq x \leq 3.3m$$

$$T(x) = -29.19 + 10.30 \times x \quad \begin{matrix} \nearrow T(0) = -29.19KN \\ \searrow \end{matrix}$$

$$M(x) = 29.19 \times x - 10.30 \times \frac{x^2}{2} \quad \begin{matrix} \nearrow M(0) = 0KN.m \\ \searrow M(3.9) = 35.51KN.m \end{matrix}$$



$$\Rightarrow x = \frac{R_B}{q_v} = 2.83m$$

$$\Rightarrow M_{max} = 29.19 \times (2.83) - 10.30 \times \frac{2.83^2}{2} = 13.06KN.m$$

➤ Moment Appuis : $M_u^a = -0.4M_{max} = -5.22KN.m$

➤ Moment Travée : $M_s^t = 0.85M_{max} = 11.10KN.m$

Vérification des contraintes :

Fissuration non préjudiciable → vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour σ_s → il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

➤ En travée : $M_{ser}^t = 11.10KN.m$

Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$S = \frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 9.24(13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 138.6y - 1871.1 = 0$$

$$y = 4.88cm$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre

$$I_b = \frac{by^2}{2} + 15A(d - y)^2 = 0$$

$$I_b = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_b = \frac{100 \times 4.88^3}{3} + 15 \times 9.24(13.5 - 4.88)^2$$

$$I_b = 14172.39cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_b} \times y = \frac{11.10 \times 10^3}{14172.39} \times 4.88 = 3.82MPa$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15MPa$ On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ l'armature calculée à l'E.L.U convient.

➤ En appui : $M_{ser}^a = 5.22KN.m$

- Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$S = \frac{100y^2}{2} - 15 \times 5.22(13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 78.3y - 1057.05 = 0$$

$$y = 3.88\text{cm}$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I_b = \frac{by^3}{3} - 15A(d - y_1)^2$$

$$I_b = \frac{100 \times 3.88^3}{3} + 15 \times 5.22(13.5 - 3.88)^2$$

$$I_b = 9195.01 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_b} \times y = \frac{5.22 \times 10^3}{8199.023} \times 3.88 = 2.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{On a : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{l'armature calculée à l'E.L.U}$$

Etude de la poutre palière :

La poutre palière joue le rôle d'un support d'escalier :

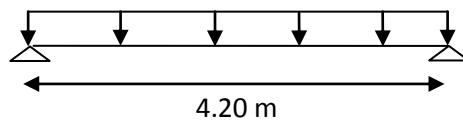


Figure. (V-7) : Schéma statique de la poutre palière

- Critère de rigidité :

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre palière sont :

$$L = 4.2 \text{ m}$$

- La hauteur de la poutre palière doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad \text{On prend } h=35\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \text{On prend } b=30\text{cm}$$

Vérification selon RPA99/version 2003:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots C.V \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots C.V \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \Rightarrow 35/20 = 1.2 < 4 \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

La section de la poutre palière est de dimension $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$

Efforts sollicitant la poutre palière :

$$\text{Poids propre de la poutre palier : } G_p = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 1 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

Supporte R_B ; réaction de l'appui B :

$$- \text{ La charge répartie due à } R_B : PL = \frac{R_B}{L/2} = 17.05 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELUR : } P_{LU} = R_B = 17.05 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_{Lser} = R_B = 12.50 \text{KN/ml}$$

$$G_{mur} = 2.76 \times \left(\frac{4.76 - 0.35}{2} \right) = 6.09 \text{KN/ml}$$

- Calcul des sollicitations :

ELUR :

$$q_u = 1.35(G_p + G_{mur}) + 1.5P_{LU} = 37.35 \text{KN/ml}$$

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 82.35 \text{KN.m}$$

$$\text{➤ En appui : } M_{0u}^a = -0.4M_{0u} = -32.94 \text{KN.m}$$

$$\text{➤ En travée : } M_{0u}^t = 0.85M_{0u} = 31.75 \text{KN.m}$$

ELS :

$$q_{ser} = (G_p + G_{mur}) + P_{Lser} = 21.22 \text{KN/ml}$$

$$M_{0ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = 46.79 \text{KN.m}$$

$$\text{➤ En appui : } M_{0ser}^a = -0.4M_{0ser} = -18.72 \text{KN.m}$$

$$\text{➤ En travée : } M_{0ser}^t = 0.85M_{0ser} = 39.77 \text{KN.m}$$

Ferraillage de la poutre palière :

Armatures longitudinales :

ELU :

$$\text{➤ En travée : } M_u^t = 31.75 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{31.75 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times (31.5)^2} = 0,075$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées A'}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.075}) = 0.097$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - (0.4 \times 0.097)) = 0.961$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31.75 \times 10^3}{348 \times 31.5 \times 0.961} = 3.01 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_u^t; A_{\min}) = 3.01 \text{cm}^2$$

$$A_{app} = 3.35 \text{cm}^2 = 3T12$$

➤ En appuis : $M_u^a = 32.94 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{32.94 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times (31.5)^2} = 0,078$$

$\mu \leq \mu_{AB} = 0.186$ On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.078}) = 0.102$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - (0.40 \cdot 0.102)) = 0.959$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{32.94 \times 10^3}{348 \times 31.5 \times 0.959} = 3.13 \text{cm}^2$$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 1.14 \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_u^a; A_{\min}) = 3.13 \text{cm}^2$$

$$A_{app} = 3.39 \text{cm}^2 = 3T12$$

▪ **Vérification des contraintes:**

La fissuration est non préjudiciable, donc il faut que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

ELS:

➤ En travée : $M_{ser}^t = 39.77 \text{KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$S = \frac{30y^2}{2} - 15 \times 3.35(31.5 - y) = 0$$

$$S = 15y^2 + 50.85y - 1582.88 = 0$$

Donc $y = 8.71 \text{cm}$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_b = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_b = \frac{30 \times 8.71^3}{3} + 15 \times 3.35(31.5 - 8.71)^2$$

$$I_b = 32714.14 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_b} \times y = \frac{39.77 \times 10^3}{32714.14} \times 3.35 = 4.07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{On a : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{l'armature calculée à l'E.L.U convient}$$

➤ En appui : $M_{ser}^a = 18.72 \text{ KN.m}$

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$I_b = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$y = 8.78 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I_b = 33017.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_b} \times y = \frac{18.72 \times 10^3}{33017.05} \times 3.39 = 10.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{On a : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{l'armature calculée à l'E.L.U convient}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$q_u = 37.35 \text{ KN/ml}$$

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{37.35 \times 4.2}{2} = 78.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

V.2 Etude du Balcon :

Les balcons sont des parties solidaires de la construction, réalisés en porte à faux en console ; les balcons subissent un cisaillement vertical au droit de l'appui, la partie supérieure est sollicitée à l'extérieur tandis que la partie inférieure est comprimée.

La contrainte est maximale à l'appui, et nulle à l'extrémité libre ; la section d'encastrement n'est généralement renforcée par des goussets, tandis que l'extrémité libre reste la plus mince.

Etude d'un type de balcon :

▪ **Charge de mur extérieur :**

$$p = 2.73 \times 1.50 \rightarrow p = 4.095 \text{KN/ml}$$

Evaluation des moments :

Le calcul ce fait pour une bande de 1m de largeur

$$M_G = -G \times \frac{L^2}{2} = -6.56 \times \frac{1.5^2}{2} \rightarrow M_G = -7.38 \text{KN.m}$$

$$M_Q = -Q \times \frac{L^2}{2} = -3.5 \times \frac{1.5^2}{2} \rightarrow M_Q = -3.937 \text{KN.m}$$

$$M_P = -pL = -4.095 \times 1.5 = -6.14 \text{KN.m}$$

ELU :

$$M_u = 1.35(M_G + M_P) + 1.5M_Q \rightarrow M_u = -24.157 \text{KN.m}$$

ELS:

$$M_s = (M_G + M_P) + M_Q \rightarrow M_u = -17.45 \text{KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

▪ **E.L.U:** $M_u = -24.157 \text{KN.m}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} d = 0.9 \times h = 0.9 \times 15 \Leftrightarrow d = 13.5 \text{ cm} \\ \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Leftrightarrow \sigma_{bc} = 14.17 \text{MPa} \\ \mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Leftrightarrow \mu = 0.094 \end{array} \right.$$

$\mu = 0.094 < \mu_{AB} = 0.186$ On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$A'_u = 0 \Leftrightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.124$$

$$\beta = (1 - 0.40\alpha) = 0.95$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24.157 \times 10^{-3}}{0.95 \times 0.135 \times 348} = 5.41 \text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 1.63 \text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Armature finale :** \Rightarrow

$$A = 5.41 \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_u ; A_{min})$$

Choix de la section appliquée :

$$A = 5T12 = 5.65\text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.413\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 2T12 $A=2.26\text{cm}^2/\text{ml}$

ELS : $M_{\text{ser}} = -17.45\text{KN.m}$

➤ **Position de l'axe neutre :**

➤ **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$y=4.01\text{cm}$$

$$I_b = 9781.97\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_b} \times y = \frac{17.45 \times 10^3}{9781.97} \times 4.01 = 7.14\text{MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15\text{MPa}$ On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ l'armature calculée à l'E.L.U convient.

Vérification de disposition des armatures :

$$S_t \leq \text{Min}\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \text{Min}\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

τ_u : contrainte des cisaillements

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangente conventionnelle

$$T_u^{\text{max}} = (1.35G + 1.5Q) \times L + 1.35P \rightarrow T_u^{\text{max}} = 26.687\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{26.687 \times 10^3}{1.00 \times 0.135} = 0.198\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa} \text{ Fissuration préjudiciable } \gamma_b=1.5 \text{ cas générale}$$

Donc on a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{10}{150} = 0.1 \leq 0.063 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{Avec : } M_t = M_0$$

$$\Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 = \frac{24.15}{10 \times 24.15} = 0.1 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Contre balancement :

- Calcul de la largeur :

$$G_{balcon} = 0.15 \times 4.20 \times 1.50 \times 2500 = 23.625 \text{ KN}$$

$$G_{contre\ poids} = 0.20 \times 4.20 \times 2500 \times x = 21x \text{ KN}$$

$$\text{Pour assurer l'équilibre : } G_{balcon} = G_{contre\ poids} \quad 23.62 = 21x \quad x = 1.125 \text{ m}$$

ELU :

	Moment (KN)	μ	σ_s (MPa)	α	β	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{dopter} (cm ²)	Tableaux
travée	13.83	0.054	348	0.07	0.97	3.03	1.63	3.93	5T10

Tableau (V-7) : Calcul de ferrailage de contre balancement

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend comme choix : } A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T6/\text{ml}$$

$$\text{En travée : } M_{ser} = 10.18 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$S = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$S = \frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 3.93(13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 58.59y - 795.83 = 0$$

$$y = 3.45 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I_b = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 0$$

$$I_b = 7322.88 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_b} \times y = \frac{10.18 \times 10^3}{7322.88} \times 3.45 = 4.80 MPa$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15 MPa$ On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ l'armature calculée à l'E.L.U convient.

V.3. Etude de la cage d'ascenseur :

L'ascenseur de point de vue fonctionnelle est un appareil installé à demeure des serrant des niveaux définis, comportant une cabine dans une gaine, dont les dimensions et la construction permettent l'accès des personnes.

Définition technique :

La cabine :

C'est un organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter.

Elle est de type entièrement métallique à angle droit.

Et aussi est volume dont lequel se dépasse la cabine et le conte poids.

Définition d'ordre caractéristique :

- Charge maximale 10KN
- Nombre de personnes 13.
- Vitesse maximale 1 m/s.
- Course maximale.
- Nombre de niveau maximal.

Calcul de la dalle de la locale machine:

- Le poids de la cabine $C=62KN$.
- La surcharge nominale $P=10,00KN$.
- Le contre poids $Q=C+0,45P=66,5KN$.

Détermination de la force d'inertie :

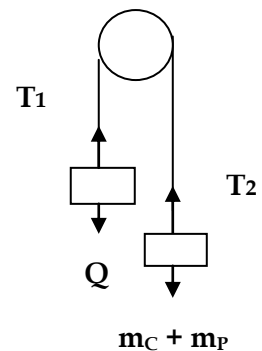
Le mouvement dans la course d'ascenseur se compose de:

- Mouvement uniformément accéléré " démarrage".
- Mouvement uniformément silencieux " commandé par le treuil".
- Mouvement retardé" freinage"

On néglige le poids de la poulie (y compris dans le poids du treillis) et les frottements du câble avec : $g = 10 m/s^2$

$$\Sigma \vec{F} = m \cdot \vec{\gamma}$$

$$(C + P) - T2 = (m_C + m_P) \gamma \dots\dots\dots (1)$$



$$Q + T_1 = m_Q - \gamma \dots\dots\dots(2)$$

$$\Rightarrow \Sigma M/O = 0 \Rightarrow T_1 = T_2 = T$$

$$(1) + (2) \Rightarrow \gamma = \frac{C + P - Q}{m_C + m_P + m_Q} = \frac{62 + 10 - 66.5}{62 + 10 + 66.5} \Rightarrow \gamma = 0.42 \text{ m/s}^2$$

$$F_I = |T_1| + |T_2| = 2T$$

$$T = T_1 = T_2 = Q + m_Q \cdot \gamma = 66,5 + (66,5 \times 0.42) = 94,43\text{KN} \Rightarrow F_I = 188,86 \text{ KN}$$

Détermination de la force dynamique maximale qui excite la dalle :

La force dynamique maximale est atteinte lorsque le travail est maximal, c'est – à – dire par un déplacement max

$$W = (C + P) \cdot h \text{ max} = (80 + 10) \times 16.24 = 1169,28\text{KN}$$

Puisque on ignore la fonction qui représente la charge impulsive on va prendre un spectre qui nous donne la réponse maximale la plus défavorable c'est le cas d'une impulsion rectangulaire

Le facteur d'amplification dynamique maximale d'où : D=2

$$F_P = D (P + C) = 2 \times (10+62) = 144 \text{ KN}$$

Charges sollicitant la dalle machine:

D'après le document technique, la dalle en béton armé doit avoir une épaisseur de 25cm.

Les charges sollicitant la dalle de la locale machinerie :

- Poids de la machine C = 80KN
- Charge nominal utile P = 10 KN
- Contre poids Q = 66,5 KN
- Force d'inertie F_I = 188,86 KN
- Force additionnelle provenant F_P = 144 KN

De l'excitation dynamique maximale

Charges permanente:

- Revêtement dallage (2 cm) : 0.02 x 22 = 0.44
 - Mortier de pose (3 cm) : 0.03 x 20 = 0.6
 - Isolation phonique : = 0.1
 - Médachape (3cm) : 0.03 x 22 = 0.66
 - Dalle en béton (25 cm) : 0.25 x 25 = 6.25
-
- $\Sigma G = 8.05 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation 1 KN/m² :

Calcul de la dalle :

- Charge répartie :

$$C_p = \frac{1}{2.8 + 1.9} \times 62 + 10 = 23.19 \text{KN/m}^2$$

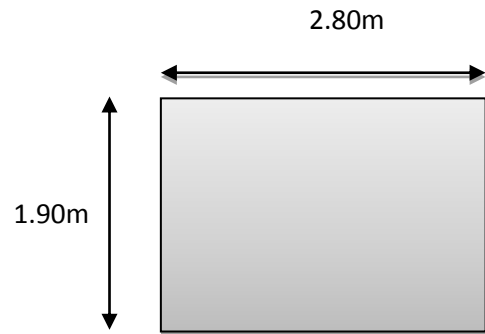
$$q = C_p + g = 23.19 + 8.05 = 31.24 \text{KN/m}^2$$

- Charge répartie à l'E.L.U:

$$P_u = 1.35q + 1.5Q + \frac{1.3}{2.8 \times 1.9} (F_1 + F_p + P + Q)$$

$$P_u = 1.35(31.24) + 1.5(1) + \frac{1.3}{2.8 \times 1.9} (188.86 + 144 + 10 + 66.5)$$

$$P_u = 143.71 \text{KN/m}^2$$



- Charge répartie à l'E.L.S:

$$P_{ser} = q + Q + \frac{1}{2.8 \times 1.9} (F_1 + F_p + P + Q)$$

$$P_{ser} = 31.24 + 1 + \frac{1}{2.8 \times 1.9} (188.86 + 144 + 10 + 66.5)$$

$$P_{ser} = 109.19 \text{KN/m}^2$$

La dalle repose sur quatre appuis:

$$\alpha = \frac{1.90}{2.80} = 0.68 > 0.4 \text{ Dalle portant suivant les deux sens}$$

Dalle	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU : $\gamma = 0$		ELS : $\gamma = 0.2$		$M_x = \mu_x q L_x^2$		$M_y = \mu_y M_x$	
		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	ELU	ELS	ELU	ELS
D	0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	36.83	14.86	2.82	8.30

Tableau. (V-8) : Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y

Sachant que μ_x, μ_y sont tirés du tableau (Annexe E₃ du BAEL) en fonction de la α et $\nu = 0$.

➤ Répartition des moments fléchissant:

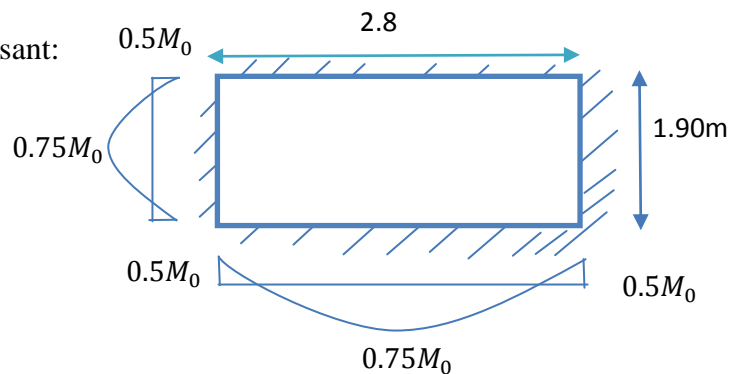


Figure (V-11) schéma statique de la dalle plane

	Sens-X		Sens-Y	
Dalle	M_a^x (KN/m)	M_t^x (KN/m)	M_a^y (KN/m)	M_t^y (KN/m)
D	ELU			
	18.41	27.62	1.41	2.12
	ELS			
	7.43	11.14	4.15	6.23

Tableau (V-8) : Tableau récapitulatif des moments aux états limites

Calcul de ferrailage :

- **ELU :**

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire de longueur $b = 1.00m$ et une hauteur libre utile $d = 0.9h = 0.9 \times 25 = 22.5cm$ soumise à la flexion simple.

$h - d \geq 2 \Leftrightarrow 1.5 < 2$ Donc on prend $d = 22cm$

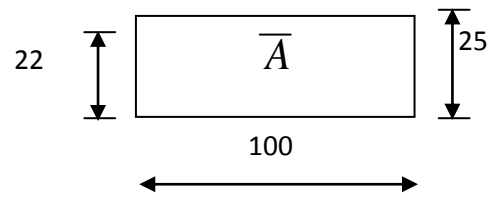


Figure (V-12): Section de calcul

Sens	section	M (KN.m)	μ	pivot	A'_u	α	β	A_{ser}^x (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
X-X	Travée	27.62	0,040	A	0	0.051	0.979	3.68	3.01	4.62=3T14/ml
	Appui	18.41	0.026			0.034	0.986	2.43	3.01	2.36=3T10/ml
Y-Y	Travée	2.12	0.004	A	0	0.051	0.979	0.28	3.01	2,01=4T8/ml
	Appuis	1.41	0.002			0.002	0.998	0.18	3.01	2,01=4T8/ml

Tableau. (V-9) récapitulatif de sollicitation de ferrailage

ELS (X-X) :

➤ Travée : $M_t = 11.14KN.m$

Position de l'axe neutre :

$y = 4.87cm$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_b = 12737.23$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} \times y = \frac{11.14 \times 10^3}{12737.23} \times 4.87 = 4.25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

			Y (cm ³)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (cm ³)
X-X	M _t ^x	11.14KN.m	4.87	12737.23	4.25	15	C.V
	M _a ^x	7.43KN.m	5.23	14899.22	2.61		C.V
Y-Y	M _t ^y	6.23KN.m	2.97	3193.56	5.79		C.V
	M _a ^y	4.15KN.m	2.97	3193.56	3.85		C.V

Tableau (V-10) vérification de contrainte

Vérification de l'effort tranchant :

- Armatures transversales :

➤ Au milieu de L_x : $T_{ux} = \frac{q \cdot L_x}{2} = \frac{143.71 \times 1.90}{2} = 136.52 \text{ KN.}$

➤ Au milieu de L_y : $T_{uy} = \frac{q \cdot L_y}{2} = \frac{143.71 \times 2.80}{2} = 201.19 \text{ KN.}$

Donc ; pour le panneau D on aura : $T_{ux} = 136.52 \text{ KN}$; $T_{uy} = 201.19 \text{ KN.}$

Sens - X :

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}}{b \cdot d} = \frac{136.52 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.62 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Sens-Y :

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{uy}}{b \cdot d} = \frac{201.19 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.91 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification de la flèche:

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

Pour les dalles rectangulaires appuyées sur les quatre cotées et d'après l'Art B-7-5 du BAEL91 :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b.d} \leq 4.2/f_e$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right)$

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

Nous avons :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{25}{280} = 0.08 > 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq 4.2/f_e \quad \Rightarrow \frac{4.62}{100.22} = 0.0021 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \quad \Rightarrow 0.08 > \frac{1 \times 27.62}{10 \times 36.83} = 0.07 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

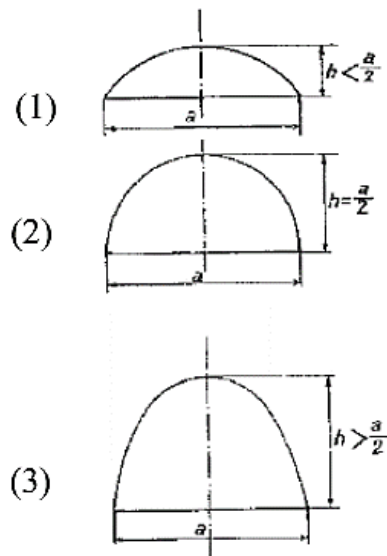
V.4 Les coupoles :

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme de plupart du temps circulaire, mais aussi polygonal ou de toute autre forme, selon sa flèche, la coupole est surbaissée, en plein cintre , ou surhaussée. La forme de la méridienne être très variée. En principe, la coupole comporte une coque mince, généralement de révolution raidie ou non par des nervures, soit méridiennes, soit parallèles soit dans les deux sens. Elle est munie généralement d'une ceinture de base, reposant sur des appuis soit continus, soit ponctuels [5].

a) **Classifications** : Selon la Forme en plan :

Sur Plan circulaire (coupole de révolution)

- Coupole surbaissée (1)
- Coupole en plein cintre (2)
- Coupole surhaussée (3)



Avec :

h : Hauteur de la coupole.

a : Diamètre de la coupole

on a :

$h = 2.9m ; a = 5.8m.$

$$\frac{a}{2} = \frac{5.8}{2} = 2.9m$$

Donc $h = \frac{a}{2} = 2.9m$

⇒ *La coupole de notre projet est une coupole en plein cintre sphérique.*

Etude d'une coupole sphérique :

- Pré dimensionnement :

Le choix de l'épaisseur de la coupole.... [6]

L'épaisseur est de 6 à 8cm au sommet donc on prend épaisseur =8 cm au sommet.

L'épaisseur 8cm à 12cm a la base : donc on prend épaisseur =12 cm à la base.

Descente de charge :

- Dalle en béton armé : $0.08 \times 25 \dots \dots \dots 2KN/m^2$
- Isolation $\dots \dots \dots 0.4KN/m^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_1}{e} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.55 \times 10^{-3}}{0.12} = 0.06\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.06\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Ferraillage :

Armature treilles soudé au milieu de épaisseur ($\emptyset 6\text{mm}$ tous les 15cm)

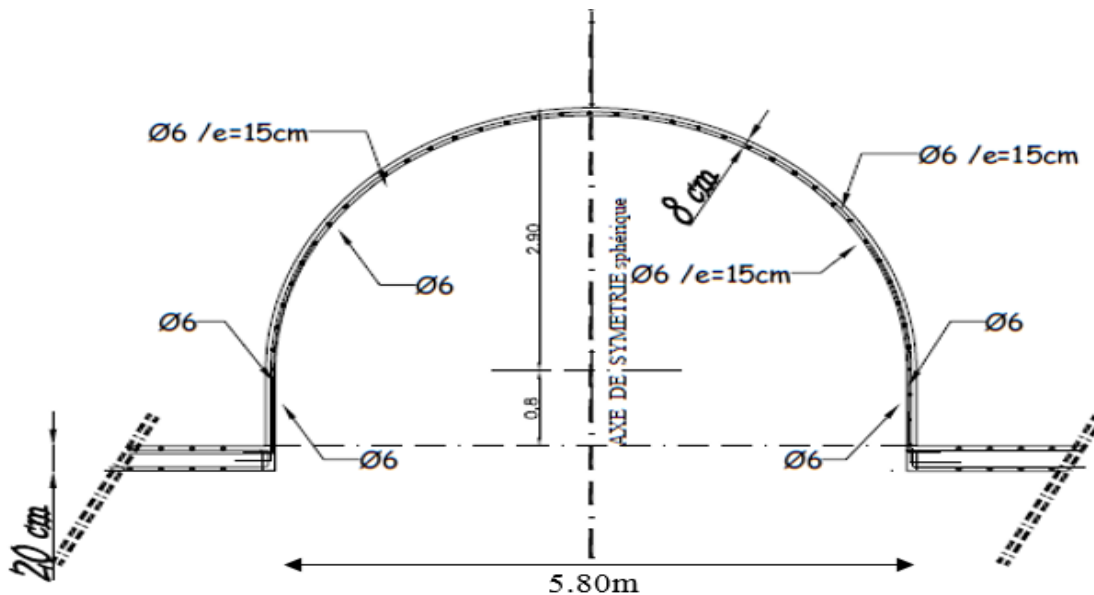


Figure (V-13) Ferraillage et détail de la coupole

V.5. Etude de L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire qui se trouve au niveau supérieur de la structure sur toute la périphérie elle est encastrée à la base au plancher terrasse. C'est un élément de protection contre le ruissellement des eaux pluviales sur les façades et pour les travaux de maintenance.

L'acrotère sera calculé en flexion composée du fait qu'elle est soumise à un effort normal qui n'est autre que son poids propre et un fléchissant due à une charge.

Dimensionnement :

Les dimensions de l'acrotère sont représentées comme suit :

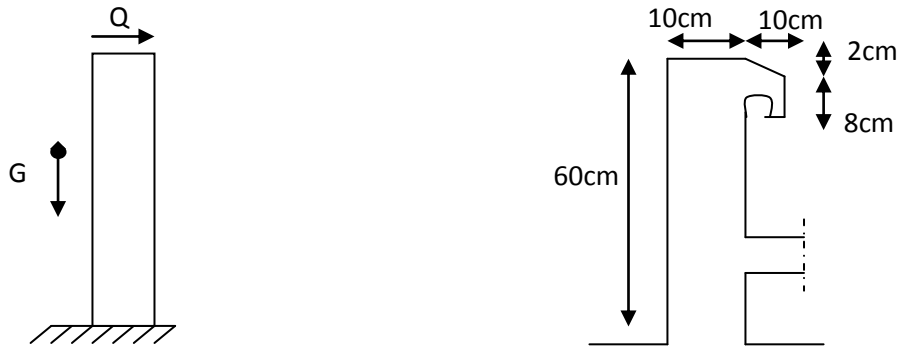


Schéma statique

Coupe verticale de l'acrotère

Figure (V-14) : Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique**Calcul numérique:**

L'acrotère sera calculé à l'E.L.U et à E.L.S en flexion composée.

1) calcul des charger :

Le calcul s'effectue pour une ponde de 1m.

• **poids propre :**

$$S = \frac{(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (0.02 \times 0.2)}{2}$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = 0.069 \times 25 = 1.73 \text{ kN/ml}$$

Revêtement en enduit de ciment :

$$0.02 \times 2000(0.6 + 0.2 + 0.08 + 0.1 + 0.5) \times 10^{-2} = 0.59 \text{ kN/ml}$$

$$G = 1.73 + 0.59 = 2.32 \text{ kN/ml}$$

• **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \text{ (due à la main courante)}$$

2. Sollicitations :**a) - E.L.U :**

$$\text{- Effort normal de compression : } N_u = G = 2.32 \text{ kN/ml.}$$

Nu garde la même valeur sans majoration, afin d'obtenir le cas la plus défavorable

$$\text{- Moment fléchissant : } M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN/ml}$$

$$\text{- Effort tranchant : } T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN/ml}$$

b) - E.L.S:

$$\text{- Effort normal de compression : } N_s = G = 2.32 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{- Moment fléchissant : } M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN/ml}$$

$$\text{- Effort tranchant : } T_s = Q = 1 \text{ kN/ml}$$

1.5. Ferrailage : (E.L.U.R)

$b = 100\text{cm}$, aciers FeE400 , $C = 2\text{ cm}$, $d = 8\text{cm}$

L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

Calcul d'excentricité :

D'après le B.A.E.L 91 :

e_0 : l'excentricité du centre de pression $e_0 = \frac{M_u}{N_u}$.

Donc: $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.32} = 0.38\text{m} = 38\text{cm}$.

D'où : $e_0 = 38.80\text{cm} > \frac{h}{2} = 5\text{ cm}$.

⇒ Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment M_u , puis en flexion composée où la section d'armatures qui sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

Calcul de Ferrailage :**a-Le moment fictif :**

$$M_f = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

C : étant l'enrobage des armatures (fissuration préjudiciable $c=2$)

$$M_f = 2.32 \left(0.38 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.35\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0.35 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 8^2} = 0.004$$

$\mu = 0.004 < \mu_{AB} = 0.196$ Armatures comprimées non nécessaires.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_u = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 4.83 \times 10^{-3}$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.998$$

$$A_f = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.35 \times 10^3}{0.998 \times 8 \times 348} = 0.13\text{cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_f - \left(\frac{N}{100\sigma_s} \right) = 0.13 - \left(\frac{2.32 \times 10^3}{100 \times 348} \right) = 0.063\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A' = 0$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_f; A_{min}) = \max(0.13; 0.96) = 0.96 \text{ cm}^2$$

Le choix : 4T8/ml \longrightarrow $A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'espacement :

D'après **B.A.E.L 91**

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$S_{tmax} = \min(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{tmax} = \min(3 \times 10; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_{tmax} < S_t \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$S_t = \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 3T6/ml \longrightarrow $A = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'espacement :

$$e = \min(4h; 44 \text{ cm}) \Rightarrow e = \min(4 \times 10; 44 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

➤ ELS :

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

Fissuration Préjudiciables : $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$

$$S = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow y = 1.15 \text{ cm}$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = b \times y^3 + 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow I = 310.32 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 2.22 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ l'armature calculée à l'ELU convient

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 19.86 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = \min(266.6; 202) \text{ Mpa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 202 \text{ cm}^4$$

On a : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Leftrightarrow$ l'armature calculée à l'ELU convient

Vérifications des contraintes de cisaillements :

$$\bar{\tau} = \min(0.15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 8} = 1.87 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.87 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

- IL n'y a pas de reprise de bétonnage \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CHAPITER VI
FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est la détermination des sections de ferrailage des éléments structuraux en béton armé, qui interviennent dans la résistance à différentes actions agissantes sur la structure. Ce ferrailage doit être calculé de manière à résister les combinaisons les plus défavorables.

L'étude est menée principalement selon les recommandations des le RPA v 2003 et les vérifications suivantes les différents règlements tel que le BAEL91

VI.1. Etudes des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent et distribuent les charges vers les fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux de compression N et à des moments fléchissant M , donc ils sont sollicités à la flexion composée dans les deux sens longitudinal et transversal. Les armatures sont déterminées sous le couple de sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \Rightarrow \max (M_{22 \text{ corp}}; M_{33 \text{ corp}}).$$

On a deux types de poteaux à étudier :

➤ **Type Carrée :**

- 1 $\Rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- 2 $\Rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$
- 3 $\Rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$

➤ **Type Circulaire :**

- 1 $\Rightarrow 60 \text{ cm}$
- 2 $\Rightarrow 40 \text{ cm}$
- 3 $\Rightarrow 35 \text{ cm}$
- 4 $\Rightarrow 30 \text{ cm}$

Les

armatures

sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U)

sous l'effet

des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants:

▪ **Cas durable :**

- Béton :

$$\gamma_b = 1.5$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

- Acier :

$$\gamma_s = 1.15$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

▪ **Cas accidentel :**

-Béton :

$$\gamma_b = 1.15$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de ferrailage poteau Carrée:**

Résultats obtenus par les combinaisons :

A l'aide du fichier des résultats donné par le Robot ; on aura les résultats suivants en [kN] et [KN.m].

Bloc A :

Nous présentons dans cette partie le récapitulatif des sollicitations et des ferrailages des poteaux dans le bloc A.

Niveaux	Combinaison						
	ELU			ELS			
	N_{max} (KN)	M_{22} (KN.m)	M_{33} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{22} (KN.m)	M_{33} (KN.m)	T (KN)
2 étages	180.43	0.05	6.74	130.57	0.01	4.88	10.03
1 étage	196.22	1.67	13.64	141.33	0.62	9.64	9.12
RDC	344.63	0.87	5.95	247.76	1.19	4.21	8.98
S-sol	510.46	0.05	6.41	363.55	0.02	4.49	19.80

Tableau (VI- 1) : Valeurs des sollicitations du bloc A

➤ **Recommandations par le RPA99 version 2003 :**

D'après le RPA99 v 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal $A_{min} = 0.7 \%$.
- Leur pourcentage maximal sera :
 En zone courante $A_{max} = 4\%$
 En zone de recouvrement $A_{max} = 6\%$.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ .
- La distance maximale entre les barres verticales dans une surface d'un poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

VI.1.1.Exemple de calcul pour le poteau carré s-sol (40x40) cm² du Bloc A

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau Sous-sol, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

- Ferrailage longitudinale :

Les poteaux se calculent selon la flexion composée, ou à la compression simple si l'effort normale est appliqué au noyau central de section de poteau :

- Une section rectangulaire soumise à flexion composée si :

$$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h}{12}$$

- Une section rectangulaire soumise à la compression simple :

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{12}$$

- ELU :

Les sollicitations prises en compte :

$$N_{\max} = 510.46 \text{ KN}$$

$$M_{22} = 0.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{33} = 6.41 \text{ KN.m}$$

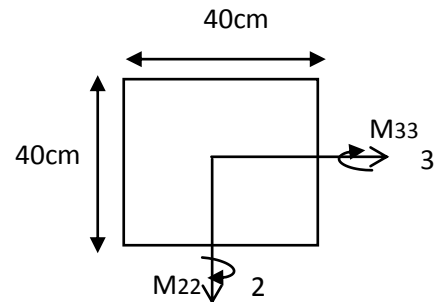


Figure (VI- 1) section poteaux (40×40) cm²

$$e_{Gu} = \frac{M_{22}}{N_{\max}} = \frac{0.05}{510.46} = 9.795 \times 10^{-5} \text{ m} = 9.795 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

$$e_{Gu} = \frac{M_{33}}{N_{\max}} = \frac{6.41}{510.46} = 0.013 \text{ m} = 1.3 \text{ cm}$$

- Alors : l'effort de compression N est excentré par 1 cm de l'axe neutre ; dans la zone de noyau centrale. Donc la sollicitation est considérée comme compression simple

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$b = 40 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm}; d = 36 \text{ cm}; C = 4 \text{ cm}.$$

$$\text{Situation accidentelle: } \gamma_b = 1.15 \text{ cm}; \gamma_s = 1.5 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_u = 88.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{uA} \times 10^3}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0.11$$

$$\varepsilon_s = 2\% \frac{1 - \alpha}{\alpha} = 8.5 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s = 1785 \text{ MPa}$$

$$A'_1 = \frac{M_{uA} - (d - 0.5h)bh\sigma_{bc}}{(d - d')\sigma_s} = \frac{88.08 - (36 - 20) \times 40 \times 40 \times 14.17}{(36 - 3.96) \times 1785}$$

$$A'_1 = -6.34 < 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 = \frac{N_{uA} - 100bh\sigma_{bc}}{100\sigma_2} = \frac{510.46 \times 10 - 100 \times 40^2 \times 14.17}{100 \times 1785}$$

$$A'_2 = -12.67 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A'_2 = 0 \text{ cm}^2$$

- ✓ Section minimale des armatures posée par le RPA99 v 2003 :

$$A_{\min} = 0.7\% B.$$

$$A_{\min} = \frac{0.7}{100} \times 40^2$$

$$A_{\min} = 11.2\text{cm}^2$$

✓ Section maximale des armatures :

- En zone courante :

$$A_{\max} = 4\% B = 64\text{cm}^2$$

- En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% B = 96\text{cm}^2$$

✓ Le choix de section de ferrailage :

$$A_{\text{fer}} \geq \max(A, A_{\min})$$

$$\text{On opte : } 4\text{ T14} = 6.16\text{cm}^2; 4\text{ T16} = 8.04\text{cm}^2$$

• ELS :

$$e_{Gs} = \frac{M_{22}}{N_{\max}} = \frac{0.02}{363.55} = 5.50 \times 10^{-5}\text{m} = 5.50 \times 10^{-2}\text{cm}$$

$$e_{Gs} = \frac{M_{33}}{N_{\max}} = \frac{4.94}{363.55} = 0.014\text{m} = 1.4\text{cm}$$

$$B_0 = bh + 15(A'_1 + A'_2) = 1600\text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'_1 d' + A'_2 d)}{B_0} = 20\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20\text{cm}$$

$$I'_{zz} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15(A'_1(V_1 - d')^2 + A'_2(V_1 - d')^2) = 213333.3\text{cm}^4$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100B_0} = 2.27 \times 10^{-4}\text{MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I'_{zz}} = 2.10 \times 10^{-6}\text{ N/cm}^3$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 - K V_1 = 2.27 \times 10^{-4}\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \sigma_0 - K V_2 = 2.27 \times 10^{-4}\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MP}$$

➤ Détermination de la zone nodale : (RPA 99 version 2003)

$$L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{400}{6}; 40; 40; 60\text{cm}\right)$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} h' = 70\text{ cm} \\ L' = 80\text{ cm} \end{cases}$$

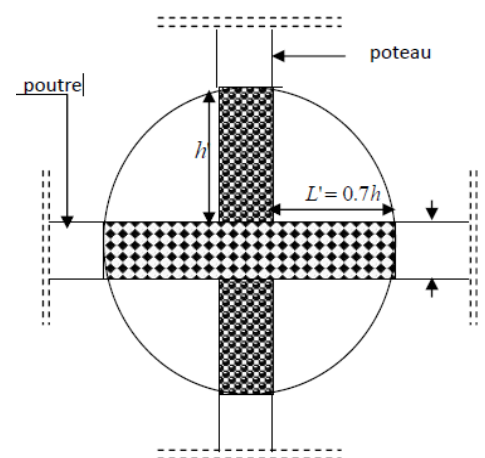


Figure (VI- 2) : Schéma de la zone nodale

✓ Ferrailage transversale :

✓ Diamètre des armatures :

Selon le RPA 99 v 2003, les armatures transversales des poteaux, sont calculées à l'aide de formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

D'où :

A_t : représente la section des armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de fragile de la rupture par effort tranchant

V_u : Effort tranchant du calcul.

h_1 : Hauteur totale de section brute de poteau ; $h_1 = h$.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

t : L'espacement entre les armatures transversales.

Coefficient correcteur ρ_a :

$$\rho_a \Rightarrow \begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5 ; \Rightarrow \rho_a = 3.75 \\ \text{si } \lambda_g < 5 ; \Rightarrow \rho_a = 2.5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 400}{40} = \Rightarrow \lambda_g = 7 > 5$$

λ_g : Précédemment déterminée ; $\lambda_g = 7$

Alors :

$$\rho_a = 3.75$$

L'espacement t :

$$t : \begin{cases} t \leq \min(10 \phi_1; 15\text{cm}) \text{ dans la zone nodale} \\ t' \leq 15 \phi_1 \text{ dans la zone courante} \end{cases}$$

$$t : \begin{cases} t = 10 \text{ cm} & \text{dans la zone nodale} \\ t' = 15 \text{ cm} & \text{dans la zone courante} \end{cases}$$

Ou ϕ_1 : représente le diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

✓ Dans la zone courante :

$$V_u = 406.78 \text{ kN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t' = \frac{3.75 \times 19.80 \times 10}{40 \times 400} \times 20$$

$$A_t = 0.928 \text{ cm}^2$$

✓ Dans la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{3.75 \times 19.80 \times 10}{40 \times 400} \times 15$$

$$A_t = 0.696 \text{ cm}$$

Le BAEL91 exige également que le diamètre des armatures transversale ϕ_t , est déterminé selon la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right)$$

$$\phi_t \leq 11.43 \text{ mm}$$

Donc on adopte des cadres de $\phi 6$.

- Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement L_r , dans la zone I à est donnée par le RPA99 version 2003, égale à 40ϕ , alors :

$$L_r = 40 \phi = 40 \times 25 = 1000 \text{ mm} = 1 \text{ m}$$

- Résumer les résultats dans un tableau :

➤ BLOC A :

Niveau	Section poteaux (cm ²)	A' ₁ (cm ²)	A' ₂ (cm ²)	A _{min} (RPA) cm ²	Choix des Armatures Cm ²
2 et 1 étages	35×35	négatif	négatif	9.8	6.16=4T14 4.52=4T12
RDC et S-sol	40×40			11.2	6.16=4T14 8.04=4T16

Tableau (VI- 2) : Ferrailage des poteaux du bloc A

➤ Vérification de l'effet tranchant :

$$T_{\max} = 19.80 \text{ KN}$$

La vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton:

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{19.80 \times 10^3}{(0.4 \times 0.36) \times 10^6} \Rightarrow \tau_u = 0.14 \text{ MPa}$$

τ_u : la contrainte de cisaillement.

T_u : l'effort tranchant.

b: largeur de la section est égale = 40 cm

d: la distance entre la fibre supérieure et les armatures Inférieures.

- Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u < \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = \min(3.33; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

Donc: $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ d'après le calcul de l'effort tranchant la condition de cisaillement est vérifiée.

	T_{\max} (MPa)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
BLOC A	19.8	0.14	3.33	C.V
BLOC B	46.40	0.32	3.33	C.V
BLOC C	21.72	0.15	3.33	C.V
BLOC D	67.58	0.47	3.33	C.V

Tableau (VI- 3) : Vérification de l'effort tranchant dans les poteaux des blocs A, B, C et D

	Section Poteau (cm ²)	λ_g	ρ_a	T_{MAX} (KN)	h (cm)	fe (MPa)	T zone nodal (cm)	t' zone courante (cm)
BLOC A	40×40	7	3.75	10.82	50	235	10	15
BLOC B	40×40		3.75	33.65	50	235	10	15
BLOC C	40×40		3.75	21.04	50	235	10	15
BLOC D	40×40		3.75	67.58	50	235	10	15

Tableau (VI- 4) : Section d'armatures minimales en section nodale et courantes des blocs (A, B, C et D)

➤ Schémas de ferrailage :

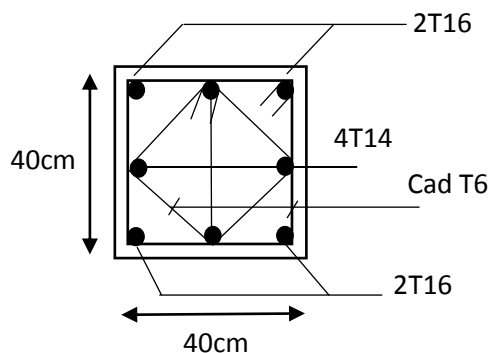


Figure (VI- 3) : ferrailage de poteaux (40×40) cm²

➤ BLOC B :

Nous présentons dans cette partie le récapitulatif des sollicitations et des ferraillements des poteaux carré dans le bloc B.

Niveaux	Combinaison						
	ELU			ELS			
	N_{max} (KN)	M_{22} (KN.m)	M_{33} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{22} (KN.m)	M_{33} (KN.m)	T (KN)
3étage	194.13	16.65	6.53	140.47	11.91	0.34	9.55
2 étages	359.66	18.56	3.41	258.32	13.06	2.43	17.46
1 étage	535.62	1.24	0.93	390.66	1	0.66	14.41
RDC	567.50	3.82	0.05	402.98	2.36	0.06	9.05
S-sol	685.66	5.99	4.73	501.79	4.44	3.50	46.40

Tableau (VI- 5) : Valeurs des sollicitations du bloc B

✓ Ferrailage :

Niveau	Section poteaux (cm ²)	A'_1 (cm ²)	A'_2 (cm ²)	A_{min} (RPA) cm ²	Choix des Armatures Cm ²
3 étages	30×30	négatif	Négatif	7.2	9.05=8T12
2 et 1 étages	35×35			9.8	6.16=4T14 4.52=4T12
RDC et S-sol	40×40			11.2	6.16=4T14 8.04=4T16

Tableau (VI- 6) : Ferrailage des poteaux du bloc B

➤ BLOC C :

Nous présentons dans cette partie le récapitulatif des sollicitations et des ferraillements des poteaux carré dans le bloc C.

	Combinaison						
	ELU			ELS			
Niveaux	N_{max} (KN)	M_{22} (KN.m)	M_{33} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{22} (KN.m)	M_{33} (KN.m)	T (KN)
2 étages	172.86	0.3	16.70	125.17	0.25	11.97	14.73
1 étage	320.04	0.28	13.63	229.88	0.21	9.73	11.19
RDC	46.97	0.35	15.02	335.86	0.24	10.69	8.56
S-sol	617.76	0.02	5.52	441.66	0.01	3.92	21.72

Tableau (VI- 7) : Valeurs des sollicitations du bloc C

✓ Ferrailage :

Niveau	Section poteaux (cm ²)	A'_1 (cm ²)	A'_2 (cm ²)	A_{min} (RPA) cm ²	Choix des Armatures Cm ²
2 et 1 étages	35×35	négatif	Négatif	9.8	6.16=4T14 4.52=4T12
RDC et S-sol	40×40			11.2	6.16=4T14 8.04=4T16

Tableau (VI- 8) : Ferrailage des poteaux du bloc C

❖ Ferrailage des poteaux circulaire :

➤ BLOC D :

Nous présentons dans cette partie le récapitulatif des sollicitations et des ferrailages des poteaux circulaire dans le bloc D

Niveaux	Combinaison						
	ELU			ELS			T (KN)
	N_{max} (KN)	M_{22} (KN.m)	M_{33} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{22} (KN.m)	M_{33} (KN.m)	
8.5 m	1378.62	54.13	166.1	1013.18	39.78	121.99	67.58

Tableau (VI- 9) : Valeurs des sollicitations du bloc D

VII.1.2 Exemple de calcul pour le poteau circulaire :

- Poteau circulaire $D=60\text{cm}$

- ELU :

$$e_{Gu} = \frac{M_{22}}{N_{max}} = \frac{54.13}{1378.62} = 0.039\text{m} = 3.9 \text{ cm}$$

$$e_{Gu} = \frac{M_{33}}{N_{max}} = \frac{166.1}{1378.62} = 0.12\text{m} = 12.04 \text{ cm}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_{uA} = N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) + M_u = 496.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{uA} \times 10^3}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0.2 \leq 0.306$$

$$\varepsilon_s = 2\text{‰} \frac{1 - \alpha}{\alpha} = 8.5 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s = 1785 \text{ MPa}$$

$$A'_1 = \frac{M_{uA} - (d - 0.5h)\pi r^2 \sigma_{bc}}{(d - d')\sigma_s} = \frac{496.97 - (54 - 30) \times 3.14 \times 30^2 \times 14.17}{(54 - 5.94) \times 1785}$$

$$A'_1 = -11.20 < 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 = \frac{N_{uA} - 100\pi r^2 \sigma_{bc}}{100\sigma_2} = \frac{1378.62 \times 10 - 100 \times 3.14 \times 30^2 \times 14.17}{100 \times 1785}$$

$$A'_2 = -22.36 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A'_2 = 0 \text{ cm}^2$$

- ELS :

$$e_{Gs} = \frac{M_{22}}{N_{max}} = \frac{39.78}{1013.18} = 0.039\text{m} = 3.93 \text{ cm}$$

$$B_0 = \pi r^2 + 15(A'_1 + A'_2) = 2826 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{\pi r^3}{2} + 15(A'_1 d' + A'_2 d)}{B_0} = 15 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 45 \text{ cm}$$

$$I'_{zz} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15(A'_1(V_1 - d')^2 + A'_2(V_1 - d')^2) = 1890000 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100B_0} = 3.59 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I'_{zz}} = 6.54 \times 10^{-5} \text{ N/cm}^3$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 - K V_1 = 2.61 \times 10^{-3} \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \sigma_0 - K V_2 = 2.27 \times 10^{-4} \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Section minimale des armatures posée par le RPA99 v 2003 :

$$A_{\min} = 0.7\% B.$$

$$A_{\min} = \frac{0.7}{100} \times \pi r^2$$

$$A_{\min} = 19.78 \text{ cm}^2$$

✓ Section maximale des armatures :

- En zone courante :

$$A_{\max} = 4\% B = 113.04 \text{ cm}^2$$

- En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% B = 196.56 \text{ cm}^2$$

✓ Le choix de section de ferrailage :

$$A_{\text{fer}} \geq \max(A, A_{\min}) = 19.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte : } 8 \text{ T20} = 25.03 \text{ cm}^2$$

- Résumer les résultats dans un tableau :

Niveau	Section poteaux (cm ²)	A' ₁ (cm ²)	A' ₂ (cm ²)	A _{2 min} (RPA) cm ²	Choix des Armatures Cm ²
8.5 m	60	négatif	négatif	19.78	8T20=25.03

Tableau (VI- 10) : Ferrailage des poteaux du bloc D

➤ **Ferrailage transversale :**

Diamètre des armatures :

Selon le RPA 99 v 2003, les armatures transversales des poteaux, sont calculées à l'aide de formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

D'où :

A_t : représente la section des armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de fragile de la rupture par effort tranchant

V_u : Effort tranchant du calcul.

h_1 : Hauteur totale de section brute de poteau $h_1 = h$.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

t : L'espacement entre les armatures transversales.

Coefficient correcteur ρ_a :

$$\rho_a \Rightarrow \begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5 ; \Rightarrow \rho_a = 3.75 \\ \text{si } \lambda_g < 5 ; \Rightarrow \rho_a = 2.5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 850}{60} = \Rightarrow \lambda_g = 9.92 > 5$$

λ_g : Précédemment déterminée ; $\lambda_g = 9.92$

Alors :

$$\rho_a = 3.75$$

✓ L'espacement t :

$$t : \begin{cases} t \leq \min(10 \phi_l; 15\text{cm}) \text{ dans la zone nodale} \\ t' \leq 15 \phi_l \text{ dans la zone courante} \end{cases}$$

$$t : \begin{cases} t = 10 \text{ cm} & \text{dans la zone nodale} \\ t' = 15 \text{ cm} & \text{dans la zone courante} \end{cases}$$

Où ϕ_l : représente le diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

✓ Dans la zone courante :

$$V_u = 406.78 \text{ kN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t' = \frac{3.75 \times 406.78 \times 10}{60 \times 400} \times 20$$

$$A_t = 2.11 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{3.75 \times 67.58 \times 10}{40 \times 400} \times 15$$

$$A_t = 2.375 \text{ cm}$$

Le BAEL91 exige également que le diamètre des armatures transversales ϕ_t , est déterminé selon la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

Donc on adopte des cadres de $\phi 6$.

- Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement L_r , dans la zone I a est donnée par le RPA99 version 2003, égale à 40ϕ , alors :

$$L_r = 40 \phi = 40 \times 20 = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm}$$

- **Schémas de ferrailage :**

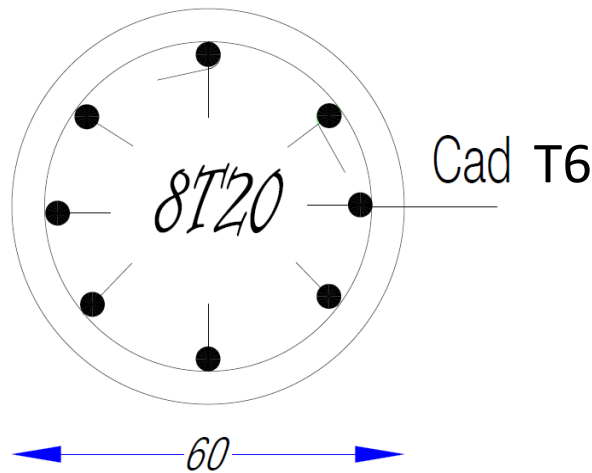


Figure (VI- 4) ferrailage poteaux circulaire (60 cm)

- **BLOC B :**

Nous présentons dans cette partie le récapitulatif des sollicitations et des ferrailages des poteaux circulaire dans le bloc B

Poteaux (D) cm	Combinaison						T (KN)
	ELU			ELS			
	N_{max} (KN)	M_{22} (KN.m)	M_{33} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{22} (KN.m)	M_{33} (KN.m)	
30	86.64	4.47	10.88	62.65	3.19	7.84	8.08
35	276.01	4.08	6.11	179.30	2.83	4.15	2.61
40	305.33	8.20	1.32	214.04	0.27	1.89	13.28

Tableau (VI- 11) : Valeurs des sollicitations du bloc B

✓ Ferrailage :

Niveau	Section poteaux D (cm ²)	A'1 (cm ²)	A'2 (cm ²)	A _{min} (RPA) cm ²	Choix des Armatures Cm ²
3 étages	30	négatif	Négatif	4.94	6.78=6T12
1et 2 étage	35			6.73	9.05=8T12
RDC et S-sol	40			8.79	12.31=8T14

Tableau (VI- 12) : Ferrailage des poteaux du bloc B

Tableau de ferrailage :

Ferrailages des poteaux carrés (b×h) cm ²	
40×40	
35×35	30×30

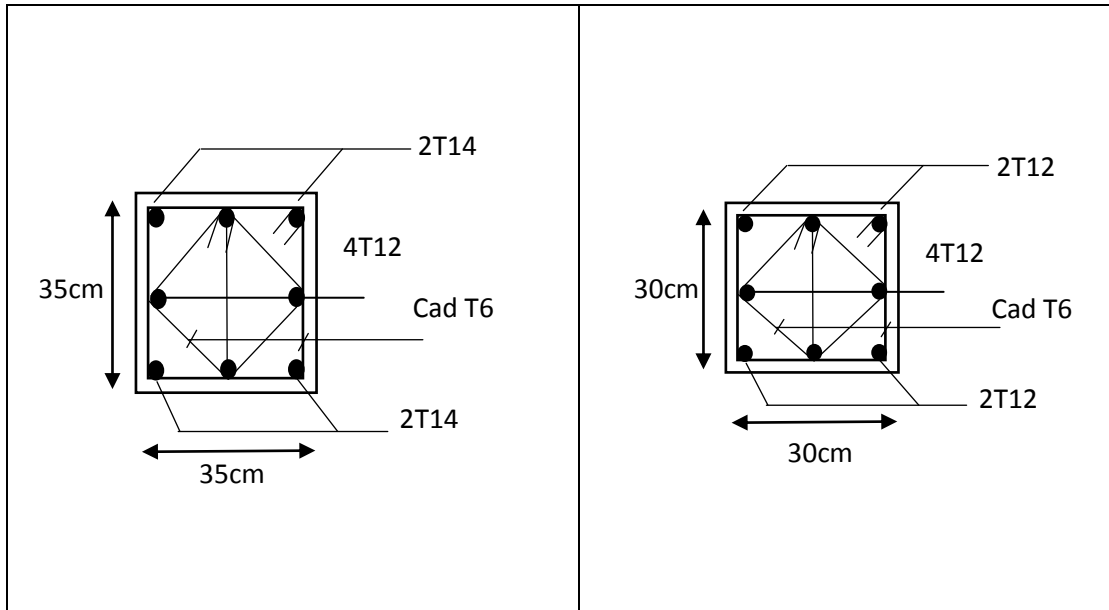


Tableau (VI- 13) : Tableau récapitulatif ferrailage des poteaux carrés

<i>Ferrillages des poteaux circulaires (D) cm</i>	
<i>60cm</i>	<i>40cm</i>
<i>35cm</i>	<i>30cm</i>

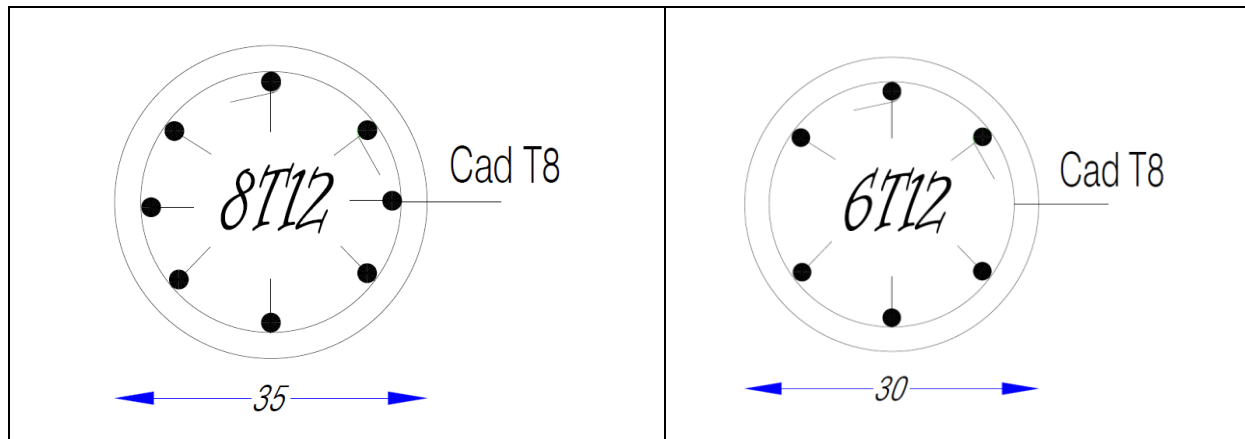


Tableau (VI- 14) : Tableau récapitulatif ferrailage des poteaux circulaire VI.2-Etudes des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles

- ❖ Poutre principale :
- Résultats obtenus par les combinaisons :

Le tableau suivant représente les sollicitations agissantes sur les poutres principales et secondaires, obtenus par le logiciel Robot

A l'aide du fichier des résultats donné par le Robot portant ; On aura les résultats suivants en [kN] et [KN.m]

		Poutres Principals			
		Combinaison poutre	M_{max}		T_{max}
			$M_{travée}$	M_{appuis}	
Bloc A	ELU	65.50	-112.84	93.59	
	ELS	48.14	-78.14		
Bloc B	ELU	85.06	-67.52	88.61	
	ELS	61.50	-48.50		
Bloc C	ELU	52.83	-87.14	69.44	
	ELS	48.92	-49.40		
Bloc D	Partier 1	ELU	2310.97	-310.78	784.34
		ELS	1884.33	-228.34	
D	Partier 2	ELU	68.03	-73.82	73.42
		ELS	49.89	-54.15	

Tableau (VI- 15) : Résultats des moments et des efforts tranchants

➤ **Calcul ferrailage :**

Poutre principale (35 × 50) cm²

En travée :

• **ELU :**

En travée : $M_u^t = 65.50 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{65.50 \times 10^3}{14,17 \times 35 \times 45^2} = 0.065$$

$\mu = 0.065 < \mu_1 = 0.186 \Rightarrow$ La section est simple armature, l'armature de compression n'est pas nécessaire. Donc A' n'existe pas.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.065}) = 0.084$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.966$$

$$A = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{65.50 \times 10^3}{348 \times 0.966 \times 45} = 4.32 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (CNF) :

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.90 \text{ cm}^2$$

✓ Section des armatures minimale posée par le RPA99 v 2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 8.75 \text{ cm}^2$$

✓ Section des armatures maximale posée par le RPA99 v 2003 :

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 4\% b \times h = 70 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% b \times h = 105 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{\text{adoptée}} = \max(A_{\text{calcul}}; A_{\min \text{ RPA}}; A_{\text{CNF}}) = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix au tableaux: } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}16 = 9.42 \text{ cm}^2$$

• **ELS :**

A-En travée : $M_{\text{ser}}^t = 48.14 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$S = \frac{35 \times y^2}{2} - 15 \times 4.34(45 - y) = 0$$

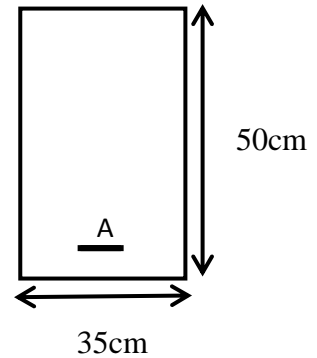


Figure (VI- 5) section de poutre (35×50)

$$17.5y^2 + 65.1y - 2929.5 = 0$$

$$y = 11.21\text{cm}$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_b = \frac{by^2}{2} + 15A(d - y)^2 = 0$$

$$I_b = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I_b = \frac{35 \times 11.21^3}{3} + 15 \times 4.34(45 - 11.21)^2$$

$$I_b = 74459.63\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_b} \times y = \frac{48.14 \times 10^3}{74459.63} \times 11.21 = 7.25\text{MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15\text{MPa}$ On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ l'armature calculée à l'E.L.U convient.

- ELUR :

- En appuis : $M_u^a = 112.84\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{112.84 \times 10^3}{14,17 \times 35 \times 45^2} = 0.112$$

$\mu = 0.112 < \mu_1 = 0.186 \Rightarrow$ La section est simple armature, l'armature de compression n'est pas nécessaire.

Donc A' n'existe pas.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.112}) = 0.148$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.940$$

$$A = \frac{M_t^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{112.84 \times 10^3}{348 \times 0.940 \times 45} = 7.66\text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité (CNF) :

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.90 \text{ cm}^2$$

✓ Section des armatures minimale posée par le RPA99 v 2003 :

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 8.75\text{cm}$$

✓ Ferrailage transversale :

- Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{500}{35}; \frac{350}{10}; 25 \right)$$

$$\phi_t \leq 15 \text{ mm}$$

On adopte des cadres de ϕ 10

✓ Espacement :

D'après le RPA 99 v 2003 :

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right) \leq \min (12.5; 30) \leq 12.5 \text{ cm}$$

$$S_t = 12.5 \text{ cm}$$

$$\checkmark A_{adoptee} = \max(A_{calcul}; A_{minRPA}; A_{CNF}) = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix au tableaux: } 3HA12 + 3HA16 = 9.42 \text{ cm}^2$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$.

✓ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ Recouvrement :

$$\text{Pour : } \phi = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 61 \text{ cm}$$

On adopte $L_r = 0.60 \text{ m}$

$$\text{Pour : } \phi = 2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

On adopte $L_r = 0.80 \text{ m}$

$$\text{Pour : } \phi = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}$$

On adopte $L_r = 1 \text{ m}$

- ELS :

$$\text{-En appuis : } M_{appui}^t = 78.14 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$S = \frac{35 \times y^2}{2} - 15 \times 7.66(45 - y) = 0$$

$$17.5y^2 + 114.9y - 5170.5 = 0$$

$$y = 14.22\text{cm}$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_b = \frac{by^2}{2} + 15A(d - y)^2$$

$$I_b = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I_b = \frac{35 \times 14.22^3}{3} + 15 \times 7.66(45 - 14.22)^2$$

$$I_b = 109023.12\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_b} \times y = \frac{78.14 \times 10^3}{109023.12} \times 14.22 = 10.19\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15\text{MPa} \quad \text{On a : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{l'armature calculée à l'E.L.U convie}$$

➤ Vérification de l'effet tranchant :

$$T_{u\max} = 93.59\text{KN}$$

La vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{93.59 \times 10^3}{(0.35 \times 0.45) \times 10^6} \Rightarrow \tau_u = 0.59\text{MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2F_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa} \right\} = 3.33\text{MPa}$.

$$\tau_u = 1.06\text{Mpa} < 3.33\text{MPa}. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

	T_{\max}	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
BLOC A	93.59	0.59	3.33	C.V
BLOC B	88.61	0.59	3.33	C.V
BLOC C	69.44	0.59	3.33	C.V
BLOC D	784.34	0.59	3.33	C.V

Tableau (VI- 16) : Vérification de l'effort tranchant dans les poutres du bloc A, B, C, et D

➤ **Vérification de flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calcul la flèche d'une poutre si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u}$$

$$\frac{A_{\text{appuis}}}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

- Pour les poutres principales :

$$h = 0.5 \text{ m} ; l = 6.85 \text{ m}$$

$$\frac{h}{l} = 0.07 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.07 > \frac{1}{18} \times \frac{M_{\text{ser}}}{M_u} = 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A_{\text{appuis}}}{b \times d} = \frac{64.75 \times 10^{-4}}{0.55 \times 0.81} = 0.0048 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ Poutre principale (150 × 60) cm²

- En travée

• ELUR :

$$\text{En travée : } M_u^t = 2310.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2310.97 \times 10^3}{14,17 \times 60 \times 135^2} = 0.149$$

$\mu = 0.149 < \mu_1 = 0.186 \Rightarrow$ La section est simple armature, l'armature de compression n'est pas nécessaire.

Donc A' n'existe pas.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.149}) = 0.20$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.918$$

$$A = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2310.97 \times 10^3}{348 \times 0.966 \times 135} = 53.58 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité (CNF) :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 9.78 \text{ cm}^2$$

✓ Section des armatures minimale posée par le RPA99 v 2003 :

$$A_{\text{min}} = 0.5\% b \times h = 45 \text{ cm}^2$$

✓ Section des armatures maximale posée par le RPA99 v 2003 :

$$\text{En zone courante : } A_{\text{max}} = 4\% b \times h = 360 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{\text{max}} = 6\% b \times h = 540 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{\text{adoptée}} = \max(A_{\text{calcul}}; A_{\text{min RPA}}; A_{\text{CNF}}) = 53.58 \text{ cm}^2$$

Choix au tableaux: $15HA20 + 5HA20 = 57.17cm^2$

- ELS :

-En travée : $M_{ser}^t = 1884.33KN.m$

Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$S = \frac{60 \times y^2}{2} - 15 \times 53.58(135 - y) = 0$$

$$30y^2 + 803.7y - 108499.5 = 0$$

$$y = 48.22cm$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_b = \frac{by^2}{2} + 15A(d - y)^2 = 0$$

$$I_b = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_b = \frac{60 \times 48.22^3}{3} + 15 \times 48.22(135 - 48.22)^2$$

$$I_b = 7689397.18cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_b} \times y = \frac{1884.33 \times 10^3}{7689397.18} \times 48.22 = 11.82MPa$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15MPa$ On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ l'armature calculée à l'E.L.U convient.

- ELUR :

En appuis: $M_u^a = 310.78KN.m$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{310.78 \times 10^3}{14,17 \times 60 \times 135^2} = 0.02$$

$0.02 < 0.186 \Rightarrow$ La section est simple armature, l'armature de compression n'est pas nécessaire.

Donc A' n'existe pas.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.989$$

$$A = \frac{M_t^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{310.78 \times 10^3}{348 \times 0.989 \times 135} = 6.68cm^2$$

✓ Condition de non fragilité (CNF) :

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 9.78 \text{ cm}^2$$

✓ Section des armatures minimale posée par le RPA99 v 2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 45 \text{ cm}^2$$

✓ $A_{adoptée} = \max(A_{calcul}; A_{\min RPA}; A_{CNF}) = 45 \text{ cm}^2$

Choix au tableaux: 15T20 = 47.12 cm²

➤ Ferrailage transversale :

✓ Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{1500}{35}; \frac{600}{10}; 25 \right)$$

$$\phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

On adopte des cadres de $\phi 10$

✓ Espacement :

D'après le RPA 99 v 2003 :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \text{ cm} \right) \leq \min (37.5; 30) \leq 30 \text{ cm}$$

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

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 75 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

• Recouvrement :

$$\text{Pour : } \phi = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

On adopte $L_r = 0.65 \text{ m}$

$$\text{Pour : } \phi = 2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

On adopte $L_r = 0.80 \text{ m}$

$$\text{Pour : } \phi = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}$$

On adopte $L_r = 1 \text{ m}$

• ELS :

A-En appuis : $M_{\text{appui}}^s = 228.34 \text{KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$S = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$S = \frac{60 \times y^2}{2} - 15 \times 6.68(135 - y) = 0$$

$$30y^2 + 100.2y - 13527 = 0$$

$$y = 19.63 \text{cm}$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_b = \frac{by^2}{2} + 15A(d - y)^2$$

$$I_b = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_b = (60 \times 19.63^3)/3 + 15 \times 6.68(135 - 19.63)^2$$

$$I_b = 1484969 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_b} \times y = \frac{228.34 \times 10^3}{1484969} \times 19.63 = 3.108 \text{MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15 \text{MPa}$ On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ l'armature calculée à l'E.L.U convient.

			A (cm ²)	A _{min} CNF (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Choix
Poutre cm ²	35×50	En travée	4.32	1.75	8.75	3T12+3T16⇒9.42cm ²
		En appuis	7.66	1.75	8.75	3T12+3T16⇒9.42cm ²
	60×150	En travée	53.58	9.78	45	15T20⇒47.12cm ² 5T16⇒10.05cm ²
		En appuis	6.68	9.78	45	15T20⇒47.12cm ²

Tableau (VI- 17): récapitulation de ferrailage longitudinal des poutres principales.

Poutre cm ²	ϕ_t (mm)	Zone nodale		Zone courante	
		S_t Calculé (cm)	S_t Adopté (cm)	S_t Calculé (cm)	S_t Adopté (cm)
35×50	10	12.5	10	25	15
60×150	10	30	10	75	15

Tableau (VI- 18): récapitulation de ferrailage transversal des poutres principales.

➤ Vérification de flèche :

Il n'est pas nécessaire de calcul la flèche d'une poutre si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

$$h = 1.5\text{m} ; l = 15\text{m}$$

$$\frac{h}{l} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.1 > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u} = 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} = \frac{310.78 \times 10^{-4}}{0.6 \times 1.35} = 0.00384 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

❖ Poutre secondaire :

		Poutre Secondaire			
		Combinaison poutre	M_{max}		T_{max}
			$M_{travée}$	M_{appuis}	
Bloc A	ELU	16.18	-25.15	18.44	
	ELS	12.28	-18.44		
Bloc B	ELU	52.73	-70.03	102.58	
	ELS	37.60	-51.23		
Bloc C	ELU	18.36	-29.84	38.94	
	ELS	13.16	-21.52		
Bloc D	Partier 1	ELU	1548.44	-278.86	501.88
		ELS	988.25	-166.25	
	Partier 2	ELU	68.03	-73.82	73.42
		ELS	49.89	-54.15	

Tableau (VI- 19) : Résultats des moments et des efforts tranchants des

▪ Ferrailage des poutres secondaires :

			A (cm ²)	A _{min} CNF (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Choix
Poutre (cm ²)	30×35	En travée	1.73	1.14	5.25	5T12⇒5.65cm ²
		En appuis	2.79	1.14	5.25	5T12⇒5.65cm ²
	40×130	En travée	31.03	5.65	26	5HA20+8HA16⇒31.8cm ²
		En appuis	5.3	5.65	26	5HA20+8HA14⇒28.02cm ²

Tableau (VI- 20) : récapitulation de ferrailage longitudinal des poutres secondaires.

Poutre cm ²	Φ _t (mm)	Zone nodale		Zone courante	
		S _t Calculé (cm)	S _t Adopté (cm)	S _t Calculé (cm)	S _t Adopté (cm)
30×35	10	30	10	17.5	15
40×130	10	30	10	65	15

Tableau (VI- 21) : récapitulation de ferrailage transversal des poutres secondaires.

✚ Schéma de ferrailage :

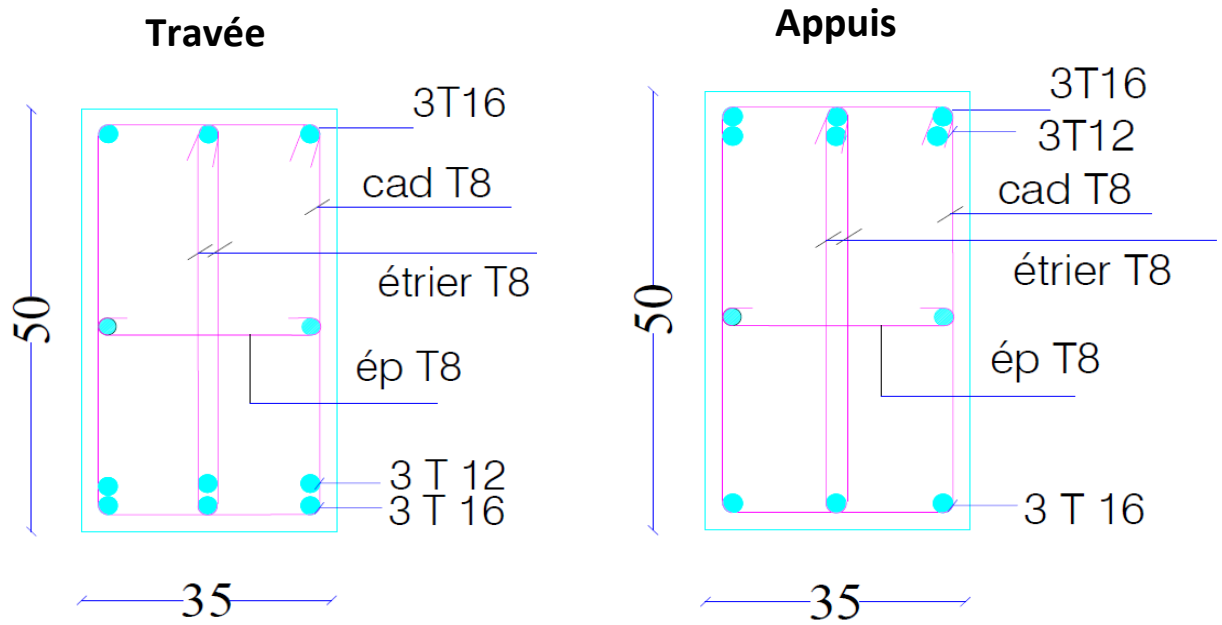


Figure (VI- 6): Ferrailage de la poutre principale (35× 50) cm².

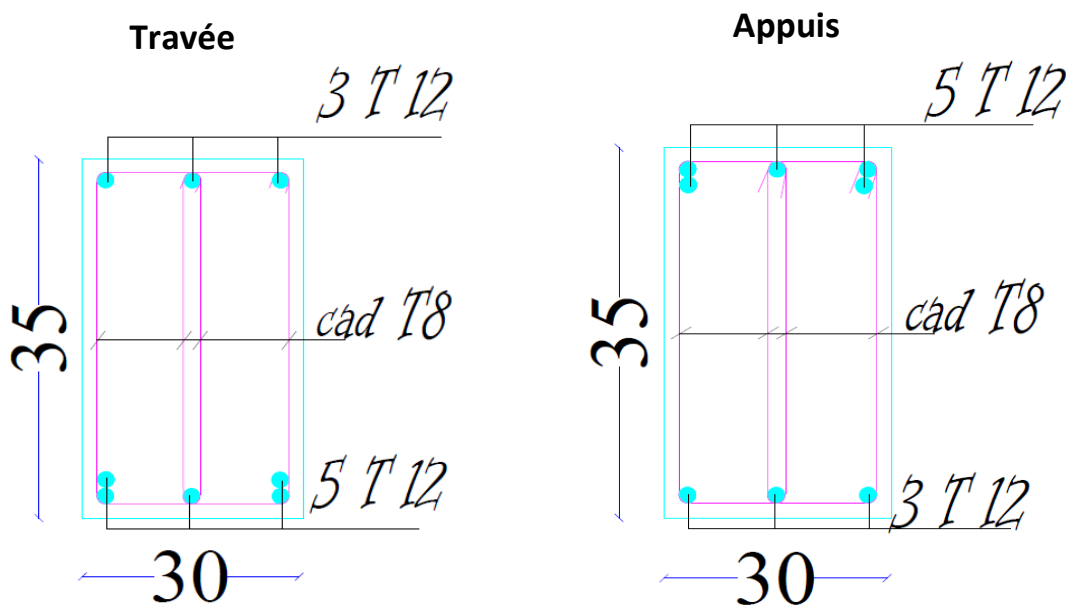


Figure (VI- 7): Ferrailage de la poutre secondaire (30×35)

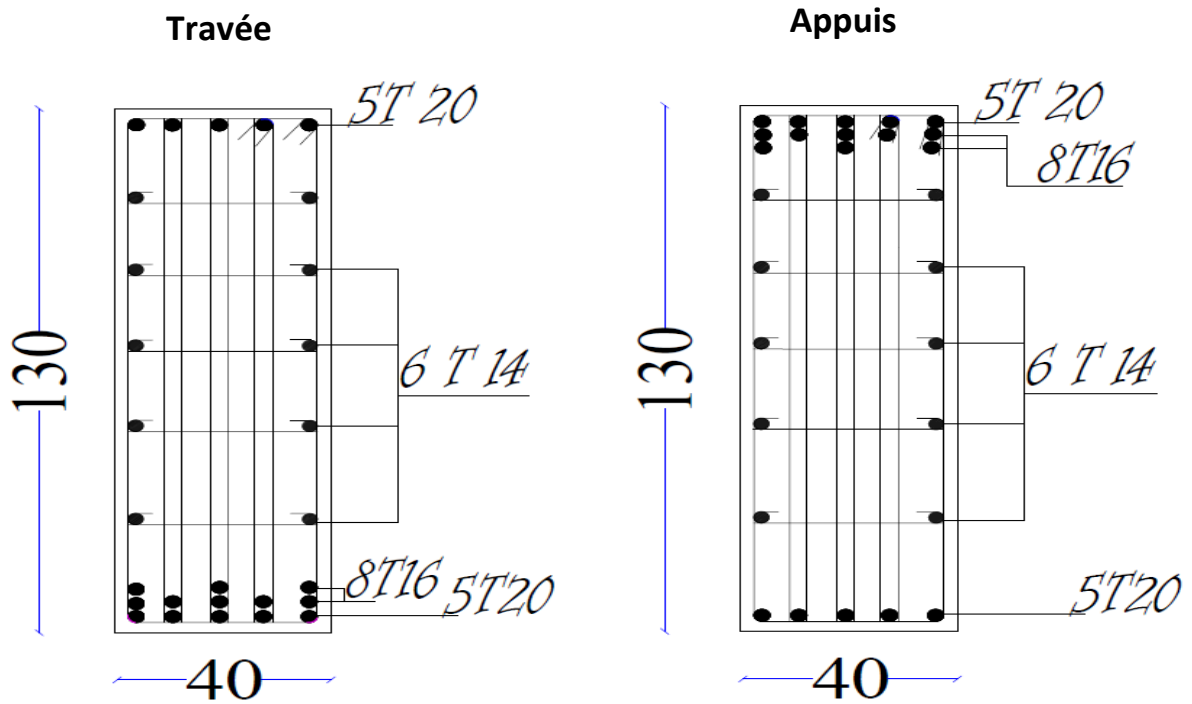


Figure (VI- 8): Ferrailage de la poutre secondaire (130×40) cm²

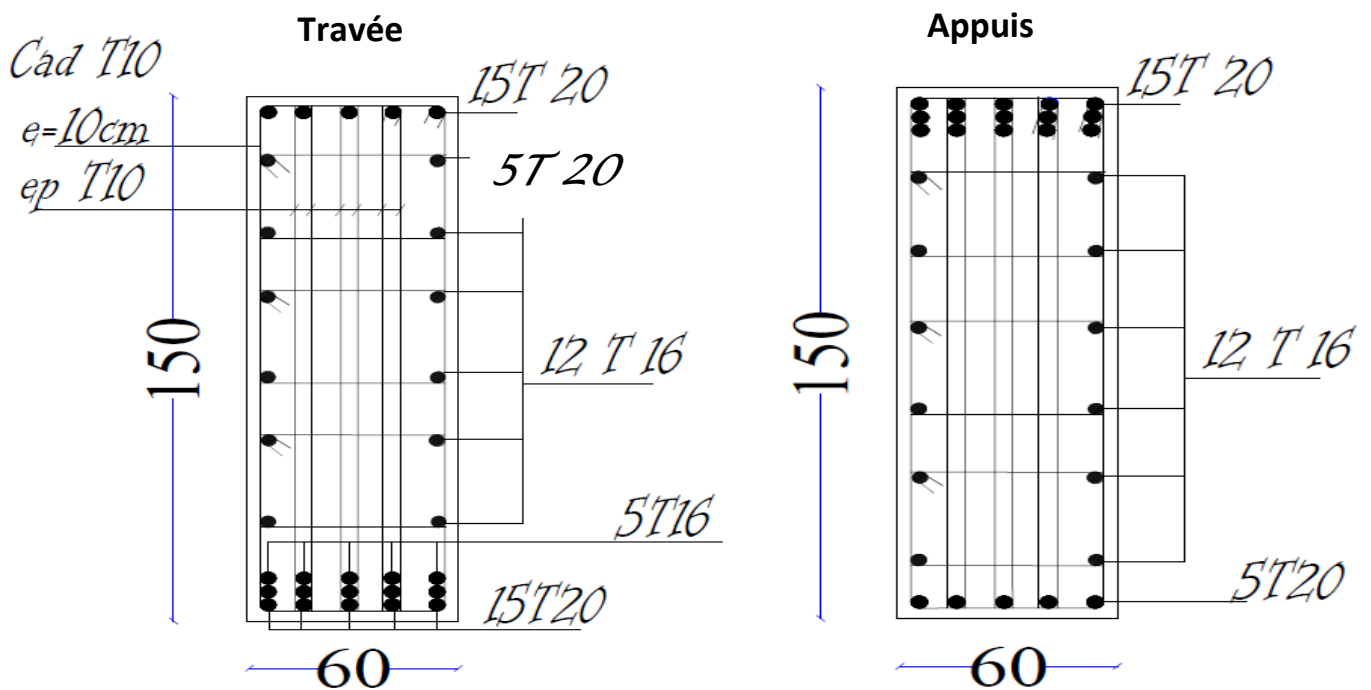


Figure (VI- 9): Ferrailage de la poutre Principale (150×60) cm²

CHAPITER VII
ETUDE DES VOILES ET DE
FONDATIONS

VII-1-Calcul du voile périphérique

VII-1-1 Introduction :

Les voiles ou les refends sont des plaques en béton armé dont deux dimensions sont nettement supérieure à la troisième qui est l'épaisseur. Ils travaillent à la flexion due à la poussée des terres

Dans notre projet, on étudie deux types de voiles :

- 1- Voile périphérique
- 2- Voile pour ascenseur

D'après le **RPA 99 (version 2003)**, le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- épaisseur ≥ 15 cm.
- les armatures sont constituées de deux nappes.
- le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

D'après le chapitre II, on a l'épaisseur de voile périphérique est : $a = 20$ cm

a. Calcul de la poussée des terres :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes) :

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension $(3.50 \times 4.20)m^2$.

La contrainte engendrée par la poussée des terres est notée par "q" due au poids volumique des terres est exprimée comme suit :

$$q = \gamma \times h_e \times A$$

Où :

γ : Poids volumique des terres $\rightarrow \gamma = 16 \text{ kN/m}^3$. (voir l'annexe)

A: coefficient de poussée $\rightarrow A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow \varphi$: angle de frottement de la terre.

Et pour un terrain de gros éléments sans limons et argile $s \rightarrow \varphi = 31^\circ$ (voir l'annexe)

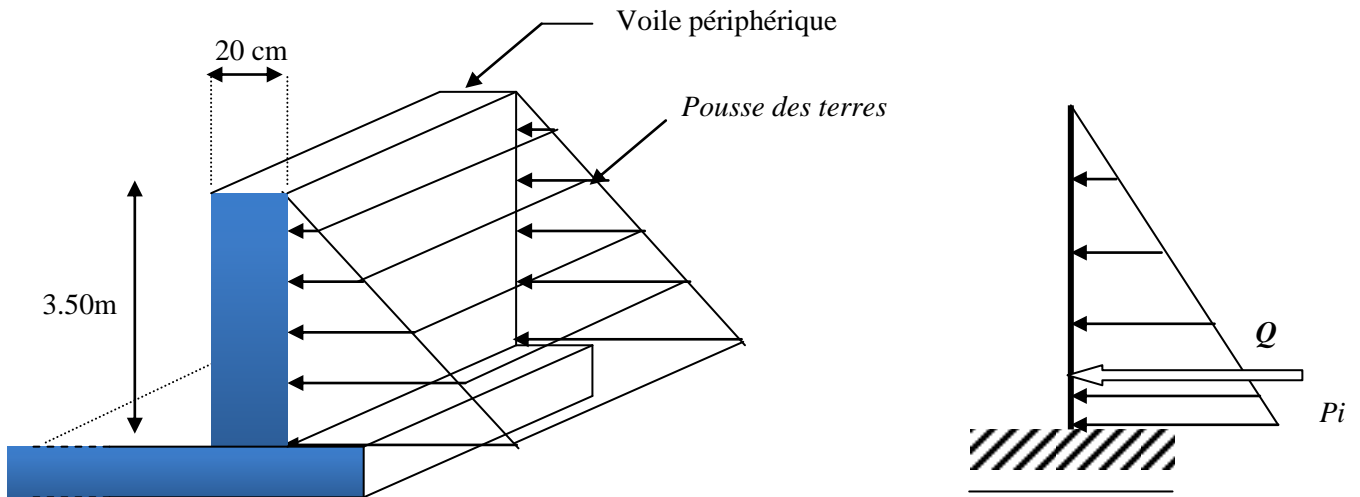


Figure (VII- 1) : schéma statique d'un voile périphérique.

$$A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow A = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{31}{2}\right) \rightarrow A = 0,32$$

b. Calcul des sollicitations :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

En travée : $M_t^x = 0.85M_x$; $M_t^y = 0.85M_y$

En appui : $M_a^x = -0.4M_x$; $M_a^y = -0.4M_y$

Combinaison fondamentale :

E.LU.R: $q_u = (1,35 \cdot \gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1m \rightarrow q_u = (1,35 \times 16 \times 3,50 \times 0,32) \times 1 = 24,19KN/ml$

E.L.S: $q_{ser} = (\gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1m = (16 \times 3,50 \times 0,32) \times 1 = 17,92KN/ml$

c. Calcul des moments :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU : $\gamma = 0$		ELS : $\gamma = 2$		$M_x = \mu_x q_x L_x^2$		$M_y = \mu_y M_x$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	ELU	ELS	ELU	ELS
0,51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	28.18	21.66	7.04	8.14

Tableau (VII- 1) : Tableau récapitulatif des Moments aux ELU et ELS

Dalle	Sens-X		Sens-Y	
	M_a^x (KN.m)	M_t^x (KN.m)	M_a^y (KN.m)	M_t^y (KN.m)
D	ELU			
	11.27	23.95	2.82	5.98
	ELS			
	8.66	18.41	3.26	6.91

Tableau (VII- 2): Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.

VII-1-1 Calcul du ferrailage :

➤ E.L.U.R :

Le sens X :

a)-En travée :

Calcul d'une section rectangulaire (b×h) avec b=100cm et h=20cm.

$$M_{ux}^t = 23.95 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{23.95 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,17} = 0,05$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,05}) = 0,06$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot 0,06 = 0,974$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{23.95 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,974 \cdot 18} = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui :

$$M_{ux}^a = 11.27 \text{ KN.m}$$

$$A_u^a = 1.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ E.L.S :

Fissuration préjudiciable → il faut calculer les armatures,

a)-En travée :

$$M_{ux}^t = 18.41 \text{ KN.m}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

$\eta = 1,6$ pour les HA

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ MPa.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ux}^t}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} \rightarrow \mu_1 = \frac{18.41 \times 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 201,66} = 0,002$$

$$\lambda = 1 + 30 \times 0,002 = 1,08$$

$$\cos \varphi = 1,08^{(-3/2)} = 0,88$$

$$\rightarrow \varphi = 27.69^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{1,08} \cdot \cos\left(240 + \frac{27.69}{3}\right) = 0,26$$

$$K_1 = \frac{15(1 - 0,26)}{0,26} = 42.69$$

$$\sigma_{bc} = \frac{201,66}{42.69} = 4.72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{t28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ il n'y a pas d'armature comprimée.

$$\Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0,26}{3} = 0.913.$$

$$A_{ser}^t = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{18.41 \times 10^3}{201,66 \times 0,913 \times 18} = 5.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui :

$$M_{sx}^a = 8.66 \text{ KN.m}$$

$$A_s^a = 3.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

🚦 condition de non fragilité:

$$\mathbf{R.P.A:} \quad A_{min} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = A_{min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\mathbf{B.A.E.L:} \quad A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armature finale :

$$A^t = \max(A_u^t; A_s^t; A_{min \text{ BAEL}}; A_{min \text{ RPA}}) = 5.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 5T12} \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A^a = \max(A_u^a; A_s^a; A_{\min \text{BAEL}}; A_{\min \text{RPA}}) = 2.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 5T10} \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2$$

Le sens Y :

a)-En travée :

Calcul d'une section rectangulaire (b×h) avec b=100cm et h=20cm.

ELU

$$M_{uy}^t = 5.98 \text{ KN.m}$$

$$A_u^t = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui :

$$M_{uy}^a = 2.82 \text{ KN.m}$$

$$A_u^a = 0.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS

Le sens Y :

a)-En travée :

$$M_{sy}^t = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$A_s^t = 2.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui :

$$M_{sy}^a = 3.26 \text{ KN.m}$$

$$A_s^a = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ condition de non fragilité:

$$\text{R.P.A: } A_{\min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{B.A.E.L: } A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armature finale :

$$A^t = \max(A_u^t; A_s^t; A_{\min \text{BAEL}}; A_{\min \text{RPA}}) = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 5T10} \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A^a = \max(A_u^a; A_s^a; A_{\min \text{BAEL}}; A_{\min \text{RPA}}) = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 5T10} \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2$$

-Tableau récapitulatif de ferrailage du mur voile périphérique :

Le sens	Ferrailage									
	Appuis					Travées				
	Armatures calculées (cm ² /ml)				Armatures adaptées (cm ² /ml)	Armatures calculées (cm ² /ml)				Armatures adaptées (cm ² /ml)
	A_u^a	A_s^a	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{BAEL}	A^a	A_u^t	A_s^t	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{BAEL}	A^t
Sens -X	1.82	3.88	2	2,17	5T10	3.92	5.55	2	2,17	5T12
Sens-Y	0,45	2.26	2	2,17	5T10	0.96	2.58	2	2,17	5T10

Tableau (VII- 3) : Evaluation des sections d'armatures longitudinales du voile périphérique

VI-1-3-Schéma de ferrailage ;

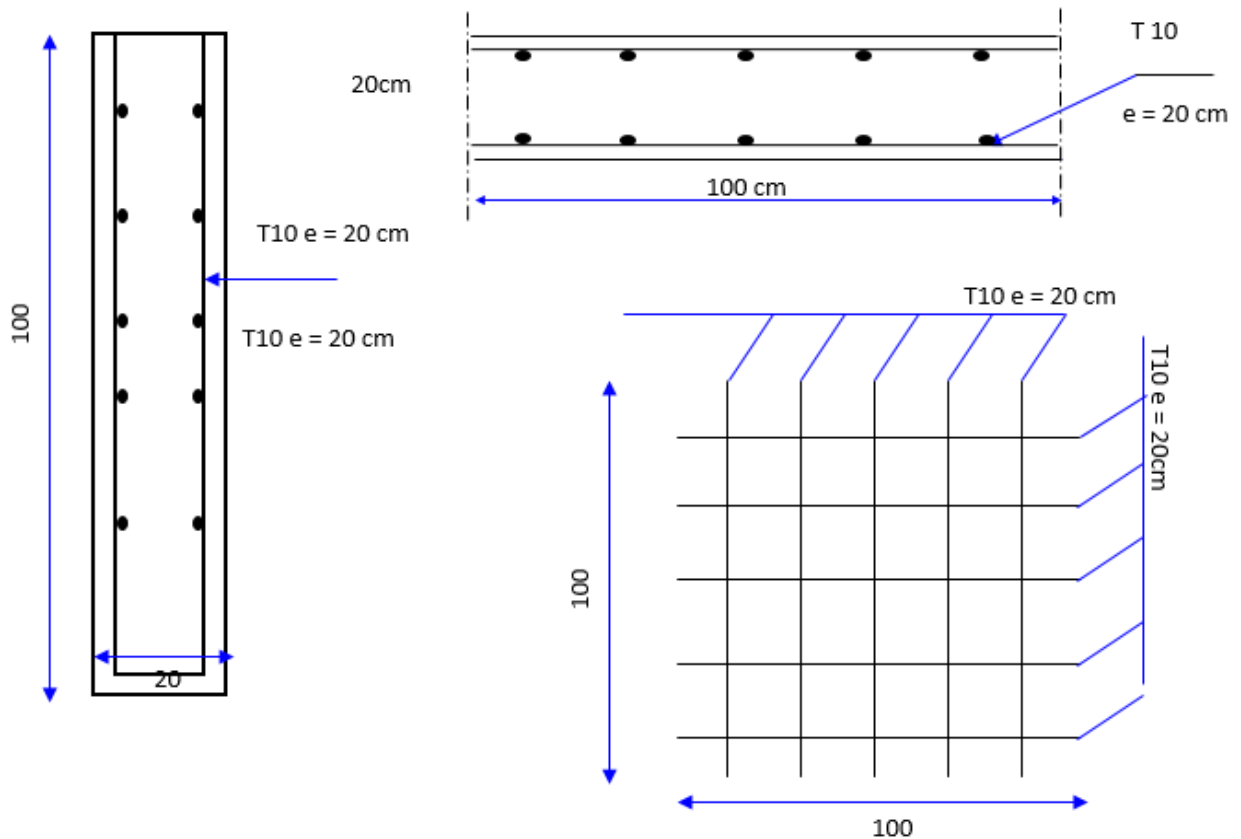


Figure (VII- 2) : Ferrailage des voiles périphériques dans les deux sens.

VII-2-Calcul des fondations:**VII-2-1-Choix des types de fondations :**

Pré dimensionnement :

✚ Pour $\sigma_{sol}=2 \text{ bar.}$ (voir l'annexe)

VII-2-2-Semelle isolée de center carré sous Poteau carré:

$$\text{ELS: } N_{ser} = 363.55 \text{KN}$$

$$M_{ser} = 0.02 \text{KN.m}$$

$$\text{ELU: } N_u = 510.46 \text{KN}$$

$$M_u = 0.05 \text{KN.m}$$

$$\frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

On a: $a = b = 40 \text{cm}$ donc $A = B$.

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{363.55}{200}} = 1.34 \text{m}$$

$$\Rightarrow B \geq 134 \text{cm}$$

On prend $A \times B = 140 \times 140 \text{ cm}^2$

- **Vérification :**

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Nombre de fondation du Bloc A : 48

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

- Surface totale de la semelle: $S_s = (140 \times 140)(48) = 94.08 \text{cm}^2$
- Surface de la Bloc qui extrait a l'aide de logiciel Autocad. : $S_b = 283.09 \text{m}^2$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{94.08}{283.09} = 0.3323 \times 100 = 33.23\% < 50\%$$

La surface totale de la semelle est inférieure à 50% de la surface du bâtiment, alors il n'y a pas de chevauchement de ces semelles.

✚ Pour cela on a opté pour un des semelles isolées pour les blocs A, B, C et D.

Calcul de hauteur de la semelle centrale de la section $(140 \times 140) \text{ cm}^2$:

- **Condition de rigidité:**

D'après la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, on a :

$$d_b \geq \max\left\{\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right\}$$

$$d_b \geq \max\{25, 25\} \Leftrightarrow d \geq 25 \text{cm}$$

$$d_b = 25 \text{cm} ; d_a = 23.8 \text{cm}$$

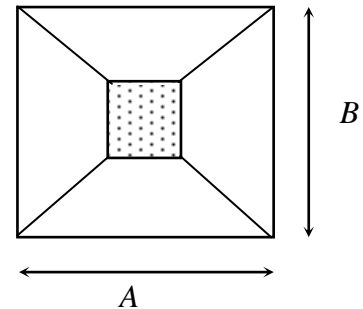


Figure (VII- 3) : dimensionnement de semelle

On prend: $d=25\text{cm}$

La hauteur de la semelle est : $h = d_b + 5\text{cm} = 30\text{cm}$

Poids propre de semelle : $A \times B \times h \times \rho_{\text{béton}} = 1.4 \times 1.4 \times 0.3 \times 25 = 14.7\text{KN/m}^2$

$N_{1\text{ser}} = N_{\text{ser}} + P_s = 363.55 + 14.7 = 378.25\text{KN/m}^2$

• **Condition de stabilité:**

- Selon RPA 99 on a que :

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{1\text{ser}}} = 5.2 \times 10^{-5}\text{cm}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{140}{6} = 23.33\text{cm}$$

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Leftrightarrow 5.2 \times 10^{-5} < 26.67 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Selon BAEL91 on a que :

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{1\text{ser}}} < \frac{a}{6} \Leftrightarrow 5.2 \times 10^{-5} < \frac{40}{6} = 6.66 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{1\text{ser}}} < \frac{A}{24} \Leftrightarrow 5.2 \times 10^{-5} < \frac{140}{24} = 5.83 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte :**

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{1\text{ser}}}{A \times B} \left(1 + \frac{3e_0}{A} \right) \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{378.25}{140^2} \left(1 + \frac{3 \times 5.2 \times 10^{-5}}{140} \right) \times 10 = 0.19\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 0.2\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{max}} \leq \sigma_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII-2-3-Semelle isolée circulaire sous Poteau circulaire:

ELS: $N_{\text{ser}} = 1013.18\text{KN}$

$$M_{\text{ser}} = 39.78\text{KN.m}$$

ELU: $N_u = 1378.62\text{KN}$

$$M_u = 54.13\text{KN.m}$$

On a: $D = 60\text{cm} < 100\text{cm}$ La répartition est uniforme en négligeant les barres d'extrémités (trop courtes : inefficace)

$$D \geq 1.13 \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}} = 1.13 \sqrt{\frac{1013.18}{200}} = 2.54\text{m}$$

$$\Rightarrow D \geq 260\text{cm}$$

On prend $D = 260\text{cm}$

• **Condition de rigidité :**

D'après la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, on a :

$$d_x \geq \max (D_s - D_p)/4$$

$$d_x \geq \max (260 - 60)/4 \Leftrightarrow d \geq 50\text{m}$$

$$d_x = 50\text{cm} ; d_y = 48.8\text{cm}$$

On prend: $d_x=50\text{cm}$

La hauteur de la semelle est : $h = d_x + 5\text{cm} = 55\text{cm}$

$$\text{Poids propre de semelle : } r^2 \times \pi \times h \times \rho_{\text{béton}} = 1.30^2 \times 3.14 \times 0.55 \times 25 = 72.96\text{KN/m}^2$$

$$N_{1\text{ser}} = N_{\text{ser}} + P_s = 1013.18 + 72.96 = 1086.14\text{KN/m}^2$$

Condition de stabilité:

- Selon RPA 99 on a que :

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{1\text{ser}}} = 0.036\text{cm}$$

$$\frac{D}{6} = \frac{260}{6} = 43.33\text{cm}$$

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Leftrightarrow 0.036 < 43.33 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Selon BAEL91 on a que :

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{1\text{ser}}} < \frac{a}{6} \Leftrightarrow 0.036 < \frac{60}{6} = 10 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{1\text{ser}}} < \frac{A}{24} \Leftrightarrow 0.036 < \frac{260}{24} = 12.83 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte :**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\pi \times D^2/4} \left(1 + \frac{3e_0}{D}\right) \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{1013.18}{3.14 \times 260^2/4} \left(1 + \frac{3 \times 0.03}{260}\right) \times 10 = 0.19\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 0.2\text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{\text{adm}} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

	combinaison						Section de la semelle (cm ²)	
	ELU			ELS				
	N _{max}	M ₂₂	M ₃₃	N _{max}	M ₂₂	M ₃₃	A × B	D
Bloc A	510.46	0.05	6.41	363.55	0.02	4.49	140 × 140	/
Bloc B	685.66	5.99	4.73	501.79	4.44	3.50	160 × 160	120
Bloc C	617.76	0.02	5.52	441.66	0.01	3.92	150 × 150	/
Bloc D	1378.62	54.13	166.1	1013.18	39.78	121.99	115 × 115	260

Tableau (VII- 4) : La section des semelles

VII-2-4-Ferrailage de la Semelle isolée :

➤ Semelle de centre carré sous poteau carré :

Dans ce cas on applique la méthode de bielles :

$$\text{Nappe supérieure} \Rightarrow A_a = \frac{N_u \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \times (A-a)}{8 \times \sigma_s \times d_b} = \frac{510.46 \times \left(1 + 3 \times \frac{5.2 \times 10^{-5}}{140}\right) (140-40)}{8 \times 348 \times 25} \Leftrightarrow A_a = 7.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nappe inférieure} \Rightarrow A_b = \frac{N_u \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \times (B-b)}{8 \times \sigma_s \times d_a} = \frac{510.46 \times \left(1 + 3 \times \frac{5.2 \times 10^{-5}}{140}\right) (140-40)}{8 \times 348 \times 23.8} \Leftrightarrow A_b = 7.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nombre de barres : } \frac{140-5}{15} + 1 = 10 \text{ barres}$$

$$\Leftrightarrow A_a = 10\text{HA}12 = 11.31 \text{ cm}^2$$

$$\Leftrightarrow A_b = 10\text{HA}12 = 11.31 \text{ cm}^2$$

-Calcul l'espacement de cadres :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\varphi) = \min(20\text{cm}, 18\text{cm})$$

Donc on prend: $S_t = 15\text{cm}$

a) Semelle isolé circulaire sous poteaux circulaire :

$$A_x = \frac{N_u \times (D_s - D_p)}{3 \times \sigma_s \times d_x \times \pi} = \frac{1378.62 \times (260 - 60)}{3 \times 348 \times 60 \times 3.14} \Leftrightarrow A_a = 16.82 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{N_u \times (D_s - D_p)}{3 \times \sigma_s \times d_y \times \pi} = \frac{1378.62 \times (260 - 60)}{3 \times 348 \times 48.8 \times 3.14} \Leftrightarrow A_a = 17.23 \text{ cm}^2$$

	Section de semelle (A × B)(cm ²)	Nombre de barres	A _{calculés} (cm ²)		A _{adopté} (cm ²)		CHOIX
			A _a	A _b	A _a	A _b	
Bloc A, B, C et D	160 × 160	12	10.44	10.87	13.57	13.57	12HA12
	150 × 150	11	8.13	8.47	12.44	12.44	11HA12
	140 × 140	10	7.33	7.69	11.81	11.81	10HA12
	115 × 115	9	3.52	3.74	7.07	7.07	9HA10
Bloc D et B	D						
	260	18	16.82	17.23	20.36	20.36	18HA12
	120	9	3.74	3.97	7.07	7.07	9HA10

Tableau (VII- 5) : Le ferrailage des semelles

Nombre de barres : $\frac{260-5}{15} + 1 = 18$ barres

$\Rightarrow A_x = 18HA12 = 20.36\text{cm}^2$

$\Rightarrow A_y = 18HA12 = 20.36\text{cm}^2$

-Calcul l'espacement de cadres :

$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\phi) = \min(20\text{cm}, 18\text{cm})$

Donc on prend: $S_t = 15\text{cm}$

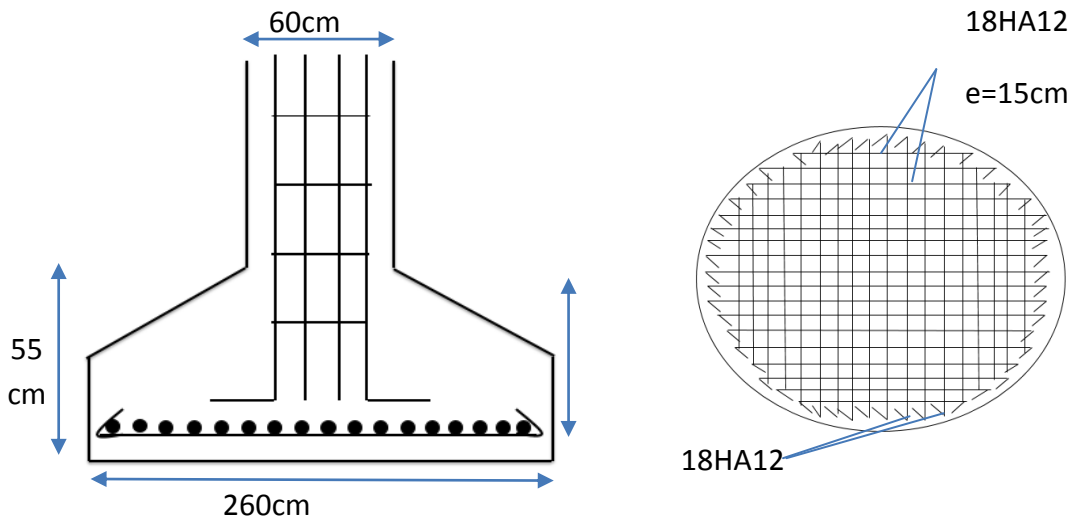


Figure (VII- 4) : Ferrailage de semelle circulaire

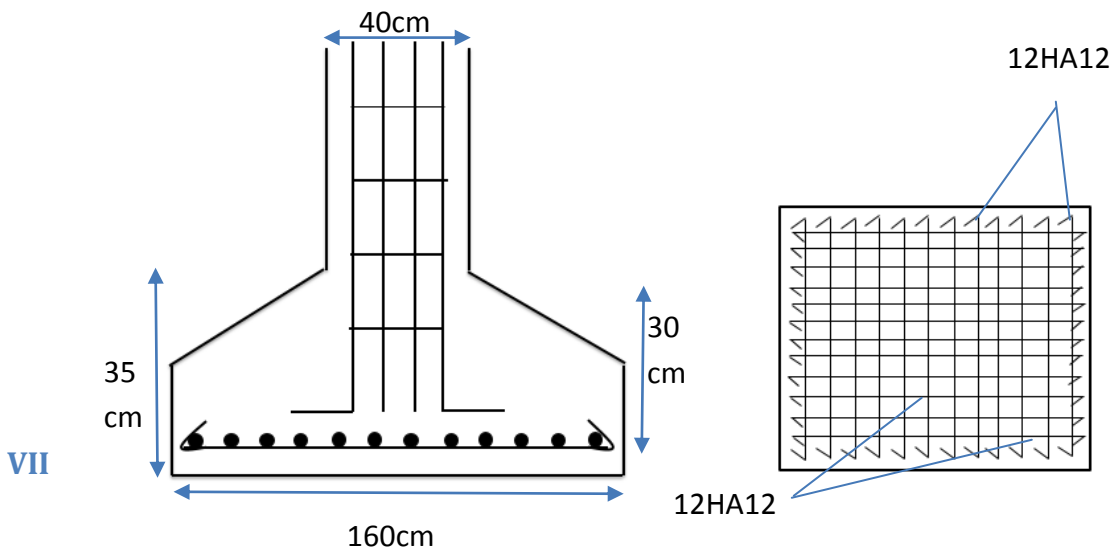


Figure (VII- 5) : Ferrailage de semelle carrée

VII-2-5-Calcul de la Semelle continue sous voile :

On a choisit d'étudier le voile le plus sollicité.

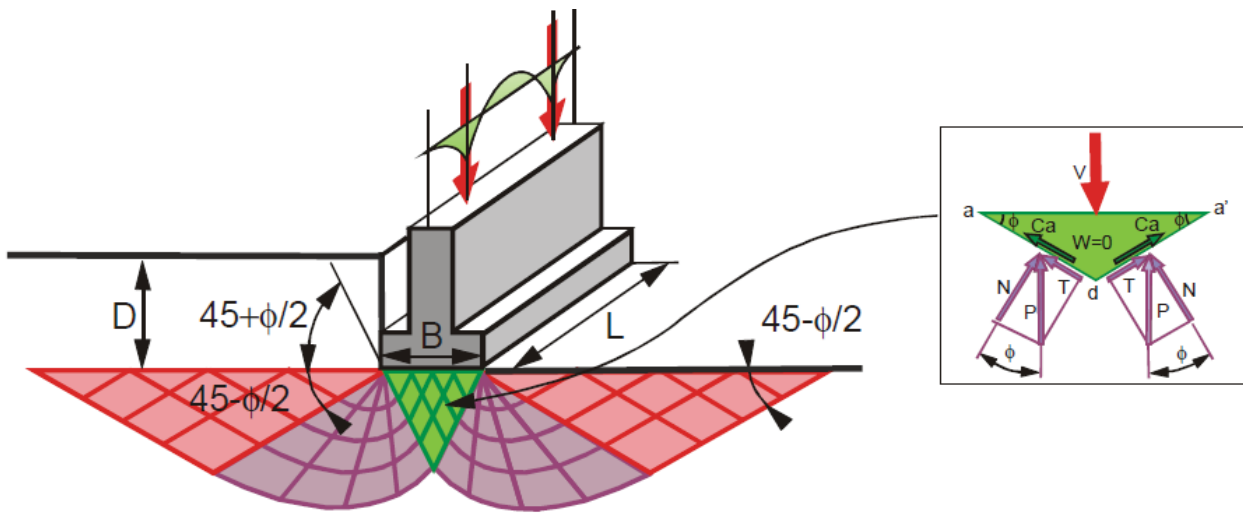


Figure (VII- 6) : présentation des transmissions des charges agissantes au niveau de semelle filante au sol.

ELS: $N_{1ser}=251.02\text{KN}$

$M_{1ser}=0.43 \text{ KN.m}$

ELU: $N_{1u}=348.96 \text{ KN}$

$M_{1u}=0.47 \text{ KN.m}$

ELS: $N_{1ser}=251.31\text{KN}$

$M_{1ser}=0.53 \text{ KN.m}$

ELU: $N_{1u}=349.37 \text{ KN}$

$M_{1u}=0.61 \text{ KN.m}$

$$B \geq \frac{N_{1ser} + N_{2ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{502.33 \times 10^2}{2 \times 100} = 251.17\text{cm}$$

$\Rightarrow B \geq 251.17\text{cm}$

On prend $B = 255 \text{ cm}$

$$d_b \geq \max\left\{\frac{B - b}{4}\right\} \Leftrightarrow d_b \geq \max\left\{\frac{255 - 40}{4}\right\}$$

$d_b \geq \max\{53.75\} \Leftrightarrow d \geq 55\text{cm}$

$d_b = 55\text{cm} ; d_a = 53.8\text{cm}$

On prend: $d=55\text{cm}$

La hauteur de la semelle est : $h = d_b + 5\text{cm} = 60\text{cm}$

Poids propre de semelle : $P_s = L \times B \times h \times \rho_{\text{béton}}$

$P_s = 6.85 \times 2.55 \times 0.6 \times 25 = 262.01\text{KN/m}^2$

$N_{ser} = N_{1ser} + N_{2ser} + P_s = 502.33 + 262.01 = 764.34\text{KN/m}^2$

- **Condition de stabilité:**

- Selon BAEL91 on a que :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0005m$$

$$\frac{A}{6} = \frac{255}{6} = 0.43m$$

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Leftrightarrow 0.0005 < 0.43 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Selon RPA 99 on a que :

D'après le RPA 99 version 2003 - art10.1.5 – page 81 on a :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{B}{4} \Leftrightarrow 0.0005 < \frac{255}{4} = 0.63 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte :**

$$\sigma_{moy} = \frac{N_{ser}}{A \times B} \left(1 + \frac{3e_0}{A} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{764.34}{255^2} \left(1 + \frac{3 \times 0.0005}{255} \right) \times 10 = 0.12MPa$$

$$\sigma_{adm} = 0.2MPa$$

$$\sigma_{moy} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII-1-6- Ferrailage de la Semelle continue sous voile:

$$A_s = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times \sigma_s \times d_b} = \frac{698.33 \times 10 \times (255-40)}{8 \times 348 \times 55} \Leftrightarrow A_a = 9.80cm^2/ml$$

On adopte : 6HA16cm²/ml de section $A_s = 12.06cm^2/ml$

-Ferrailage de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Leftrightarrow A_r = \frac{12.06}{4} = 3.01cm^2/ml$$

On adopte : 6HA8cm²/ml de section $A_s = 3.02cm^2/ml$

Calcul de la hauteur libre h_0 :

$$h_0 = \frac{B \times d_b}{B-b} = 45.37cm; \text{ On adopte : } h_0 = 50cm$$

Calcul l'espacement de cadres :

$$S_t \leq \min(20cm, 15\phi) = \min(20cm, 18cm)$$

Donc on prend: $S_t = 15cm$

VII-3- Etude des Longrines :

A)-Introduction :

Le rôle de longrine est de relier les points d'appuis d'un même bloc, à tout dispositif équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

B)-Dimensionnement de longrine :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines dans notre cas sont :

- Site de catégorie **S1** → 25 cm×30 cm.

Donc la section de la longrine est : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Le choix de notre fondation nous oblige à utiliser les longrines pour la construction et assuré un chaînage de base permettant la rigidité de l'ensemble des fondations.

Le ferrailage minimum doit être de **0,6%** de la section avec des cadres d'où l'espacement est inférieur à la **min (20 cm, 15Ø)** d'après **RPA 99 / version 2003**.

$$A_s = 0.6\%b \cdot h = \frac{0.6}{100} \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12 $\Leftrightarrow A_s = 6.79 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \times \left(\frac{f_{tj}}{f_e} \right) \times b \times d$$

$$A_s \geq 0.23 \times \left(\frac{2.1}{400} \right) \times 30 \times 31.5$$

$A_s \geq 1.14$ Condition vérifiée.

-Calcul l'espacement de cadres :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\varphi) \Leftrightarrow S_t \leq \min(20\text{cm}, 15 \times 1.2)$$

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 18\text{cm})$$

Donc on prend: $S_t = 15\text{cm}$

► Les armatures transversales:

On choisit forfaitairement : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

On adopte : 4T8 $\Leftrightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$.

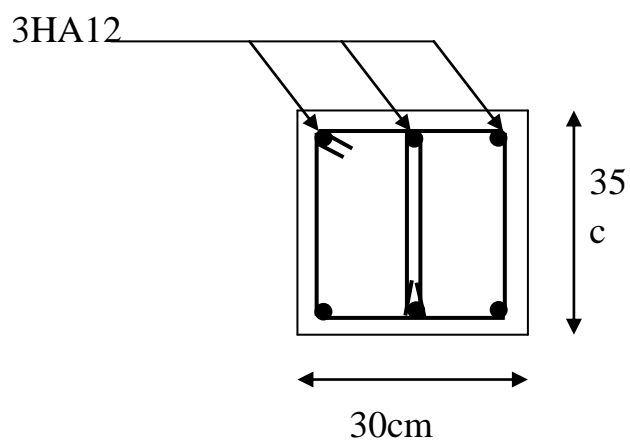


Figure (VII- 7) : Ferrailage de longrine

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, donc la conception de l'ouvrage.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateur, ont influencés profondément les méthodes de calcul.

L'analyse bioclimatique étudiée dans ce mémoire nous a permis de bien comprendre la relation entre l'ingénieur et l'architecte pendant l'exécution d'un projet et qui doivent travailler en étroite collaboration dès le début de projet d'un cote et d'autre cote de mettre en évidence l'importance cette analyse surtout dans une région désertique en prenant en considération la conception passive et active en basant sur le décret 14-27. Nous souhaitons ainsi de créer une sorte de réconciliation de l'ingénieur avec l'aspect subjectif et esthétique en relation avec l'architecture bioclimatique dans les régions désertiques.

De ce fait, ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopter les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie ,de la sécurité , l'esthétique et le conforte thermique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIES

*Références bibliographies***Ouvrage :**

Cours de béton armé master (Pr. KHELAFI)

Mémoires :

Architecture, M. A.. l'insertion passive des bâtiment dans un climat désertique Etat de lieu et recomondation. Oran: Université des Sciences et de la technologie Mohamed-Boudiaf. 2017

JORADP No 06, Décret exécutif n0 14-27 du 1er Rabier Ethane 1435 correspondant au 1er février 2014 fixant les prescriptions urbanistiques, architecturales et techniques applicables aux constructions dans les wilayas du Sud.

] FARAJ ALLAH IBRAHEIM , HADADJ HASANIA, Étude d'un bâtiment en R+2+S-Sol avec contreventement mixte (charpente métallique - béton armé structure, M. 2. (2018). Adrar: Le 20/06/2018 Univercite d'Adrar.

Mr. Khaled khier-eddine, M. K. (2016). Etude d'un bâtiment "R.D.C+8+Sous-sol". Bejaia: 2016.

Hamza, S. O. (Juin 2017). Etude d'une tour à usage d'habitation et commercial « 2SS+RDC+18 étages » en Béton Armé. Saida: UNIVERSITE DE SAÏDA -DrMOULAY TAHAR.

Livre :

A.GUERRIN. traité de béton armé (toiture-voutes-coupoles). (s.d.).DUNOO PARIS.

M.BELAZOUGUI. "Calcul des ouvrages en béton armé". Ed OPU .Alger.1992

A. Fuentes. "Calcul pratique des ossatures en béton Armé". S.d. EYROLLES PARIS.

Règlements :

BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limite

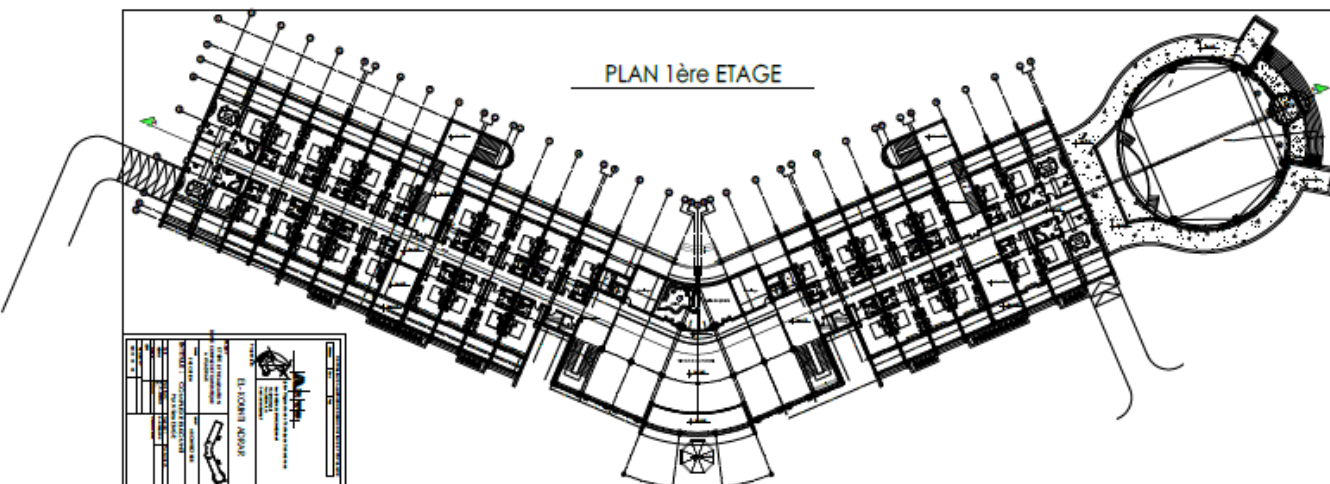
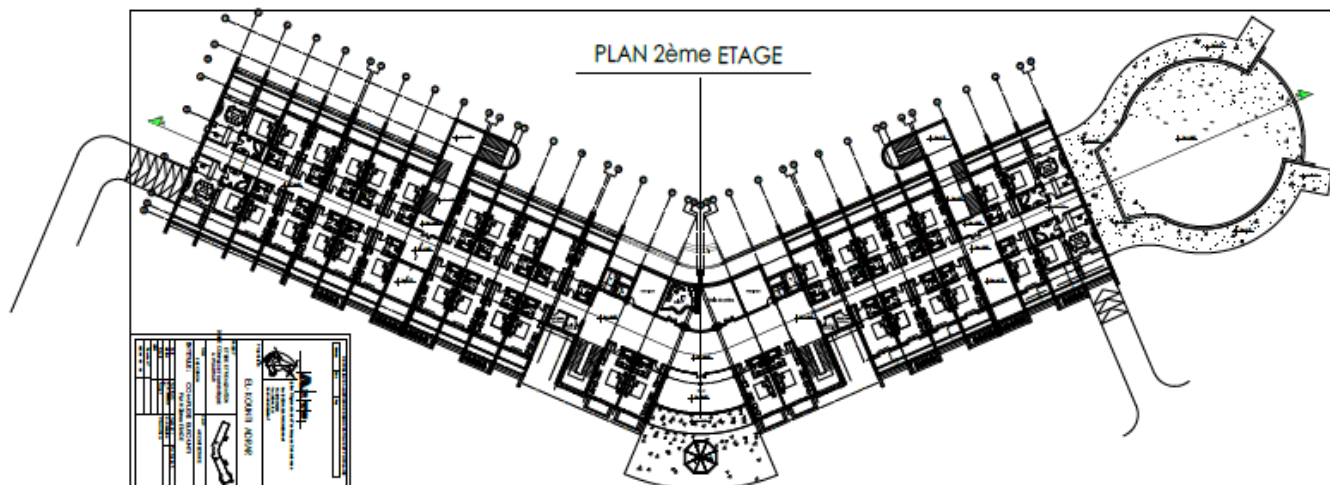
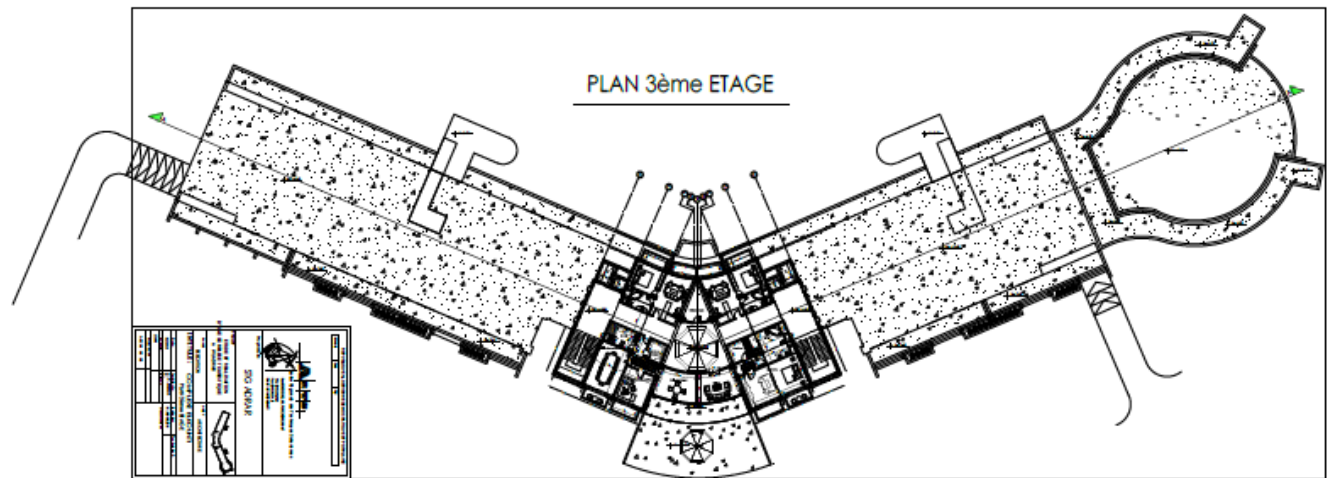
DTR document technique réglementaire DTR B.C. 2.2

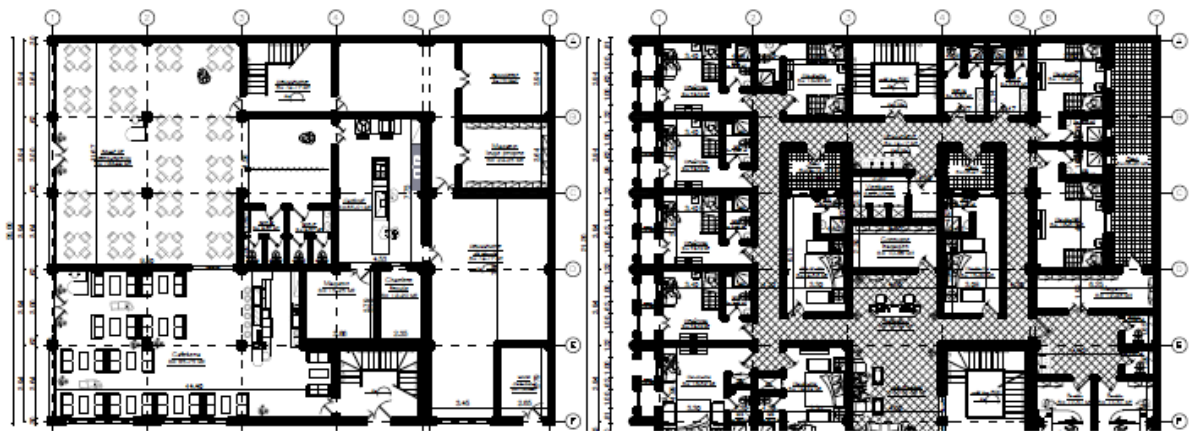
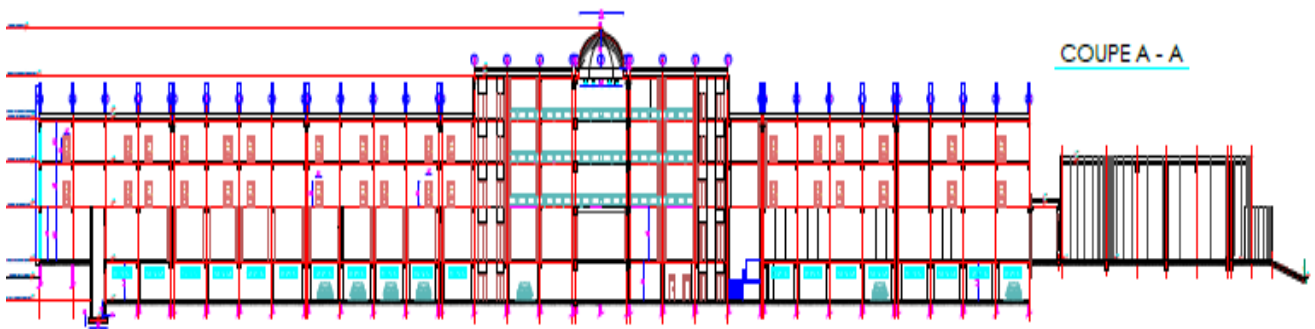
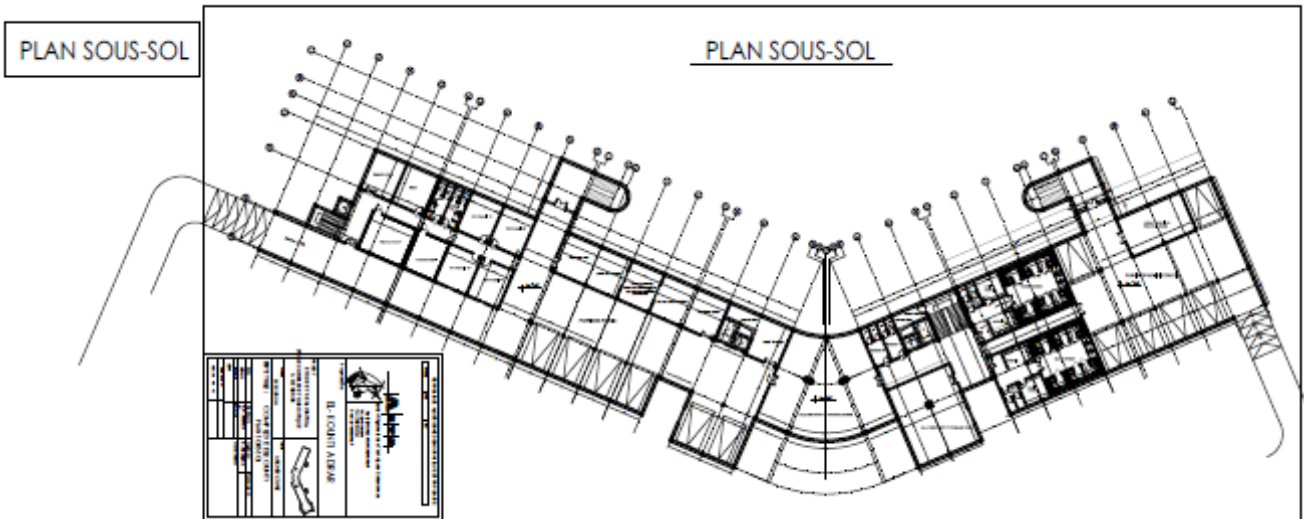
RPA99 version 2003 règlement parasismique algérien

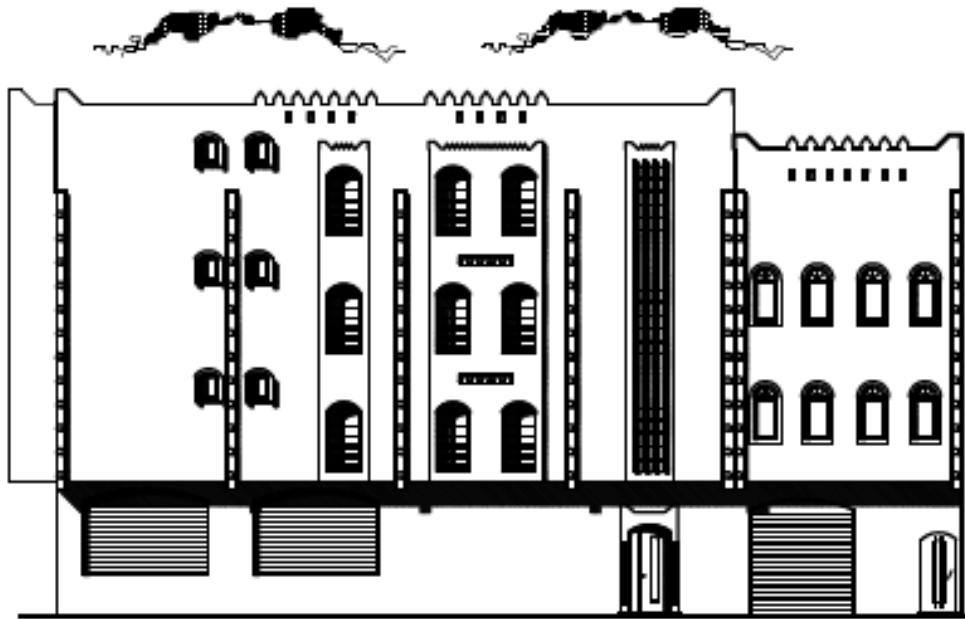
CBA93 règles de conception et de calcul des structures en béton armé

ANNEXES

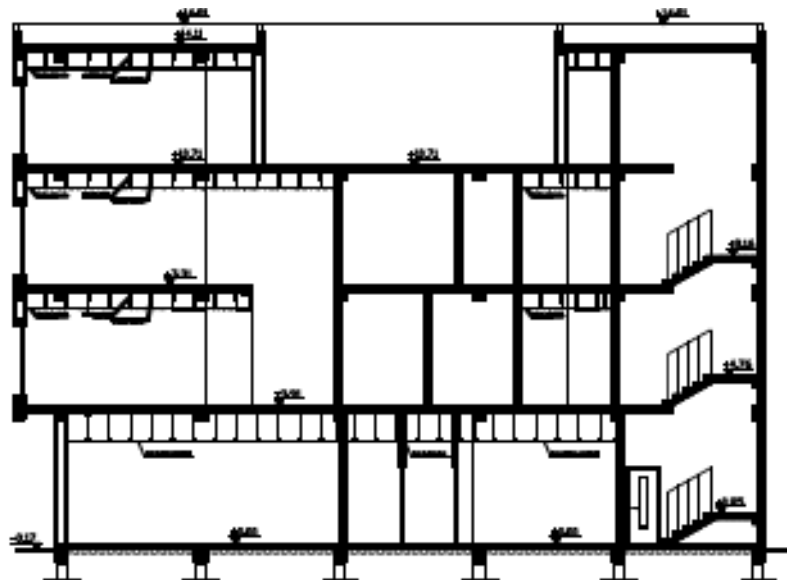
PLAN DE L'HOTEL DE CAS D'ETUDE :







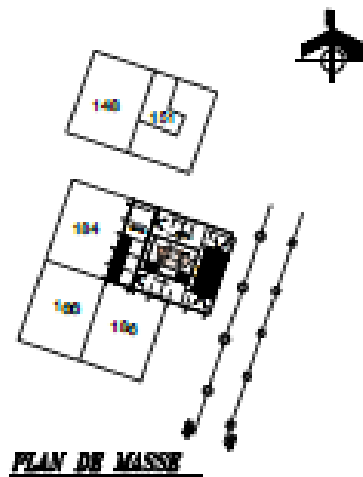
FACADE LATÉRALE DROITE
ECHELLE 1:50



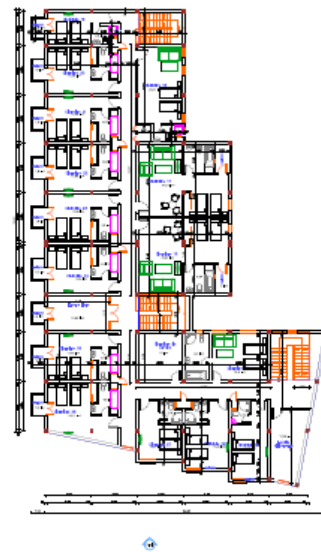
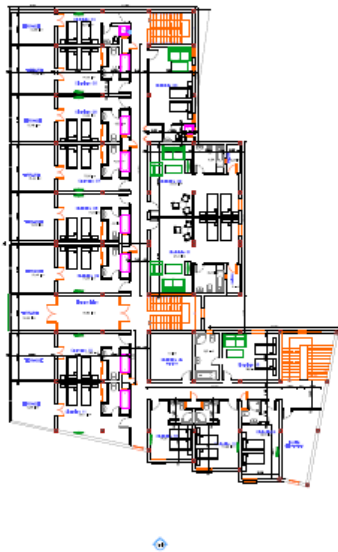
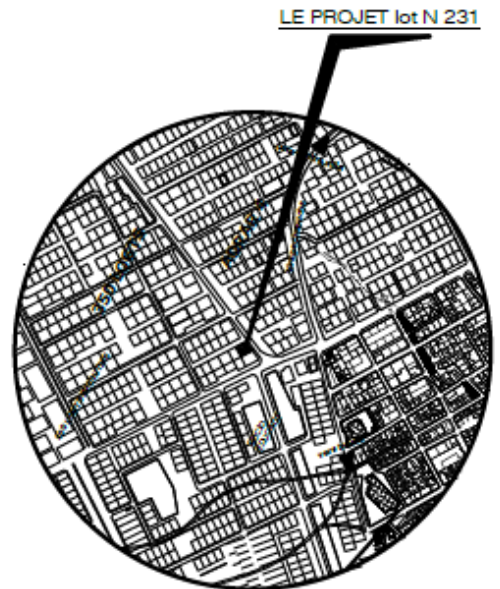
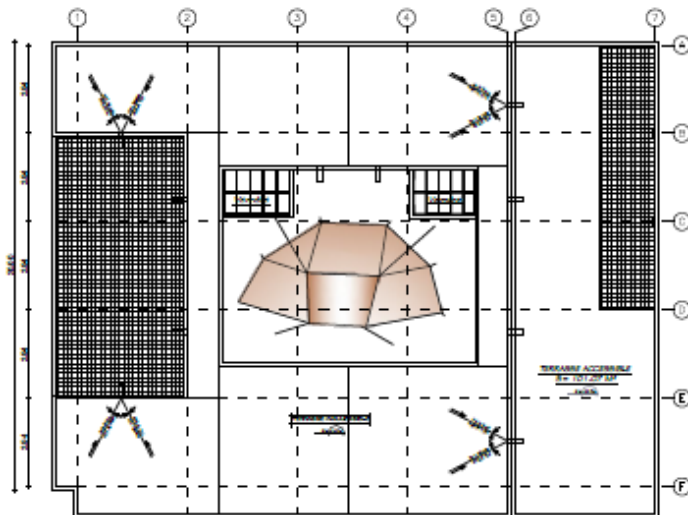
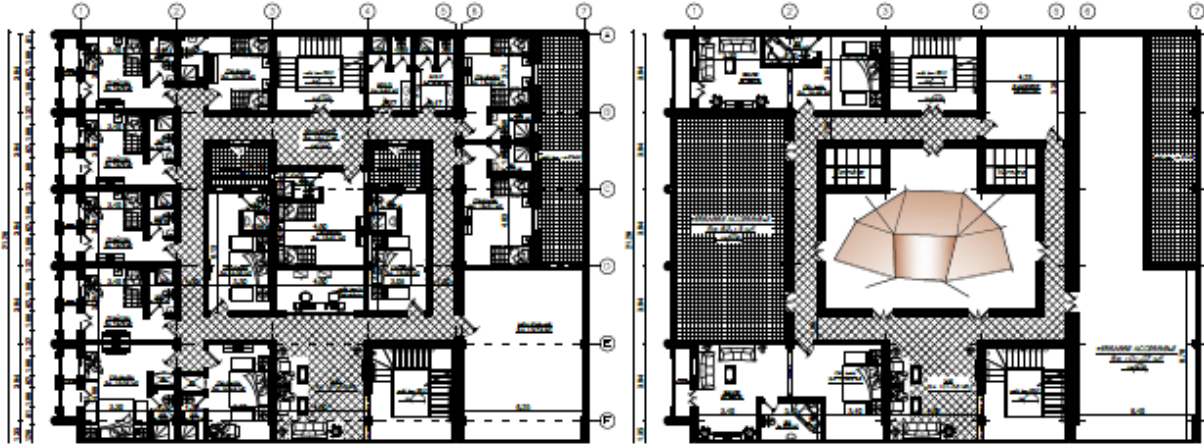
COUPE A-A

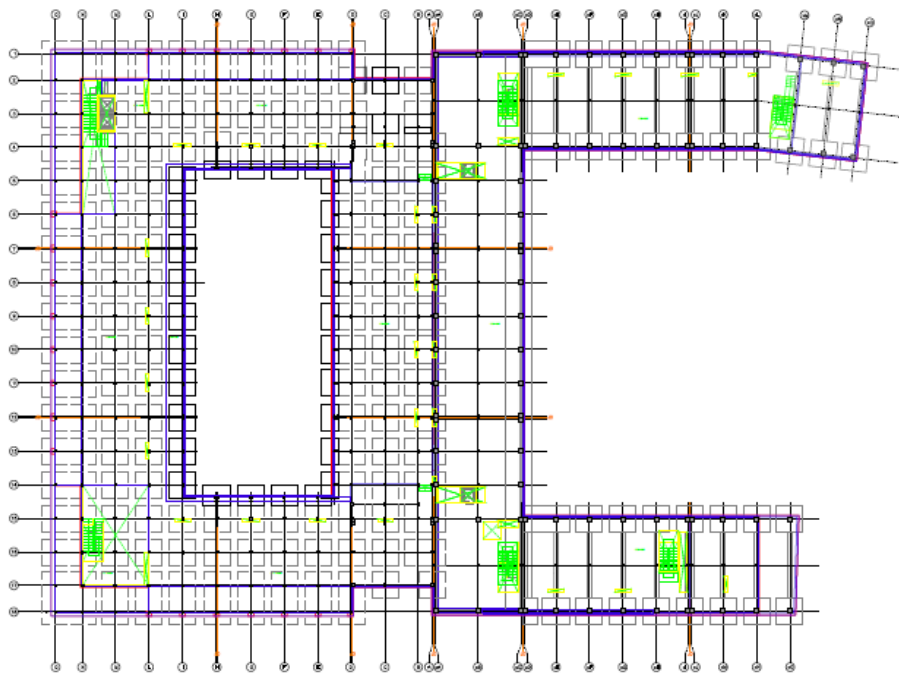
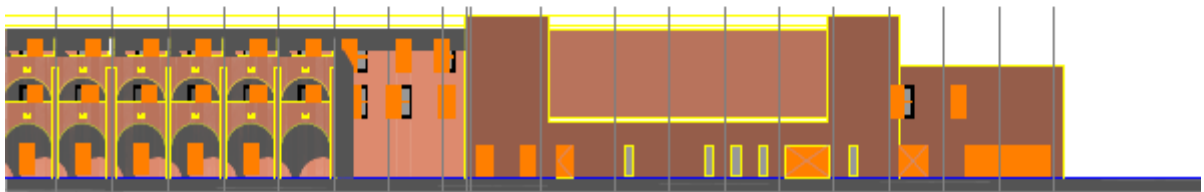
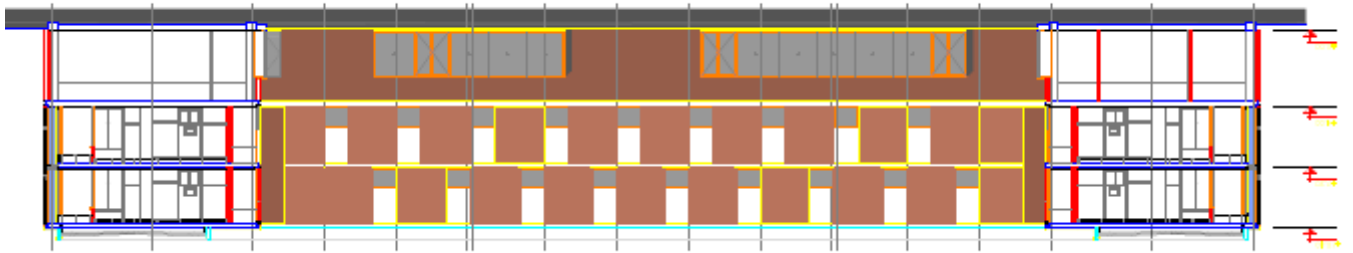


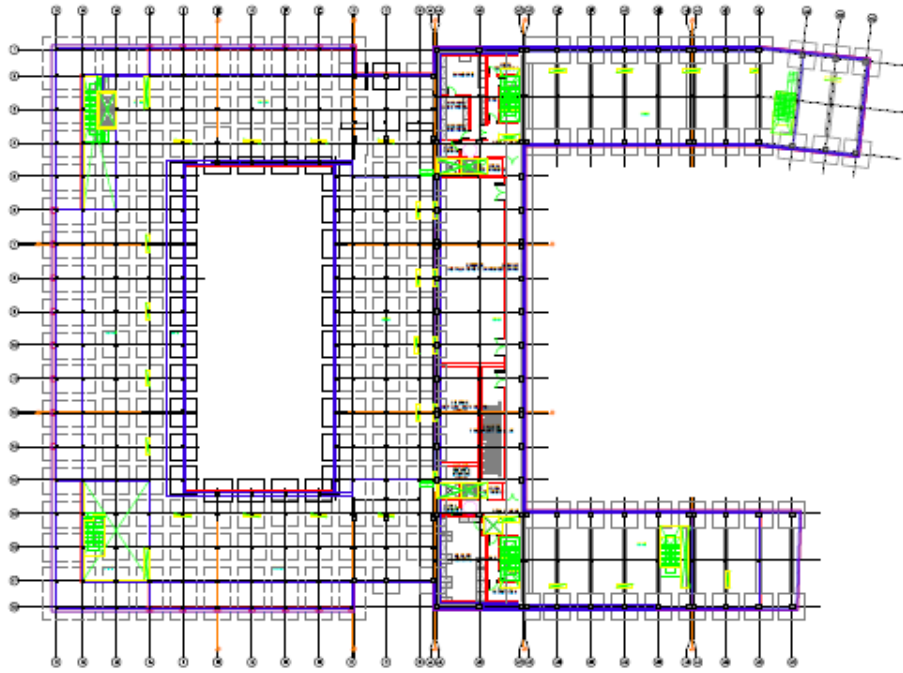
FACADE LATÉRALE GAUCHE



PLAN DE MASSE







Modélisation d'un structure dans ROBOT

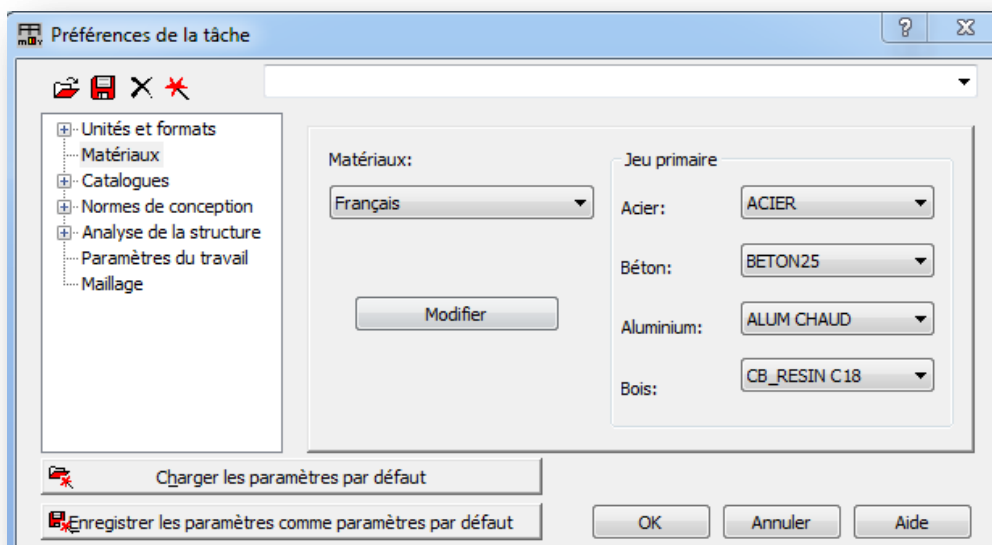
A. DEMARRAGE DE ROBOT

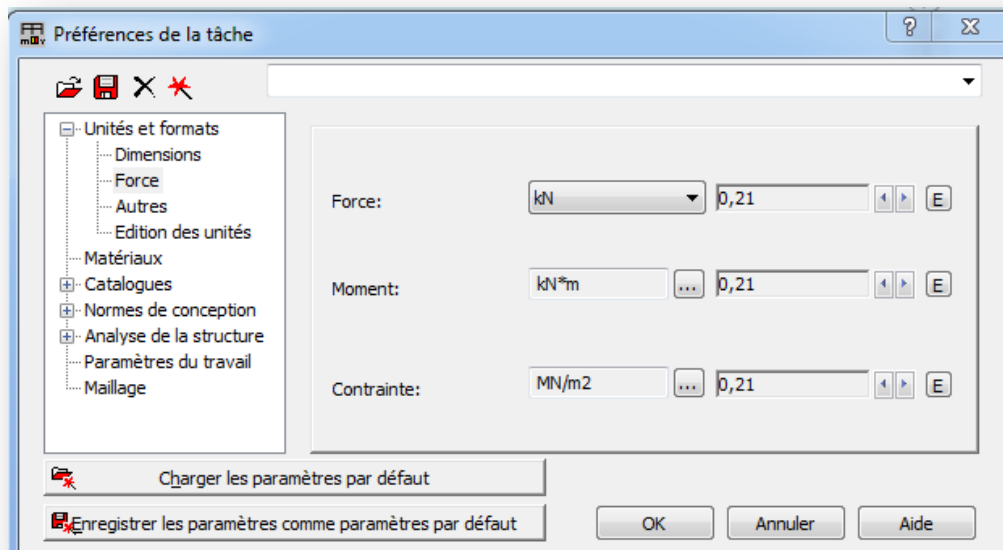
Le système **ROBOT** regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement).

Avant d'entamer le modélisation de notre bâtiment sur Robot, il faut d'abord commencer par un réglage pour fixer les normes utilisées dans les hypothèses des calcul, ainsi que les unités des forces, des contraintes, ect...

On fixe, donc dans la barre « outils » préférences de l'affaire » les normes suivant :

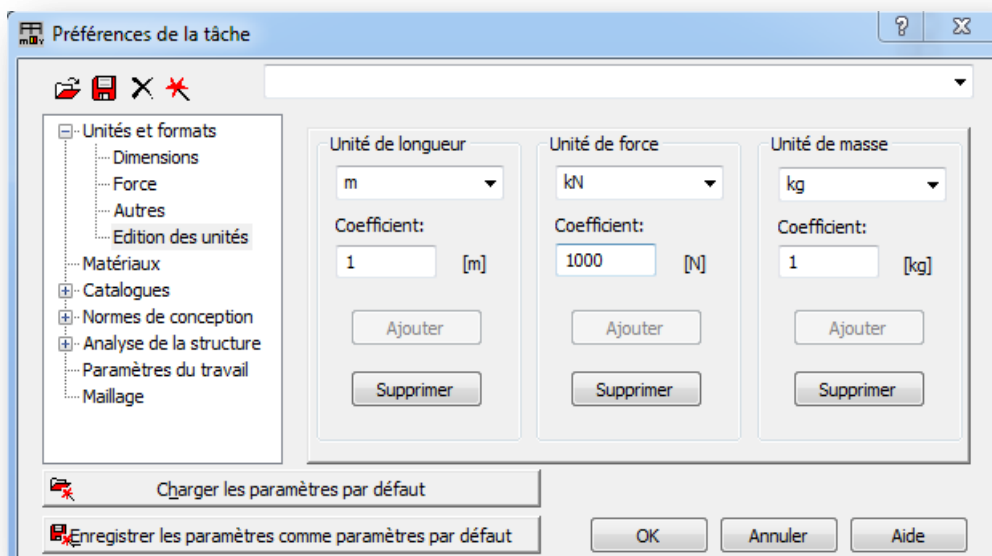
- Les dimensions :



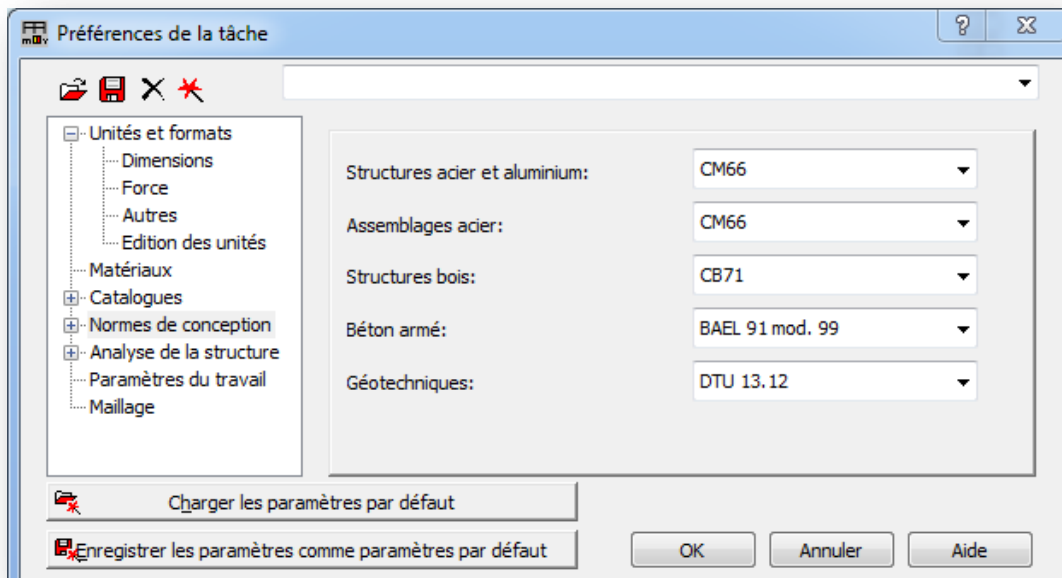


➤ Les forces :

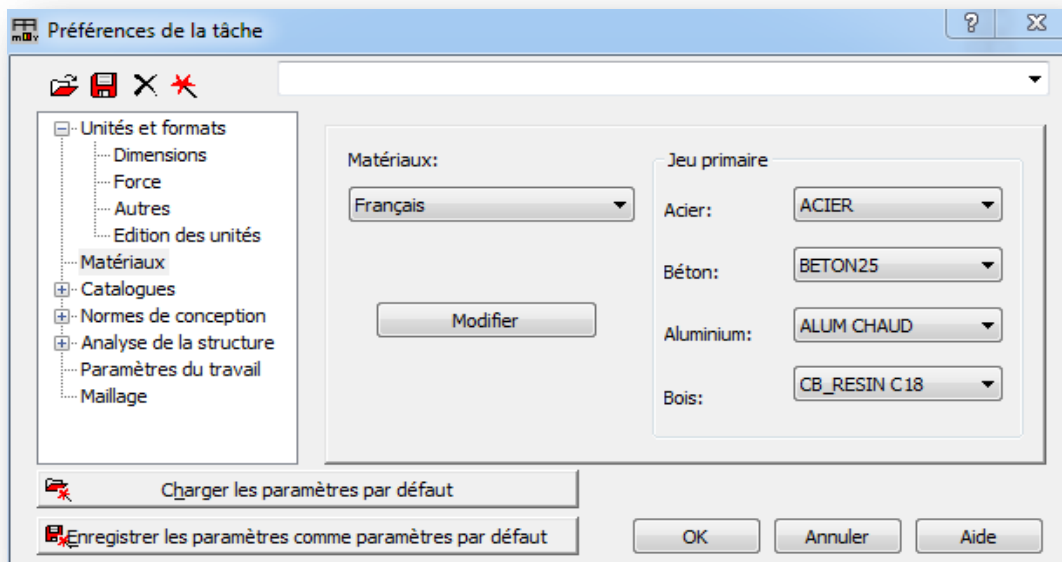
➤ Edition des unités :



➤ Les matériaux :



➤ Normes de conceptions :



Exemple 01 :

On choisit BLOC B comme un premier exemple d'avoir différentes formes.

B. Combinaison des forces :

Dans notre Modélisation, nous allons distinguer les actions des charges permanentes pour éviter tout risque de confusion dans le cas de chargement de la structure.

Dans l'onglet « charge » cas de charge » nous définissons la nature de chaque charge séparément :

Numéro: 3 Préfixe: PERM3

Nature: d'exploitation

Nom: Q

Ajouter Modifier

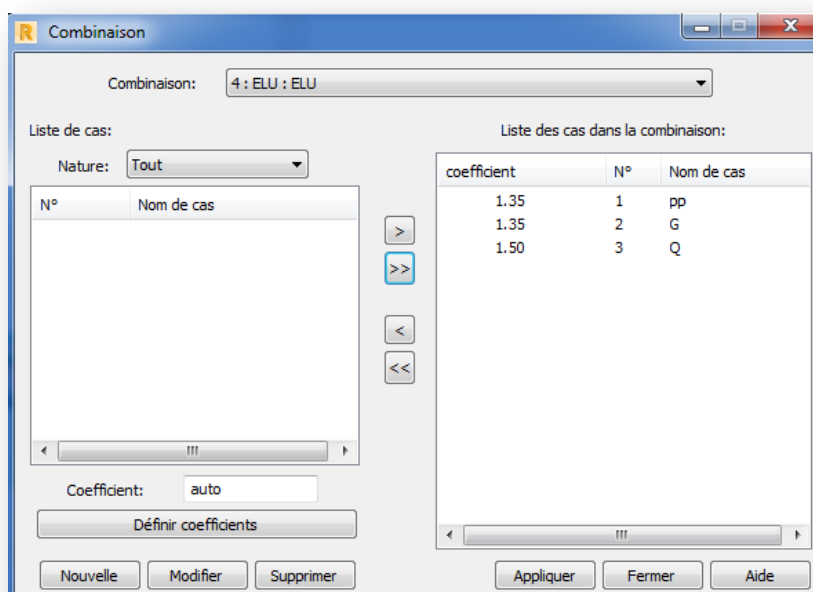
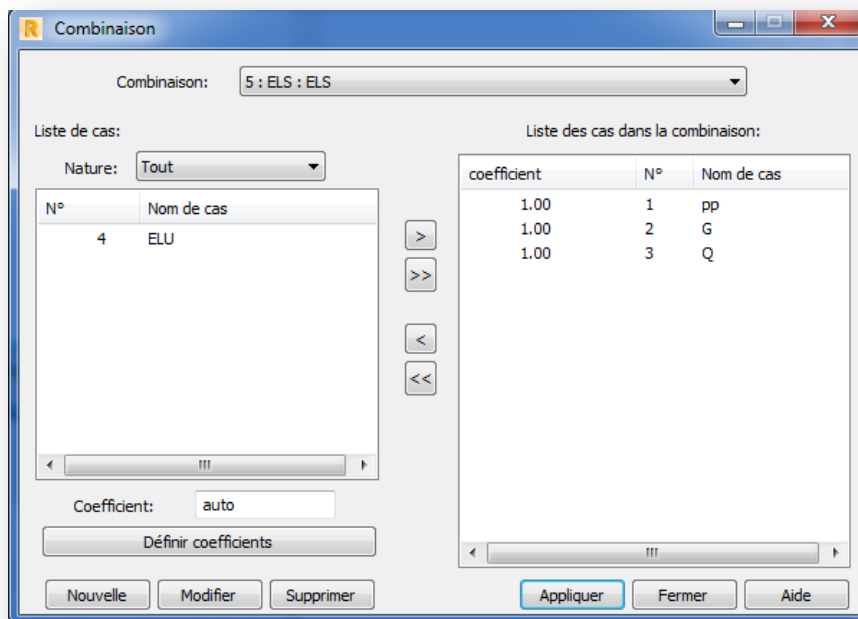
Liste des cas définis:

N°	Nom de cas	Nature	T
1	pp	poids propre	Si
2	G	permanente	Si
→ 3	Q	d'exploitation	Si

Supprimer Supprimer tout

Fermer Aide

Et dans l'onglet « charges » Combinaison manuelles » nous définissons les deux combinaison l'état limite ultime et l'état limite service « ELU et ELS » :



C. PARAMETRES DE L'ETUDE

- Unités de données : m et KN
- Géométrie :
 - Longueur du bâtiment : 26.48 m

- Hauteur du bâtiment : 19.98 m
- Surface du bâtiment : 258.71m²
- Angulaire : 23°

- **Le Charges :**

- ↳ **Permanent**es :

- Poids propre (PP)
- Terrasse (Corps creux 16+4): 6.43 (KN/m²)
- Etage courant (Corps creux 16+4): 5.34 (KN/m²)
- Terrasse (Dall plein e=15): 7.28 (KN/m²)
- Etage courant (Dall plein e=15): 6.06 (KN/m²)

- ↳ **Exploitation** :

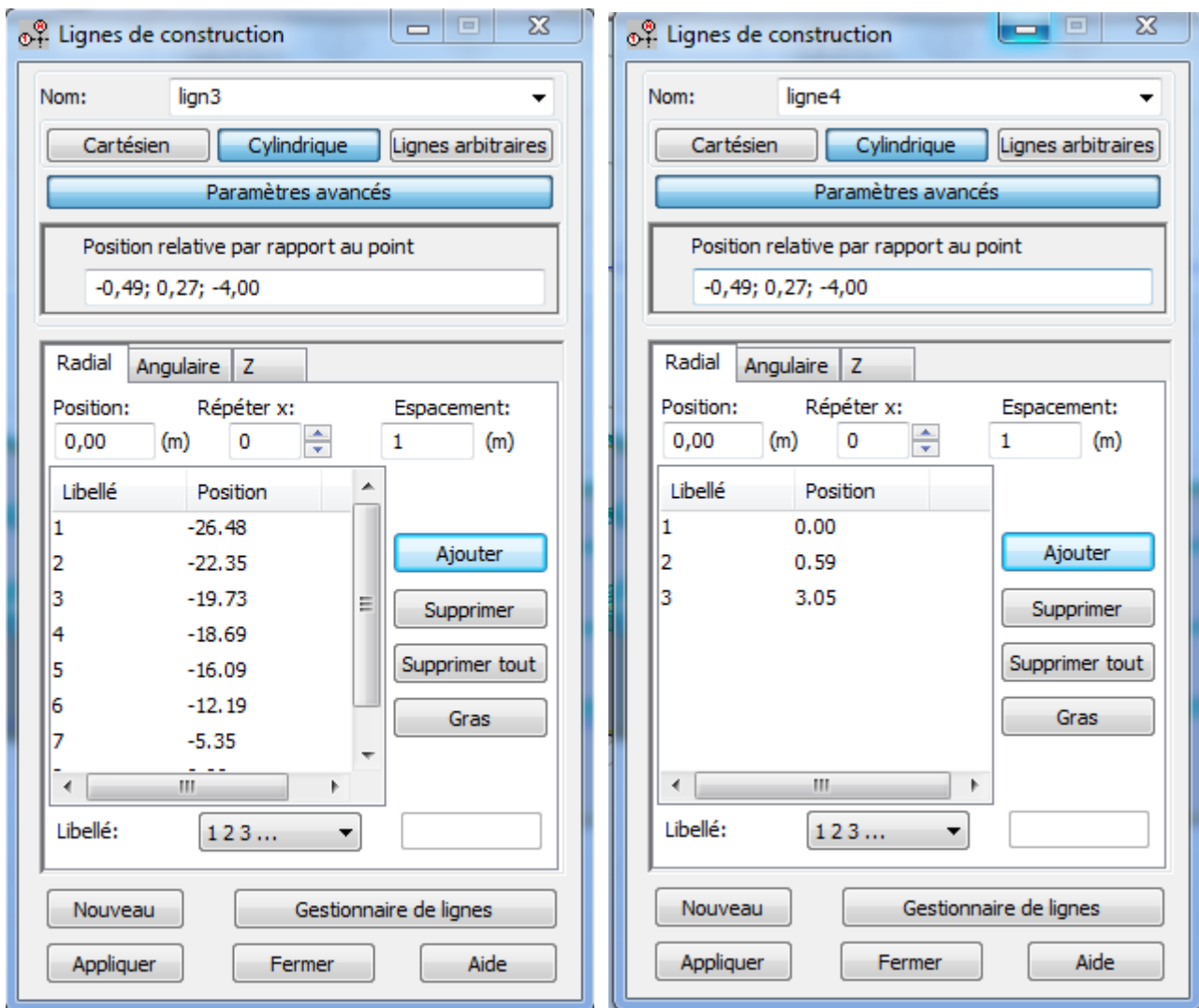
- Terrasse (Corps creux 16+4): 1 (KN/m²)
- Etage courant (Corps creux 16+4): 1.5 (KN/m²)
- Terrasse (Dall plein e=15): 1 (KN/m²)
- Etage courant (Dall plein e=15): 1.5 (KN/m²)

D. .MODELISATION DE LA STRUCTURE

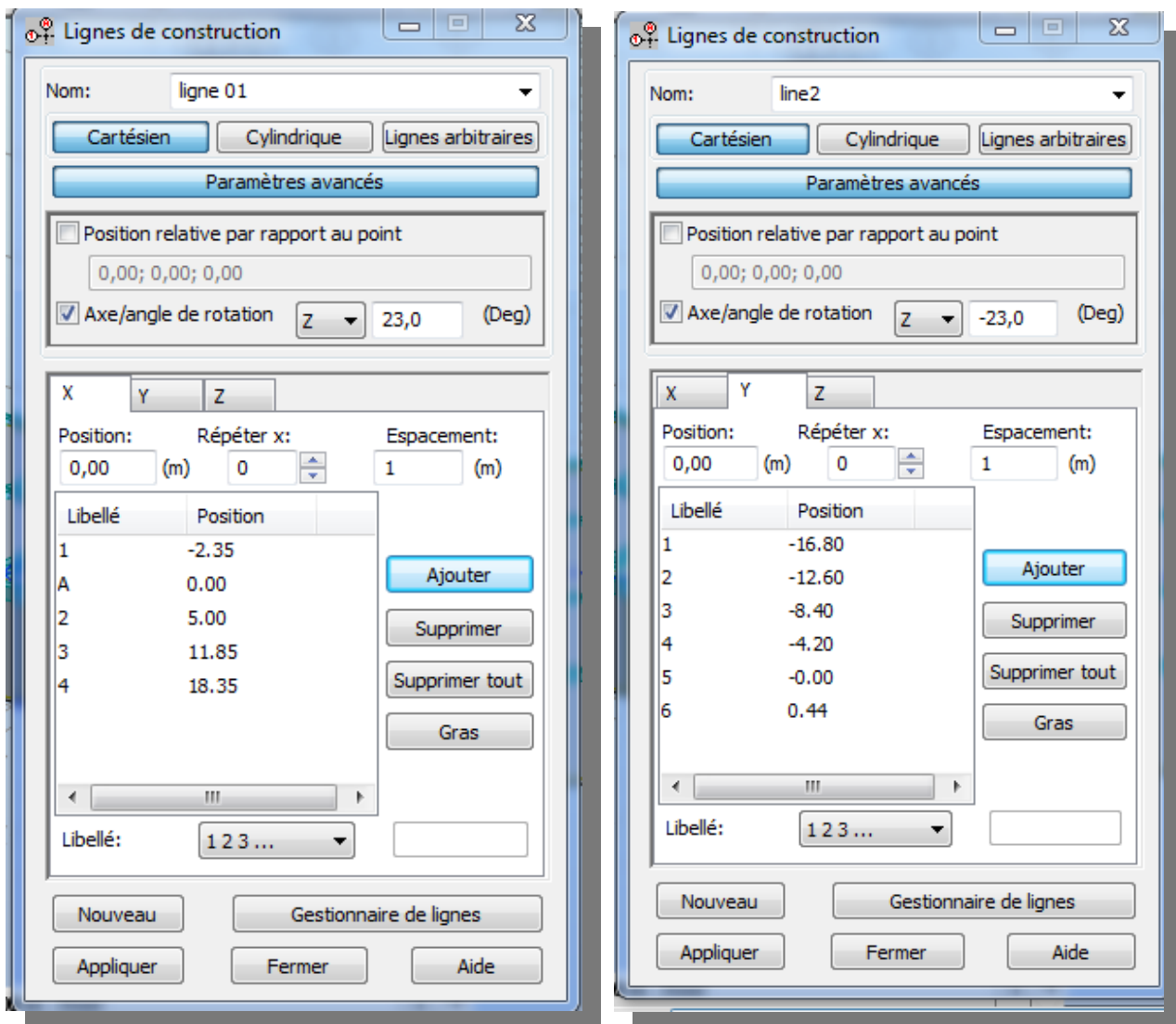
Afin de commencer la définition de la structure, lancer le système **ROBOT** (Clic sur l'icône correspondant).

Dans la fenêtre de l'assistant affichée par **ROBOT**, on Définit les lignes de construction afin de nous faciliter la mise en place des barres.

- la première ligne et la deuxième ligne : dans la fenêtre de construction « Paramètres avancés » On choisit Axe/angle de rotation et introduit l'angle en degré.

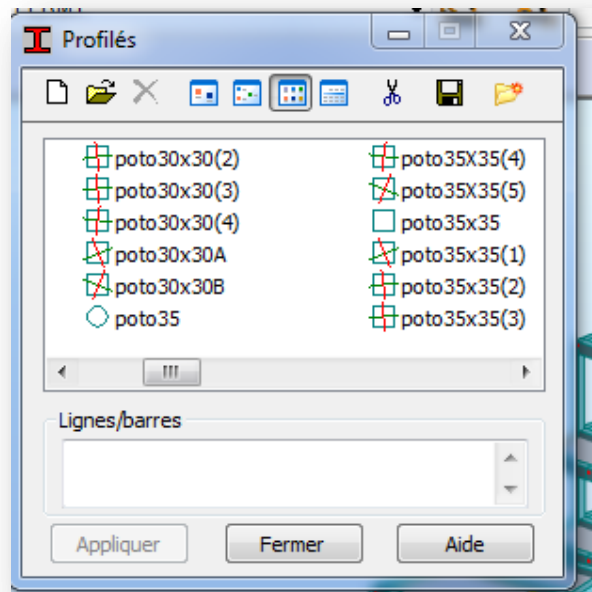


→ la troisième ligne et la quatrième ligne : dans la fenêtre de construction « Paramètres avancés » On choisit Position relative par rapport au point.



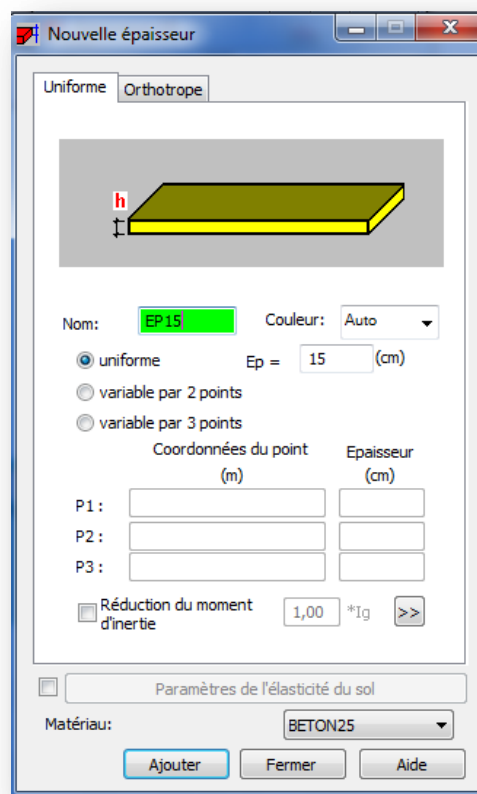
Définition des profils utilisés :

Dans l'onglet profilé, on introduit toute la section citée avec la distinction entre « poutres en BA » et « poteaux en BA », avec un béton de 25MPa



→ Définition des Dalles :

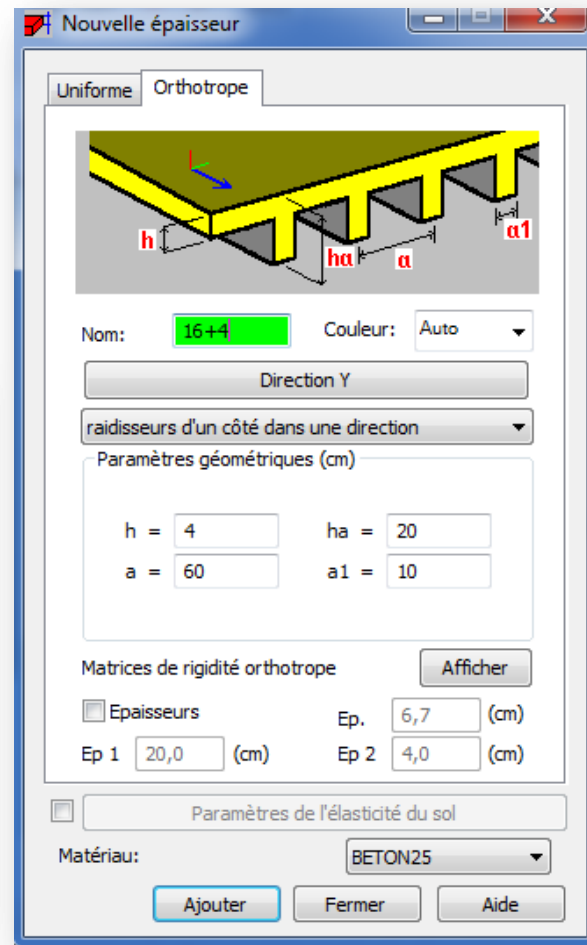
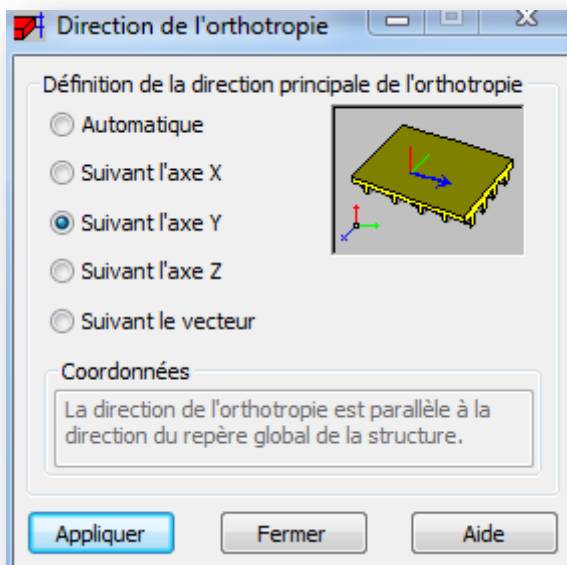
→ Les Dalles pleines : Dans L'onglet « Epaisseurs EF » Nouvelle Epaisseur » On choisit la catégorie Uniform et introduit l'épaisseur en cm, ainsi que le béton utilisé est 25Mpa



- Plancher en corps creux :

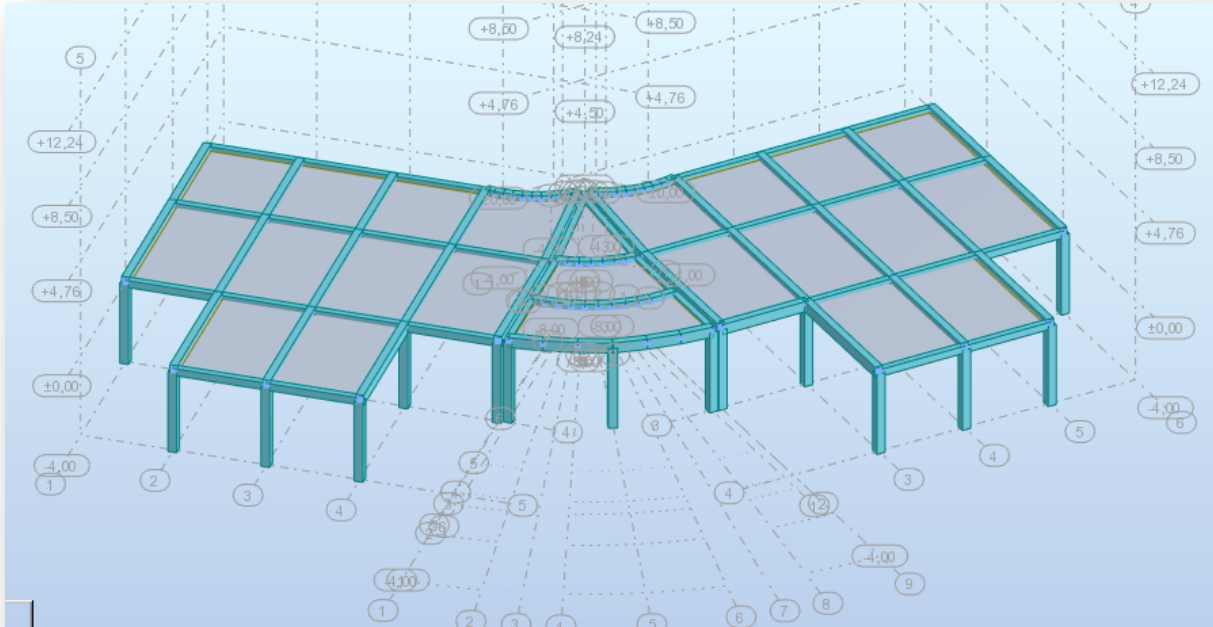
On choisit la « orthotrope », avec les valeurs suivant :

- h: 4cm, l'épaisseur de la couche de compression.
- ha: 20cm, la hauteur totale.
- a: 60cm, l'espacement entre les nervures.
- a1: 10cm l'espacement de chaque nervures



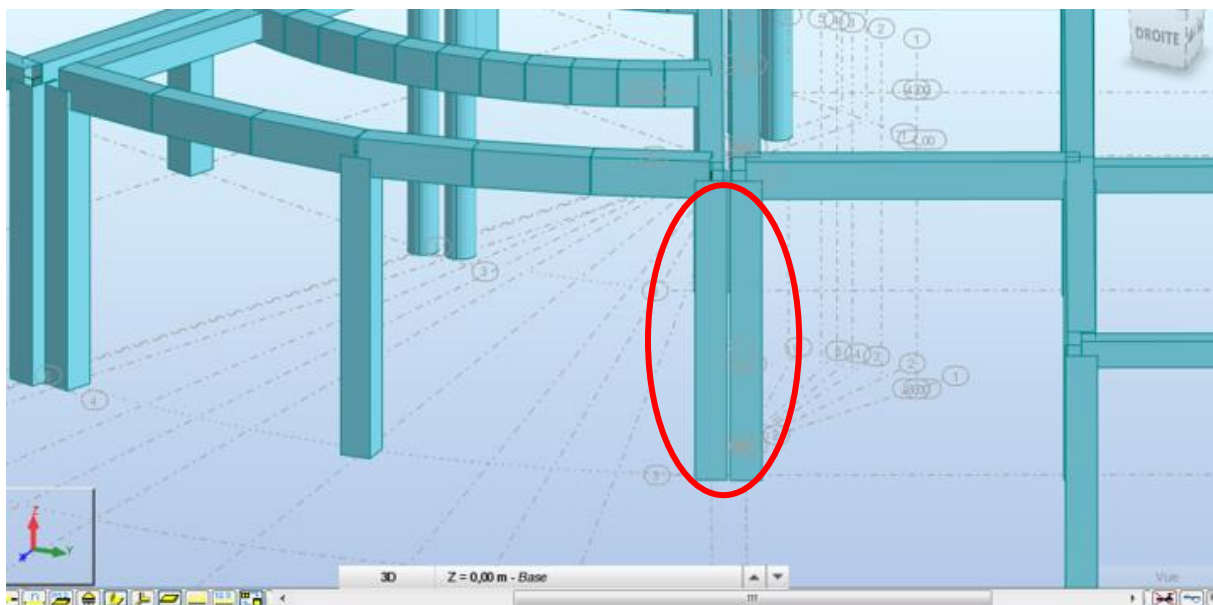
On clique sur « direction Y » et on choisit dans la boîte de dialogue la direction parallèle au sens des poutrelles.

E. **Modélisation** : Après avoir introduit tous les paramètres nécessaires on commence la modélisation à partir du niveau -4.00 m. On commence par les poteaux, les poutres puis les dalles :

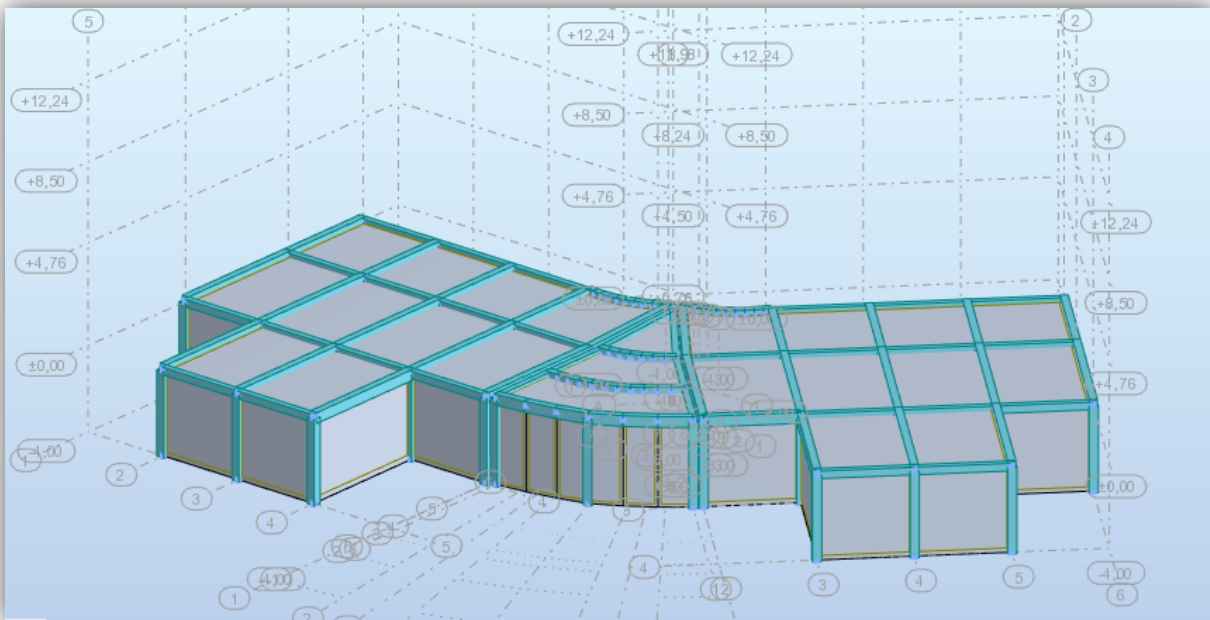
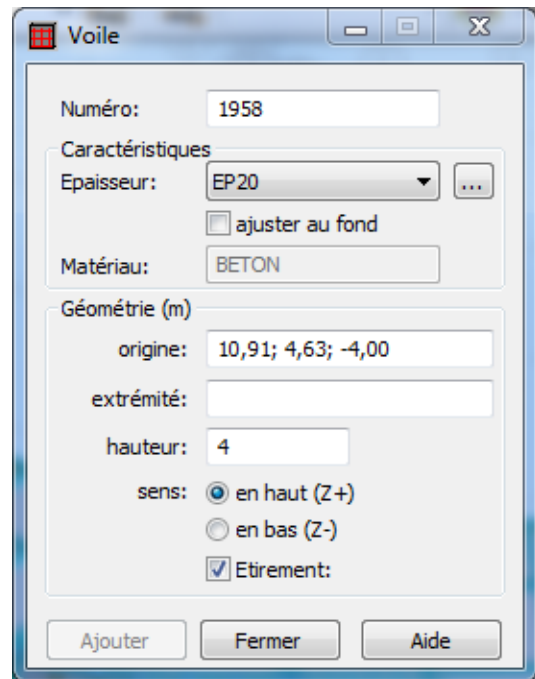
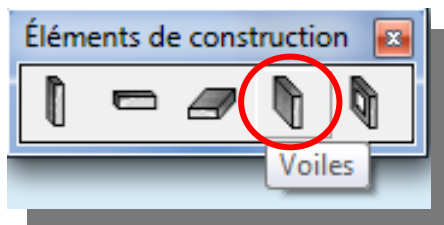


→ Le joint de dilatation :

Notre projet contient des joints de 4 cm qui concerne l'espace entre deux parties de notre structure, et son rôle est de permettre à chacune des parties d'avoir des mouvements indépendamment de l'autre.

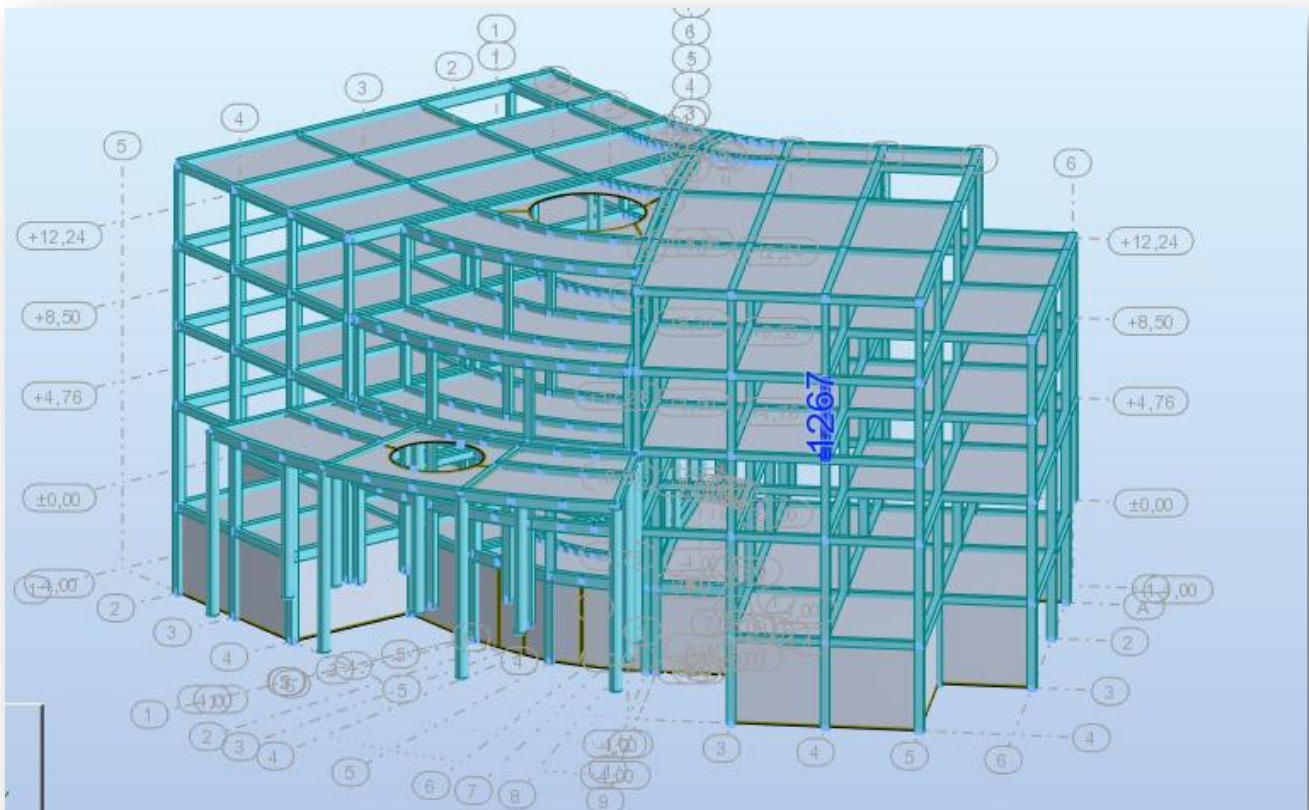
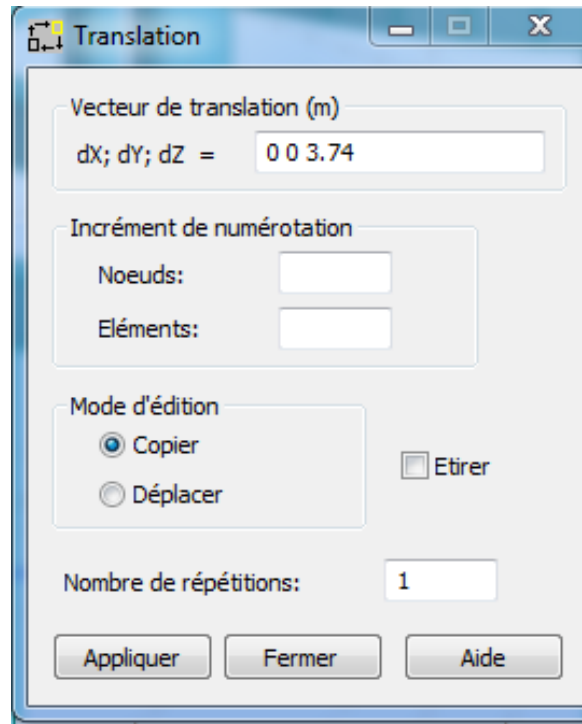


→ Définition des voiles : Dans la fenêtre d'Eléments de construction, on clique sur l'icône des voiles ci-dessous :



On passe au RDC et on refait la même démarche, sachant qu'on ne peut pas faire la translation car les hauteurs du RDC et de sous-sol sont différentes, et le même pour le 1^{er} étage et RDC.

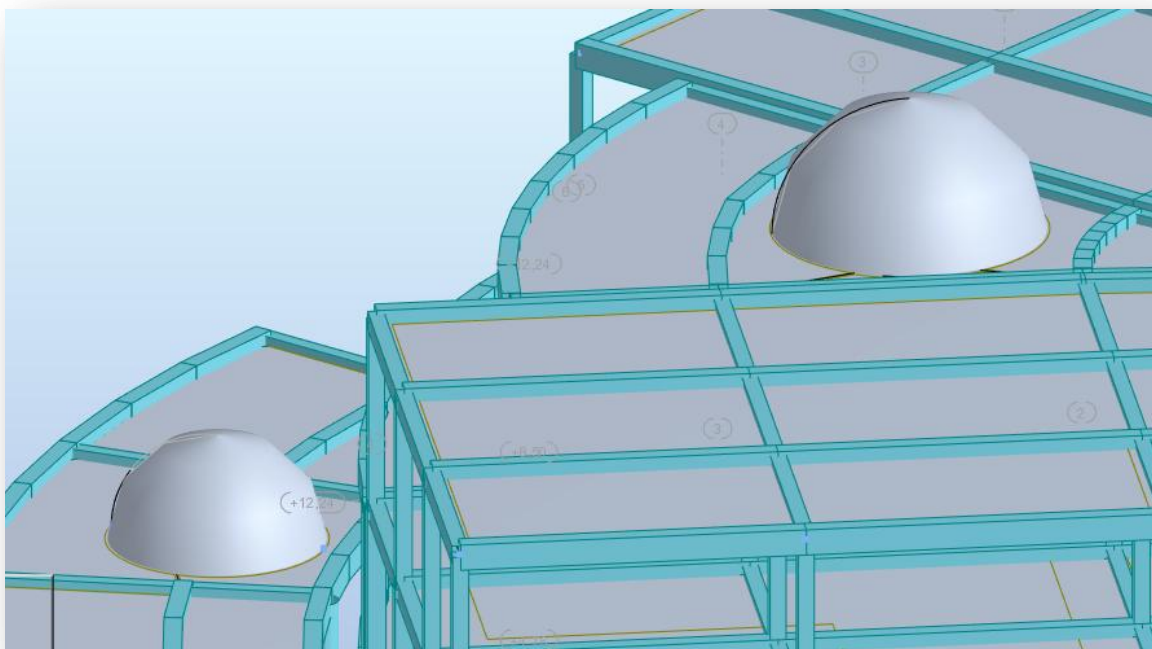
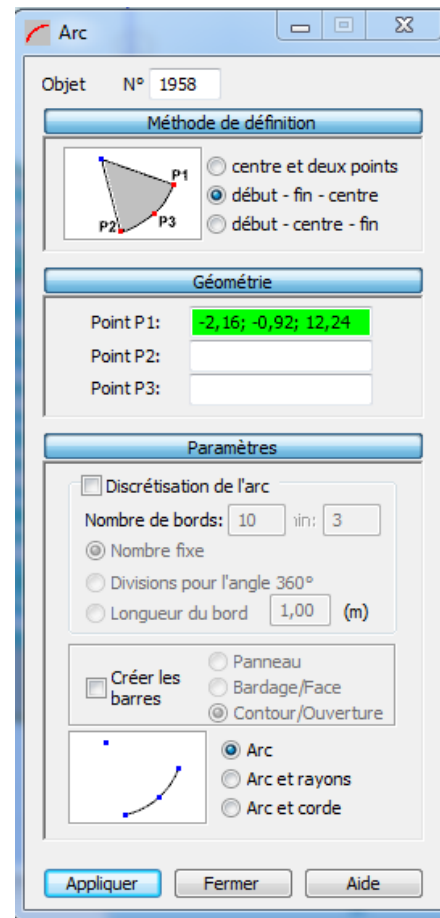
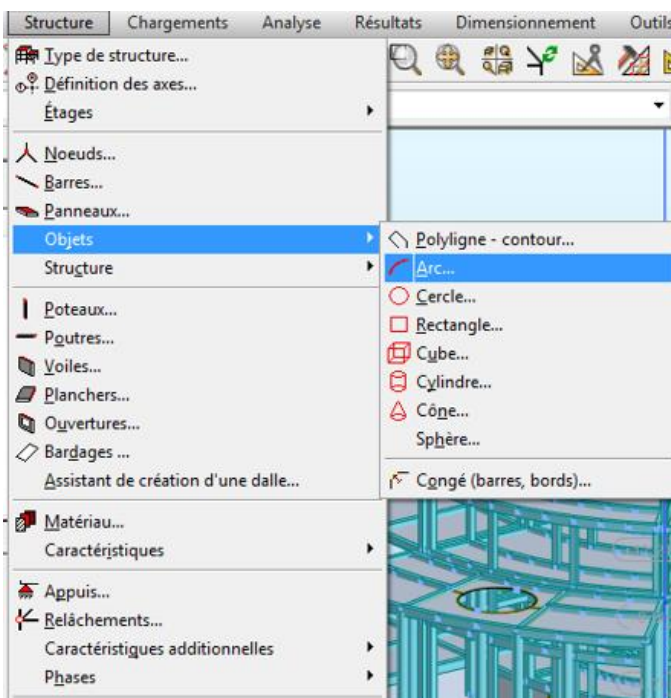
Pour modéliser le 2^{em} étage et 3^{em} étage, on copie les éléments du 1^{er} étage vers les niveaux



+12.24m à partir de l'onglet « Edition »Transformer »translation » :

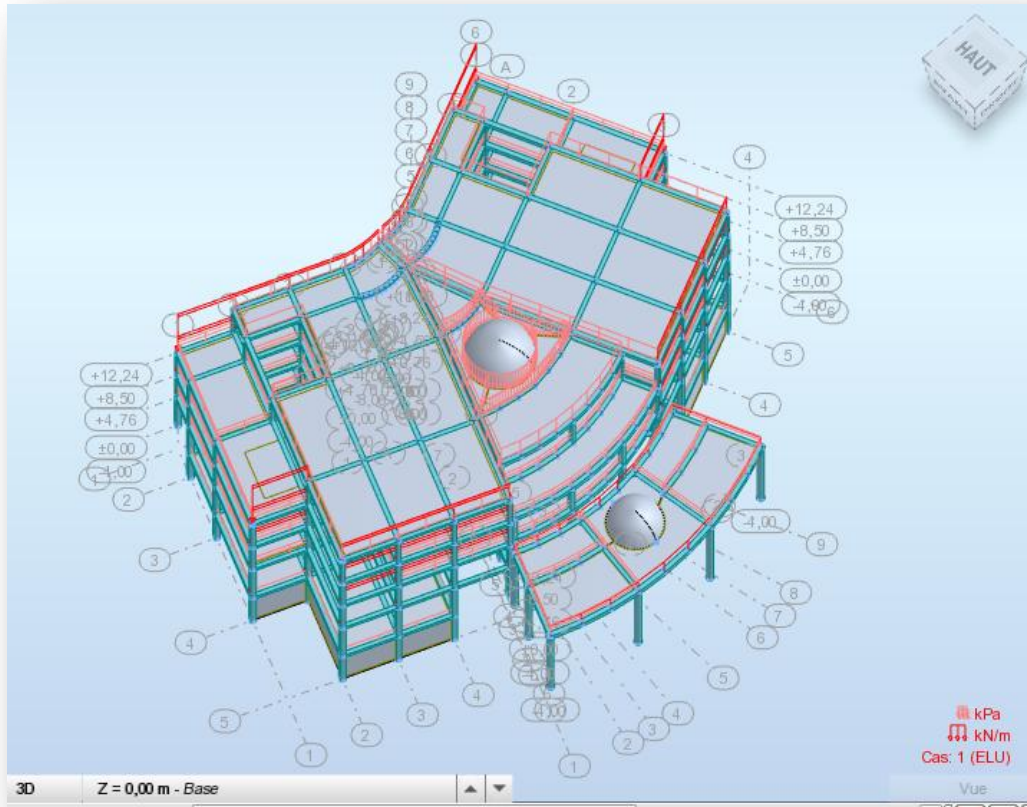
→ Définition des coupoles :

Dans l'onglet structure » objet » arc », La fenêtre ci-dessous apparaît :



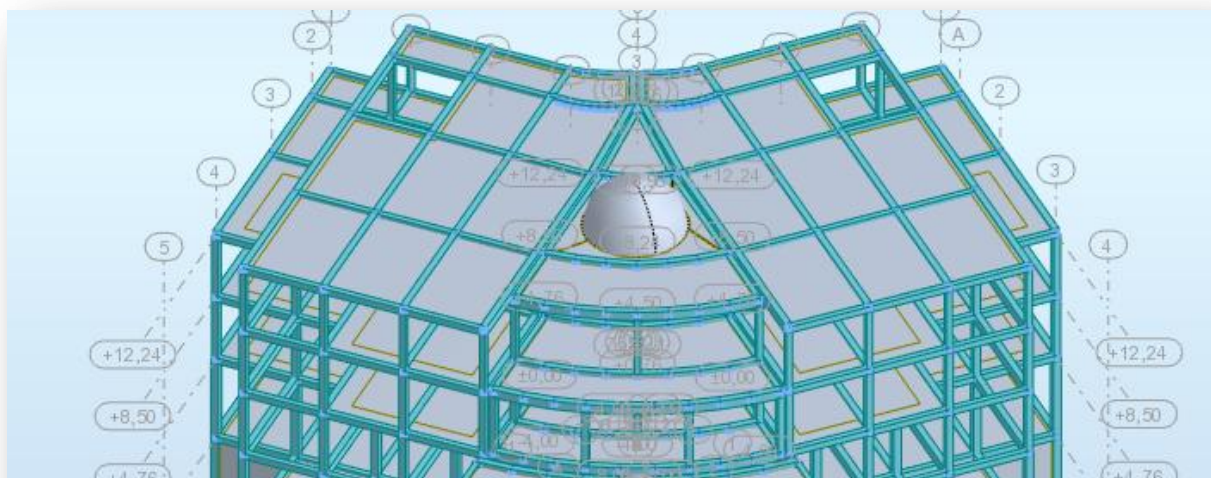
Chargement de la structure :

Les chargements G et Q sont appliqué surfaciquement :



Ce tableaux « tableau de chargement » est résumer les charges appliqués sur la structure :

→ Appuis : En général, les semelles sont des encastrement dans le sol, donc pour encastrer les appuis de notre structure, on se place dans le niveau $Z=-4.00$ m et on sélectionne tous les nœuds dans ce niveau. Dans l'onglet «structure »appuis » on choisit encastrement et on l'applique sur les nœuds du niveau -4.00 .



Cas	Type de charge	Liste							
3:g	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,63	global	non projetés	absolues	
4:Q	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global	non projetés	absolues	
3:g	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,53	global	non projetés	absolues	
4:Q	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global	non projetés	absolues	
3:g	(EF) surfacique uniforme	1832	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,54	global	non projetés	absolues	
4:Q	(EF) surfacique uniforme	1832 1954 19	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	non projetés	absolues	
4:Q	(EF) surfacique uniforme	1833	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global	non projetés	absolues	
4:Q	(EF) surfacique uniforme	1833	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,31	global	non projetés	absolues	
3:g	charge uniforme	108 1019	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-11,63	global	non projetés	absolues	
3:g	charge uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,32	global	non projetés	absolues	
3:g	charge uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-9,25	global	non projetés	absolues	
3:g	charge uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-8,58	global	non projetés	absolues	
3:g	charge uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-8,58	global	non projetés	absolues	
*									

En Arrivant à ce stade (structure chargée et encadrée), on lance les calculs :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional - Calculs

8-06-2019 CALCULS STATIQUES 21:55:12

SOLVEUR MULTI-THREAD

PHASE DE CALCUL

Renumérotation		00:00:01
Solution		00:00:01
Etape de la solution		00:00:01
Cas	3	

Message de calculs

21:55:07 Début de la vérification de la structure

Nombre d'erreurs: 0
Nombre d'avertissements:

21:55:11 Fin de la vérification de la structure
21:55:11 Début de l'analyse

Statistique		Ressources		Utilisé
Nombre de noeuds	: 1960	Mémoire:	4360.059	3.500
Nombre d'éléments	: 2822	Disque:	209922.504	3.475
Nombre d'équations	: 11286	Cas		1
Largeur du front		Début des calculs:	21:55:12	
Initiale	:	Durée estimée:		
Optimisée	:	Priorité des calculs:	Normale	
Nombre de blocs:	:			

Pause Arrêter Aide

