REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التـــعـليـم العـــالي والبـحث العـلـمـي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جـــامعة سعيدة – د. مولاي الطاهر
UNIVERSITÉDESAÏDA - Dr.MOULAY TAHAR

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du Diplôme de MASTER en Génie civil

Spécialité : Structure

Influence de la résistance du béton sur la stabilité dynamique de l'ouvrage : cas étude d'un bâtiment en R+10

Présenté par :
IKHLEF AHMED TOUFIK
KEBAILI OUSSAMA SOFIANE

Soutenu le 21/ 09 / 2021, devant le jury composé de :

Mr Mahmoudi Noureddine	Professeur	Président
Mr. SELLAF Hamid	Maître de conférence classe A	Encadreur
Mr DERRAS Boumediene	Professeur	Examinateur

Année universitaire 2020/2021

Remerciement

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux qui nous a donné la force, la patience et le courage d'accomplir ce modeste travail.

On remercie cordialement nos parents qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

On adresse nos reconnaissances et nos remerciements à notre encadreur Mr H.SELLAF pour son aide, ses conseils et ses orientations précieuses.

Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants du département de génie civilet en particulier les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Enfin, notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de prés ou de loinà la réalisation de ce projet fin d'études.

Dédicaces

Je dédie cet ouvrage

- ✓ **A mes parents qui m'ont soutenus et encouragés durant ces années d'études.**

  Qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.
- ✓ **A mes frères , sœurs et Ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.**
- ✓ **A ma famille, mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.**

- ✓ **A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé et spécialement mon chére ami Djilali, et à qui je souhaite plus de succès.**

  A tous ceux que j'aime

Toufik

Dédicaces

Je dédie cet ouvrage

- ✓ **A mes parents qui m'ont soutenus et encouragés durant ces années d'études.**

  Qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.
- ✓ **A mes frères , sœurs et Ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.**
- ✓ **A ma famille, mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.**

- ✓ **A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.**

  A tous ceux que j'aime

oussama

Résumé

Ce mémoire consiste à l'étude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation. Cette structure est implantée dans la wilaya de Saida qui est classée en zone I selon le règlement parasismique Algérien (RPA99v2003).
La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91).
Le but de ce travail est une étude explicative de l'influence de la résistance du béton sur la stabilité dynamique de l'ouvrage.
Nous avons fait deux études sur une structure a R+ 10 étages, En utilisant les mêmes paramètres sismique (zone, groupe usage, site, les même géométries de bloc).Prise en compte la différence de résistance du béton des éléments porteur .Structure 01 en fc28 =20Mpa et Structure 02 en fc28 =40Mpa
après la comparaison des résultats, nous avons conclu que la structure 02 (fc28=40 Mpa) est bien stable et bien rigide par rapport a la structure 01 (fc28 =20 Mpa)

Mots clés : Structure, fc28= 20mpa , fc28=40mpa , Robot2011, RPA99 modifié 2003, BAEL91 , les paramètres sismique

Abstract

This thesis consists of the study of a building (R + 10) for residential use. This structure is located in the wilaya of Saida which is classified in zone I according to the Algerian seismic regulations (RPA99v2003).
The design was made according to the building regulations in force (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91).
The aim of this work is an explanatory study of the influence of concrete strength on the dynamic stability of the structure.
We did two studies on a component structure with R + 10 floors, using the same seismic parameters (zone, group use, site, the same block geometries). Taking into account the difference in the strength of the concrete of the load-bearing elements. Structure 01 in fc28 =20Mpa and Structure 02 in fc28 =40Mpa
after comparing the results, shows that structure 02 (fc28=40 Mpa) is stable and rigid compared to structure 01 (fc28 =20 Mpa)
Keywords : Structure, fc28= 20mpa , fc28=40mpa , Robot2011, RPA99 modified 2003, BAEL91 , seismic parameters

ملخص

تتكون هذه الأطروحة من دراسة مبنى في الطابق الأرضي و 10 طوابق للاستخدام السكني. يقع هذا الهيكل في ولاية سعيدة التي تصنف في المنطقة 1 وفقا للوائح الزلزالية الجزائرية
.تم تصميم وفقا للوائح البناء المعمول بها
والهدف من هذا العمل هو دراسة تفسيرية لتأثير القوة الملموسة على الاستقرار الدينامي للهيكل
قمنا بعمل دراستين على هيكل مكون مع R + 10 طوابق ، باستخدام نفس المعلمات الزلزالية (المنطقة ، استخدام المجموعة ، الموقع ، نفس هندسات الكتلة). مع الأخذ في الاعتبار الفرق في قوة الخرسانة من العناصر الحاملة. هيكل 01 في fc28 = 20Mpa وهيكل 02 في fc28 = 40Mpa
بعد مقارنة النتائج ، ويبين أن هيكل 02 (FC28 = 40 Mpa) مستقرة وصلبة مقارنة مع هيكل 01(fc28 = 20 Mpa)
الكلمات الرئيسية : هيكل, Robot2011, RPA99 , fc28 = 40mpa , fc28 = 20mpa تعديل 2003, BAEL91 , المعلمات الزلزالية

.

Table des matières

Table des matières
Liste des figures
Liste des tableaux
Liste des symboles et notation
INTRODUCTION GENERALE.....1
CHAPITRE 1. PRESENTATION ET CARACTERISTIQUES 2
1.1. INTRODUCTION.....2
1.2. HISTORIQUE.....2
1.3. PRESENTATION DU PROJET.....3
1.3.1. Présentation de l'ouvrage.....3
1.3.2. Caractéristiques géométriques.....3
1.3.4. L'infrastructure.....4
1.4. CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX.....5
1.4.1. Le béton.....5
1.4.2. L'acier.....9
1.5. SOLLICITATIONS DE CALCULS VIS-A-VIS DES ETATS LIMITES.....11
1.6 CONCLUSION.....12
1.7. REGLEMENTS UTILISES 12
CHAPITRE 2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....13
2.1. INTRODUCTION.....13
2.1.1. Pré dimensionnement des poutres.....13
2.1.1.1 Poutres principale 13
2.2. LES PLANCHERS.....14
2.2.1 Les plancher en corps creux.....15
2.2.2. Plancher en dalle plein.....16
2.2.3. Descente de charge.....17
2.2.3.1 Introduction.....17
2.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....20
2.3.1. La loi de dégression.....21

2.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES……25
2.4.1. Les voiles du contreventement……..25
2.5. CONCLUSION……..28
CHAPITRE 3. ETUDE DES PLANCHERS……29
3.1 INTRODUCTION……..29
3.2. CALCUL DES PLANCHERS A CORP CREUX……..29
3.2.1.Etude des poutrelles ……..30
3.2.1.1 type de poutrelles……30
3.2.2. Vérification de la fléche……59
3.3 CALCUL DES PLANCHER EN DALLE PLEINE……50
3.3.1 CALCUL DE FERILLAGE ……..53
3.3.2.Vérification de l'effort tranchant……..59
3.3.3.Vérification de poiçonnement……..60
3.3.4. Vérification de la fléche……60
3 .4. CONCLUSION……60
CHAPITRE 4. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES……61
4.1. INTRODUCTION……61
4.2. ETUDE DE L'ACROTERE……..61
4.2.1. Introduction……61
4.2.2.Charge……..61
4.2.3. Sollicitation……62
4.2.4. ferraillage……63
4.3. ETUDE DES BALCONS……...65
4.3.1.Dimensionnement ……66
4.3.2. Détermination sollicitations……66
4.3.2.1. Descente des charges……67
4.3.2.2. Evaluation des charges……67
4.3.3. Calcul de ferraillage……68
4.3.4.Vérification au cisaillement……..68
4.3.5. Vérification de la flèche……..69
4.3.6. Le contre poids……...70
4.4. ETUDE D'ESCALIER……..71
4.4.1. Descriptions……..71
4.4.2. Les type d'escaliers……71
4.4.3. Choix des dimensions……72
4.4.3.1Conditiond'accèsfacile…….72
4.4.3.2. Condition dégagement rapide desescaliers……72
4.4.4. Pré-dimensionnement……..73

4.4.4.1 Détermination de nombres des contres marches 73
4.4.5. Evaluation des charges……..…..74
4.4.6. Détermination des sollicitations……..…75
4.4.7. Calcul du ferraillage (paillasse)…….…..…77
4.4.8.Vérification de l'effort tranchant……..…81
4.5. ETUDE DE L'ASCENSEUR……..…...82
4.5.1. Définition……82
4.5.2. Caractéristiques…… 82
4.5.3. Descente des charges…….83
4.5.4. Vérification……85
4.5.5 La sollicitation……87
4.5.6. Détermination du ferraillage……..…89
4.5.7. Vérification de la contrainte de cisaillement……..92
4.6 Cnclusion.....93
CHAPITRE 5. ETUDE SISMIQUE.....94
5.1. INTRODUCTION…….……94
5.2. DEFINITION ET NOTATION …….…94
5.3 Choix du site…….……..95
5.3.1 Classification des zones sismique……..…….……95
5.3.2 Classification des ouvrages selon leurs importances……...…96
5.3.3 Classification des site……...96
5.4. CLASSIFICATION DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT…….…96
5.5 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL……...97
5.5.2 CONDITION D'APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE EQUIVALANTE……97
5.5.3Modèle admis par la méthode statique équivalente…….…….99
5.6.Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente……..…...99
5.7.Méthode dynamique modale spectrale…….……107
5.7.1.Conditions d'application de la méthode dynamique modale spectrale……...…...107
5.7.2. Spectre de réponse……..……...…108
5.8.Vérifications réglementaires selon le R .P.A…….…..108
5.8.1 Période fondamentale de la structure…….108
5.9.1.L'effort normal réduit…….110
5.9.2.Vérification des déplacements latéraux inter-étages…….……111
5.9.3.Résultat des forces sismiques de calcul……....113
5.9.4.JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P-Δ…….…114

5.9.5.VERIFICATION DE STABILITE AU RENVERESMENT…….....116
5.9.6. pré dimensionnement des nœuds……120
5.10.Composante verticale d'action sismique…….……...123
5.11.Distribution des forces sismique selon la hauteur……..…....123
5.12.Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur…….……126
5.13. Effet de la torsion d'axe vertical……128
5.14. CONCLUSION…….…132
CHAPITRE 6. INFLUENCE DE LA RESISTANCE DU BETON…….....143
6.1.DEFINITION DU BETON…….…133
6.2. CLASSIFICATION DES BETONS…….....144
6.3 COMPORTEMENT DU BETON……..…...144
6.4 Principaux avantage et inconvénients du béton…….....136
6.5.Période……..…139
6.6.Effort tranchant à la base…….…..…140
6.7. L'effort normal……....….141
6.8.Conclusion……..…...142
CHAPITRE 7. ETUDE PORTIQUE…….... 143
7.1. Introduction…….…..…143
7.2.1. Les actions …….…...144
7.2.2. Les sollicitations ……144
7.2.3. Combinaisons d'actions ……..…144
7.3. FERRAILLAGE DES POUTRES ……..…..145
7.4. ETUDE DES POTEAUX ……152
7.4.1. La zone nodale……154
7.5. ETUDE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT ……163
7.5.1. Introduction ……..163
7.5.2. Combinaison d'action……163
7.5.3. Ferraillage des trumeaux ……..163
7.5.4. Calcul du Ferraillage ……165
7.5.5 Conclusion……...169
chapitre8: étude de l'infrastructure……170
8.1. INTRODUCTION ……170
8.2 . FONDATION……170
8.2.1. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS……170
8.2.1.1.Vérification des semelles isolées ……..170

8.2.1.2.Vérification des semelles filantes ……171
8.2.2.Etude du radier général ……172
8.2.2.1 Pré dimensionnement de radier général 172
8.2.2.2. Ferraillage du radier ……176
8.2.2.4. Schéma de ferraillage de la dalle……..180
8.2.3.Ferraillage du débord ……180
8.2.4.Ferraillage des nervures ……182
8.2.5.Schéma de ferraillage des nervures ……184
8. 3.Etude du voile périphérique ……184
8.3.1.Définition……184
8.3. 2.Dimensionnement du voile……184
8.3.3.Evaluation des charges ……185
8.3.4.Détermination des sollicitations……185
8.3.5.Ferraillage du voile périphérique ……186
8.3.6.Schéma de ferraillage ……188

Liste des figures

Figure 1.1. Diagramme de déformation-contrainte (ε_{bc} ; σ_{bc}) béton 9
Figure 1.2. Diagramme de déformation - contrainte (εs ; σs) des aciers 11
Figure 2.1. Section d'une poutre 13
Figure 2. 2. La poutre principale 13
Figure 2. 3. La poutre secondaire 14
Figure 2.4..Schéma réel d'un plancher à corps creux 15
Figure 2.5. Schéma des poutrelles 16
Figure 2.6. schéma d'un plancher à dalle pleine. [4] 16
Figure 2.7. Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible 18
Figure 2.8. Détail des constituants du plancher étage courant 18
Figure 2.9. Détail des constituants du plancher en dalle pleine 19
Figure 2.10. Coupe de voile en élévation [9] 25
Figure 2.11. Coupes de voiles en plan pour différents cas 26
Figure 3.1. coupe transversale d'un plancher à corps creux 29
Figure 3.2. dimenesions de la poutrelle section en T 30
Figure 3.3.Type d'une poutrelle 30
Figure 3.4. Moment aux appuis des différents cas des poutres 32
Figure 3.5. Poutrelle type 04 33
Figure 3.6. Figure 3.6. Moment fléchissant en appuis 33
Figure 3.7. Diagramme des moments fléchissant a [E.L.U] pour la poutrelle type 04 37
Figure 3.8. Diagramme des moments fléchissant a [E.L.S] pour la poutrelle 04 37
Figure 3.9. Diagramme des efforts 37
Figure 3.10. Moment de référence 40
Figure 3.11. Section de calcul en travée 40
Figure 3.12. section de calcul en appuis 42
Figure 3.13. Armatures transversales 44
Figure 3.14. . Centre de gravité 47
Figure 3.15. Dimension d'une dalle pleine 50
Figure 3.16. Schéma statique de la dalle pleine 51
Figure 4.1. Schéma de l'acrotère 61
Figure 4.2. Schéma de ferraillage de l'acrotère 65
Figure 4.3. Schéma de balcon 66
Figure 4.4. Schéma de ferraillage du balcon 70
Figure 4.5. Schéma des escaliers 71

Figure 4.6. Schéma de cage d'escaliers **72**
Figure 4.7. Schéma statique d'escalier **73**
Figure 4.8. Schéma statique de l'escalier à l'ELU **75**
Figure 4.9. Diagramme des moments **76**
Figure 4.10. Schéma statique de l'escalier à l'ELS **76**
Figure 4.11. Diagramme des moments **77**
Figure 4.12. Section de calcul **78**
Figure 4.13. Schéma d'escalier **82**
Figure 4.14. Schéma de l'appui du moteur l'ascenseur **86**
Figure 4.15. Les panneaux de calcul de la dalle machine **87**
Figure 5.1. Propagation du séisme[1] **94**
Figure 5.2. Limites des décrochements en plan RPA99/ modifications 2003 ..... **98**
Figure 5.3. Limites des décrochements en élévation RPA99/ modifications 2003 ..... **98**
Figure 5.4. 1er disposition des voiles **101**
Figure 5.5. 2éme disposition des voiles **102**
Figure 5.6. 3éme disposition des voiles **103**
Figure 5.7. Spectre de réponse (RPA) **108**
Figure 5.8. Noeuds poutre-poteau extérieurs dans des portiques plans et spatiaux. **120**
Figure 5.9. Noeuds poutre-poteau intérieurs dans des portiques plans et spatiaux **121**
Figure 6.1. Les composantes du béton (HADADOU.N 2000) **133**
Figure 6.2. Essais de traction par flexion 3 et4points **135**
Figure 6.3. Essai de traction par fendage **136**
Figure 6.4.. caractéristiques horizontaux de la structure **138**
Figure 6.5. caractéristiques verticaux de la structure **138**
Figure 6.6 diagrammede l'évolution dela période dynamique par rapport au résistance de béton **139**
Figure 6.7. Diagramme de influence de résistance de béton sur de l'effort tranchant a la base **140**
Figure 6.8 Diagramme de l'effort normal N par rapport a la qualité du béton **141**
Figure 7.1. Schéma de ferraillage des poutres **152**
Figure 7.2. Schéma du zone nodale nodale **154**
Figure 7.3. Schéma de ferraillage du poteau (40×60) **162**
Figure 7.4. Ferraillage du voile **164**
Figure 7.5.Ferillage du voile de contreventement **169**
Figure 8.1. Schéma d'une semelle isolée **170**
Figure 8.2. Semelles filantes sous poteaux **171**
Figure 8.3. Le travail de l'effort normal sur le poteau **174**
Figure 8.4. Schéma de transmission des charges **175**
Figure 8.5 dimension de panneau du dalle de radier **176**
Figure 8.6. Schéma de ferraillage de la dalle **180**
Figure 8.7. Répartition des efforts sur le débord **180**
Figure 8.8. Schéma de ferraillage des nervures **184**
Figure 8.9. Voile périphérique **185**
Figure 8.10. dimension de panneau **185**
Figure 8.11. le ferraillage du voile périphérique **188**

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Caractéristiques géométriques.... 3
Tableau 1.2. Classe des ciments suivant leurs résistances à la compression 6
Tableau 1.3. Différents type d'acier 10
Tableau 2.1. La section de poutre principale et secondaire 14
Tableau 2.2.Chargement permanet et d'exploitation du plancher terrasse inaccessible 18
Tableau 2.3. Chargement permanent et d'exploitation du plancher étage courant 19
Tableau 2.4.Chargement permanent et d'exploitation du plancher 19
Tableau 2.5.Loi de dégression.... 22
Tableau 2.6.Les sections des poteaux 24
Tableau 2.7.Vérification vis-a-vis du RPA et flambement des poteux centraux.... 25
Tableau 2.8.Tableau récapitulative des type des voiles 28
Tableau 3.1.Evaluation des charges reprises par les poutrelles 31
Tableau 3.2.Vérification de l'application de la méthode forfaitaire.... 33
Tableau 3.3.Moments fléchissant maximaux des poutrelles a ELU 38
Tableau 3.4. . Moments fléchissant maximaux des poutrelles a E.L.S.... 38
Tableau 3.5.. Efforts tranchants maximaux des poutrelles à E.L.U et E.L.S..... 39
Tableau 3.6.. Les sollicitations maximales 39
Tableau 3.7. Moment réduit limite.... 41
Tableau 3.8. Calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis.... 43
Tableau 3.9.Les valeurs des coefficients ux et uy 51
T**ableau 3.10.Récapitulative des moments adoptés pour le calcul aux états limites**……..53
Tableau 3.11.Vérification effort tranchant……59
Tableau 4.1. Descente des charges.... 67
Tableau 4.2. Chargement permanent et d'exploitation de la paillasse 74
Tableau 4.3. Chargement permanent et d'exploitation du palier 75
Tableau 4.4. Détermination les combinaisons fondamentales 75
Tableau 4. 5. Les sollicitations maximales.... 77
Tableau 4.6. Tableau récapitulatif du moment.... 88
Tableau 5.1. Coefficient d'accélération de zone(A) 100
Tableau5.2. Période caractéristique (T1 ,T2)..... 100
Tableau 5.3.Tableau récapitulative pour la vérfication de la somme des masses modales(1) 101
Tableau 5.4.Tableau récapitulative pour la vérfication de la somme des masses modales(2) 102
Tableau 5. 5.Tableau récapitulative pour la vérfication de la somme des masses modales(3)
.... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 5.6.pourcentage des charges (fc28=20MPA).... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 5.7. pourcentage des charges (fc28=40MPA).... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 5.8.Valeurs des pénalités (Pq) .... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 5.9.Coefficient de pondérationβ .... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 5.10.Participation de la masse modale effective (20MPA) ... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 5.11.Participation de la masse modale effective (40MPA) ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5.12.Vérification de l'effort normal réduit au niveau des poteaux carrées……110
Tableau 5.13.Tableau récapitulatif des déplacement relatifs (fc28=20)……112
Tableau 5.14.Tableau récapitulatif des déplacement relatifs (fc28=40)……112
Tableau 5.15.La vérification de l'effort tranchant a la base……...113
Tableau 5.16. Vérification de l'effet de P-delta (fc28=20 MPA)……114
Tableau 5.17. Vérification de l'effet de P-delta (fc28=40 MPA)……116
Tableau 5.18.Vérification au renversement dan le sens X-X et Y-Y(fc28=20MPA)……117
Tableau 5.19.Vérification au renversement dan le sens X-X et Y-Y(fc28=40MPA)……119
Tableau 5.20.Dimensions des poteaux de différents niveaux……..121
Tableau 5.21.Les sections transversales des poutres ……..……....122
Tableau 5.22.Dimensions des poutres……...123
Tableau 5.23.Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sensX-X……125
Tableau 5.24.Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sensY-Y……126
Tableau 5.25.Les valeurs de l'effort tranchant appliques sur la structure sens X-X……...127
Tableau 5.26.Les valeurs de l'effort tranchant appliques sur la structure sens Y-Y……...128
Tableau 5.27.Résultat des forces sismique et des moment dus a la torsion accidentelle……..129
Tableau 5.28.Positions du centre de torsion et centre de masse……130
Tableau 5.29.Les excentricités théoriques des planchers……131
Tableau 5.30.Les résultats des excentricités accidentelles ……132
Tableau 6.1.Ordre de grandeur des proportions 133
Tableau 7.1. Tableau des sollicitations pour les différentes poutres.....146
Tableau 7.2. Tableau récapitulatif des prescriptions du RPA. 153
Tableau 7.3. Les sollicitations pour les différents poteaux..... 154
Tableau 7.4. Tableau récapitulatif. 160
Tableau 7.5. Récapitulation de calcul des armatures longitudinales 161
Tableau 8.1. Tableau du ferraillage du radier 178
Tableau 8.2. verification des contraintes……..179
Tableau 8.3. Ferraillage des débords……181
Tableau 8.4. Verification des contraintes…… 182
Tableau 8.5. Ferraillage de nervure…… .183
Tableau 8.6 calcul de ferraillage du voile……186
Tableau 8.7 verification des contraintes……...187

Symboles et notations

1. Notion en majuscules romaines

A	Aire d'une section d'acier.
B	Aire d'une section de béton.
C	Cohésion du sol.
D	Diamètre.
E	Module d'élasticité longitudinale, séisme.
$\mathbf{E_h}$	Module de déformation longitudinal du béton.
$\mathbf{E_j}$	Module d'élasticité instantanée.
$\mathbf{E_s}$	Module de d'élasticité de l'acier.
F	Force ou action générale.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur ou portée.
M	Moment en général.
$\mathbf{M_u}$	Moment de calcul ultime.
$\mathbf{M_{ser}}$	Moment de calcul de service.
N	Effort normal.
Q	Action ou charge variable.
S	Section.
T	Effort tranchant.
$\mathbf{B_r}$	Section réduite.

2. Notations en minuscules romaines

a	Une dimension transversale.
b	Une dimension longitudinale.
$\mathbf{b_0}$	Epaisseur brute de l'arme d'une section.
d	Hauteur utile.
e	Excentricité, épaisseur.

f	Flèche.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
f_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
f_{c28} et f_{t28}	Grandeurs précédemment calculé à 28 jours.
h_0	Epaisseur d'une membrure de béton.
h	Hauteur totale d'une section de béton armé.
i	Rayon de giration d'une section.
j	Nombre de jours.
k	Coefficient en général
l	Longueur ou porté
I_f	Longueur de flambement.
I_s	Longueur de scellement.
s_t	Espacement des armatures.
x	Coordonnée en général, au séisme en particulière.
y	Coordonnée.
z	Coordonnée d'altitude, bras de levier.

3. Notations en majuscules Grecques

α	Angle en général, coefficient.
γ	Coefficient
ε	Déformation relative.
θ	Coefficient.
λ	Elancement..
μ	Coefficient.
υ	Coefficient de poison.
ρ	Rapport de deux dimensions.
σ	Contrainte normale.
σ_b	Contrainte de compression du béton.
σ_s	Contrainte de compression dans l'acier.
σ_i	Contrainte de traction.
τ	Contrainte tangente.
τ_{se}	Contraintes d'adhérence d'entraînement

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le souci majeur d'un ingénieur en génie civil est de concevoir et réaliser un ouvrage quiest capable de résister à toutes les actions qui le sollicitent. Pour atteindre cet objectif, les experts de la construction ont mis en évidence des règles et des normes pour règlementer l'acte de bâtir et préserver la vie des usagers.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- ✓ La sécurité : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ L'économie : sert à diminuer les coûts du projet.
- ✓ Le confort.
- ✓ L'esthétique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un immeuble en béton armé à usage habitat, implanté dans une zone à faible sismicité, comprenant : un réez de chaussée et 10 étags en **vérifiant l'influence de la résistance du béton sur la stabilité dynamique de l'ouvrage**

Nous allons répartir le travail en sept chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définitiondes différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux(tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le troisième chapitre traite le calcul des planchers.
- Le 4ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, balcon, les escaliers et l'ascenseur).
- Le 5éme chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel Robot 2014.
- Le 6ème chapitre consacré a l'influence de la résistance du béton
- Le 7ème chapitre présente le calcul des ferraillages des éléments structuraux.
- le 8ème et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandationsen vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

.

CHAPITRE 1

PRESENTATIONS ET CARACTERISTIQUE

1. PRESENTATION ET CARACTERISTIQUES

1.1. INTRODUCTION

L'ingénieur en génie civil a pour objet d'assurer la sécurité et le confort du client en se basant sur les normes en vigueurs, et d'assure l'économie (cout et la réalisation)

Pas défaut l'ingénieur choisis le sens du poteau le plus courts dans la géométrie du bâtiment et la plus grande trame pour éviter l'épaisseur de la dalle.

1.2. HISTORIQUE

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversitédans la conception.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la

réalisation des bâtiments; ouvrages d'art ….etc. il permet d'avoir des grandes portées autresfois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les

français**Joseph-Louis Lambton**et Joseph Monnier imaginent de rendre plus ferme au moyende grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petitsponts et grottes plus solides.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupationsPrivilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus partdes pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans ledomaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considérer comme le plus ancien exercé parl'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pourtenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques deconstructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturelstel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa duréede vie envisagée et de son coût.

- Elle ne doit pas être endommagé par des événements, tels que : Explosion, choc ou

conséquences d'erreurs humaines.

- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussibien pendent l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité

convenable au regard des coûts d'entretien.

1.3. PRESENTATION DU PROJET

1.3.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste a un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Réez de chaussée plus dix étages, implanté à SAIDA, Qui est une Zone I d'après les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**).

1.3.2. Caractéristiques géométriques

Tableau 1.1. Caractéristiques géométriques

Longueur totale du bâtiment	22.60
Largeur totale du bâtiment	29.80
Hauteur totale du bâtiment	33,66m
Hauteur de chaque étage	3,06m

1. 3.3. La superstructure

- **Ossature :**

L'ossature d'un bâtiment doit être conçue en fonction de la résistance désirée, elle doit assurer la stabilité de l'ensemble structurel sollicité par les efforts horizontaux et verticaux.

- **Plancher :**

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction et jouent le rôle de :

- plate –forme porteuse pour l'étage considéré , toit pour l'étage sous-jacent et élément de stabilité .

On distingue deux types de plancher dans notre projet :

- ❖ plancher en dalle pleine.
- ❖ plancher en corps creux.

- **Escaliers :**

La liaison entre étage est assurée par l'intermédiaire des escaliers de type simple à trois volées (paillasse) avec deux paliers de repos.

- **Maçonnerie :**

La maçonnerie est l'ensemble du mur intérieur et extérieur ayant des épaisseurs différentes suivant leur emplacement qui jouent le rôle d'insolant thermique et acoustique, les briques en terre cuite sont les plus utilisées.

- **Acrotère :**

L'acrotère est assimilé à une console encastré dans le plancher terrasse d'hauteur de60 cm.

- **Balcon :**

Est un porte -à-faux encastré dans le plancher.

- **Isolation :**

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

- **Revêtement :**

Etanchéité en ciment pour les faces extérieures des murs de façades et en plâtre pour les murs intérieurs.

- Carrelage pour l'escalier et les planchers.

- Marche et contre marche en granito pour les escaliers.
- Enduit en plâtre pour le sous plafond.
- Céramique pour les sanitaires.

- **Ascenseur :**

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

1.3.4. L'infrastructure

- **Fondation :**

Le terrain choisi pour l'implantation de cet ouvrage est de faible capacité portante. Pour cela, un radier général sera prévu comme fondation.

- **Etude géométrique du sol: (rapport ESN°05-juin 2020)**

Après avoir lis le rapport géotechnique établi par laboratoire des travaux public de SAIDA,des caractéristiques spécifiques du sol ont été retenu, à savoir:

- **Description et caractéristiques du sol:**

- Absence d'une nappe phréatique.
- Le poids volumique du sol d'assise est : $\gamma_h = 17\ KN\ /m^3$
- La cohésion et l'angle de frottement sont respectivement : $c = 0$ et $\varphi = 35^\circ$
- La contrainte admissible du sol est de 2 bars.

1.4. CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX

1.4.1. Le béton rapport FBO°21- 2019

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (Armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5.
- 400 L de sable Cg ≤ 5 mm .
- 800 L de gravillons Cg ≤ 25 mm .
- 175 L d'eau de gâchage .

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se formesoit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

- Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

Les principaux ciments sont :

- ✓ Le ciment portland artificiel (C.P.A).
- ✓ Le ciment portland composé (C.P.J).
- ✓ Le ciment de haut fourneau (C.H.F).
- ✓ Le ciment de laitier au Clinker (C.L.K).

Les ciments sont répartis en quatre classes suivant la valeur de leur résistance à la compression à 28 jours : 35, 45,55 et HP, et ainsi des sous classes qui sont prévues selon la valeur de la résistance à la compression à 2 jours, Elles sont désignées par R.

Tableau 1.2. Classe des ciments suivant leurs résistances à la compression

CLASSES	Résistance à la Compression (MPa)	
	à 2 jours	à 28 jours
35		25 à 45
45 45R	15	35 à 55 35 à 55
55 55 R	22,5	45 à 65 45 à 65
H.P H.P.R	27	55 55

NB :

HP : haute performance

R : Prise rapide

En béton armé, les ciments généralement utilisés appartiennent aux classes 45 (cas le plus fréquent), 45 R, 55 et 55R.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

b.1Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

b.2Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

c. Eau :

Elle sert à :

- L'hydratation de liant.
- Le mouillage des granulats.
- Permettre le malaxage et faciliter la mise en œuvre

Le béton s'obtenait en mélangeant du ciment, des granulats et de l'eau.

-Principaux caractéristiques et avantages de béton:

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.

b) La mise en place des armatures dans le coffrage.

c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.

d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts

de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à

des efforts de traction.

- **Souplesse des formes**, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

- **Résistance aux agents atmosphériques**, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

-Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

-Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de paliertous les effets.

- **Résistances mécaniques du béton :**

1)-Résistance à la compression :

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

-Selon le BAEL : pour $j \geq 28$ j $\Rightarrow$ $f_{cj} = 1{,}1\ f_{c28}$

Pour un dosage courant de 350 Kg /m ^{3}de CPA 325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

Avant durcissement total à j jours tel que $j \leq 28$ jours, la résistance à la compression est :

$f_{cj} = 0{,}685\ f_{c28} \log_{10}(j+1)$.

2)-Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée ftj, est conventionnellement définie par les relations :

ftj = 0,6 + 0,06fcj si fc28 ≤ 60Mpa. Si fc28=25Mpa on a $f_{tj} = 2.1$ Mpa

ftj = 0,275 $(f_{cj})^{2/3}$ si fc28 > 60Mpa.

3)-module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinal de béton est :

- ✓ Pour le charges de durée d'application < 24 h :

$E_{tj} = 11000\ (f_{cj})^{1/3} = 3{,}216.10^4$ Mpa

- ✓ Pour les charges de longue durée d'application :

$E_{vj} = 3700\ (f_{cj})^{1/3} = 1{,}082.10^4$ Mpa

4)-diagramme contraintes-déformation du béton :

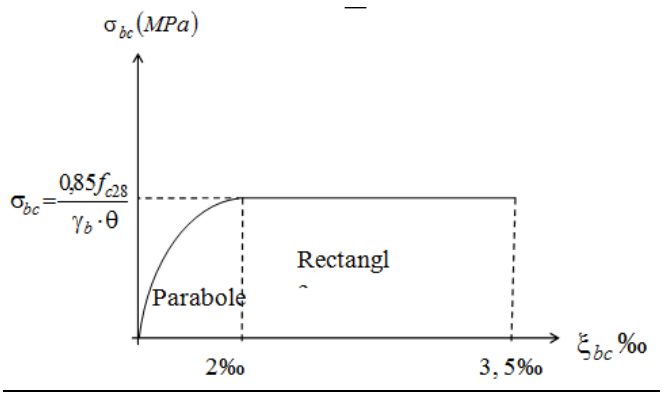


Figure 1.1. Diagramme de déformation-contrainte (ε_{bc} ; σ_{bc}) béton BAEL 91

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression. $\sigma_{bc} = 0{,}85.f_{cj} / \gamma_b.\theta$

θ = 1 : la durée d'application des charges > 24 h.

γ_b = 1,5 : pour les cas courants → f_{c28} = 25 MPa → σ_{bc} = 14,2 MPa

γ_b = 1,15 : cas accidentelle → f_{c28} = 25 MPa → σ_{bc} = 18,5 MPa

0.85 : coefficient réducteur qui tient compte des risques d'interaction béton sur l'acier tel que :

$F_{cj} = f_{c28}\ (j/4{,}76+0{,}83j)$; pour $f_{c28} < 40$ MPa .

$F_{cj} = f_{c28}\ (j/1{,}4+0{,}95j)$; pour $f_{c28} > 40$ MPa .

1.4.2. L'acier BAEL 91

L'acier est un matériau essentiel dans le domaine de génie civil.

Nous utilisons les 03 types suivants :

- ✓ Les armatures de haute adhérence (HA) de nuance FeE 400 pour les armatures longitudinales.

- ✓ Les ronds lisse (RL) de nuance FeE 215 pour les armatures transversales (cadres, étrier et épingles).
- ✓ Treillis soudées (TS) constitué par des mailles (200x200) de ϕ 6.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est : E_s = 200 000 MPa.

Tableau 1.3. Différents type d'acier

Aciers	Désignation	Limite d'élasticité fe (MPA)	Utilisations	
Ronds lisses	FeE22	215	- cadres et étriers des poutres et des poteaux. - anneaux de levage des pièces préfabriquées.	
	FeE24	235		
Acier H.A type 1	FeE40	400	Tous travaux en béton armé	Emploi très fréquent
	FeE50	500		Emploi moins fréquent
Acier H.A type 2	FeE40	400		Emploi fréquent
	FeE50	500		Emploi moins fréquent
Acier H.A type 3	FeTE400	400	- emploi sous forme de barres droites ou de treillis en armatures préfabriquées.	
	FeTE500	500		
Treillis soudés (rondslisses) type4	TLE 520 Φ ≤ 6	520	- Emploi courant pour : ▪ Radiers. ▪ Voiles. ▪ Planchers. ▪ Dallages.	
	TLE 500 Φ > 6	500		

NB :

HA : haute adhérence

Type 1 : Aciers naturels.

Type 2 : Aciers écrouis par torsion.

Type 3 : Fils à haute tension.

Type 4 : Treillis soudés.

a)-La contrainte de calcul pour l'acier :

$\sigma_s = fe / \gamma_s$

Avec :

fe : la limite élastique de l'acier à 400 MPa

γ_s : coefficient de sécurité
- 1,15…….situation normale.
- 1…..situation accidentelle.

σ_s : la contrainte admissible
- 348 MPa…….situation normale.
- 400 MPa……..situation accidentelle.

b) -contrainte limite de l'acier :

A l'état limite de service, la contrainte limite dépend du type de fissuration :

- ✓ Fissuration peu nuisible aucune vérification requise pour les aciers.
- ✓ Fissuration préjudiciable → σ_{st} : min (2/3 fe : max {0.5fe, $110\sqrt{\eta ftj}$).
- ✓ Fissuration très préjudiciable →σ_{st} = 0,8x [min (2/3 fe : max {0.5fe,$110\sqrt{\eta ftj}$).

c)- diagramme contrainte déformation d'acier :

E_s = 200 000 Mpa.

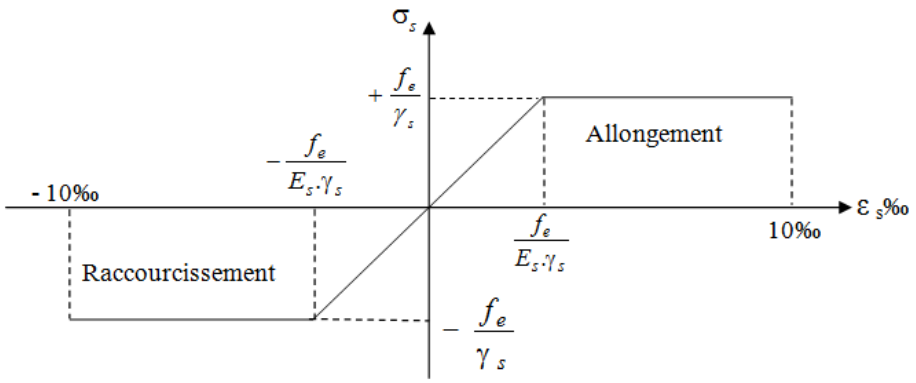


Figure 1.2. Diagramme de déformation - contrainte (εs ; σs) des aciers

1.5. SOLLICITATIONS DE CALCULS VIS-A-VIS DES ETATS LIMITES CBA93

a- Etat limite ultime : les sollicitations de calculs sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : 1,35G+1,5Q.

Avec : G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

S'il ya intervention des efforts horizontaux dus au séisme.

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivantes :

Pour les poutres $0,8G \pm E$ et $G+Q\pm E$.

Pour les poteaux $G+Q\pm 1,2E$

Avec : E : l'effort sismique horizontal.

b- Etat limite service :

La seule combinaison à considérer est : G+Q.

1.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, il s'est avéré méthodologiquement indispensable de démontrer les caractéristiques du projet telle : (la description, le rapport géotechnique, les matériaux ……..), point de départ pour tous calculs techniques, et la base pour clarifier d'une manière scientifique les chapitres qui suivent.

CHAPITRE 2

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

2.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement de la superstructure consiste à proposer des dimensions à donner aux éléments d'une structure sur base de certaines règles pratiques de la construction, ce pré dimensionnement est établit tout en vérifiant les exigences des règles de RPA99 version 2003.

2.1.1. Pré dimensionnement des poutres

Selon le BAEL 91 et à partir de la condition de flèche :

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq hp \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{h_t}{3} \leq b \leq \frac{h_t}{2}$$

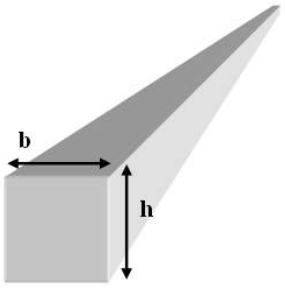


Figure 2.1. Section d'une poutre

Avec :

- L_{max} : la plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis.
- h_t : la hauteur de la poutre.
- b : la largeur de la poutre

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

a) poutre principale :

L max = 4.6 cm (entre axe)

L = 4.6 – 0.3 = 4.3 m (Entre nus d'appui)

$\frac{L_{max}}{15} \leq hp \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \leftrightarrow 28{,}66 \leq h \leq 43Cm$

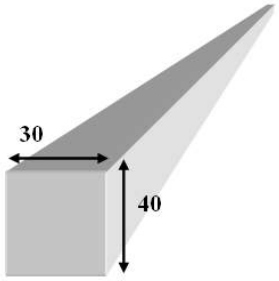


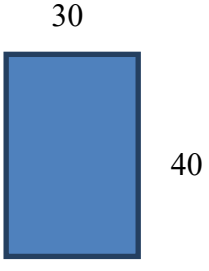
Figure 2. 2. La poutre principale

b=30

On adopte : h=40cm

$\frac{h_t}{3} \leq b \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow \frac{40}{3} \leq b \leq \frac{40}{2} \leftrightarrow 13{,}33cm \leq b \leq 20cm$

On adopte : b=30cm



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

Vérification selon RPA99 :

- b=30cm > 20 cm.....vérifiée.
- h =40cm > 30 cm.....vérifiée.

- h/b≤ 4 ⇒ 1,33≤ 4.....vérifié

b) Poutre secondaire :

L max = 4.2 m (Entre nus d'appuis)

$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \leftrightarrow 28cm \leq h \leq 42Cm$

On adopte : **h=35cm**

$\frac{35}{3} \leq b \leq \frac{35}{2} \leftrightarrow 11,66cm \leq b \leq 17,$

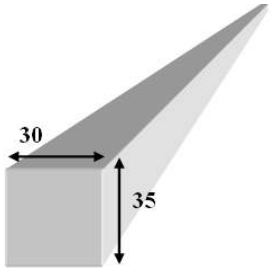
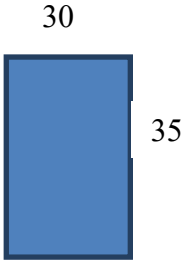


Figure2.3. La poutre secondaire

On adopte : b=30cm

alors les dimensions de la poutre secondaires sont **(30x35)** cm



Vérification selon RPA99 :(1)

- b=30cm > 20 cm.....vérifiée.
- h =35cm > 30 cm.....vérifiée.
- h/b≤ 4 ⇒1,16≤ 4.....vérifiée.

Conforme aux règles B.A.E.L 91(2), CBA93 (3) et R.P.A 99 V2003.

Tableau 2.1. La section de poutre principale et secondaire

Sections des poutres	Section (cm^2)
Poutres principales	(30 x 40)
Poutres secondaires	(30 x 35)

2.2. LES PLANCHERS

- Les planchers sont des aires planes séparant entre deux niveaux de construction supportant des charges d'exploitations, des charges permanentes (cloisons, revêtement….) en les transmettant sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles…) ,il constitue des dalles, poutres principales, poutres secondaires et poutrelles. On distingue deux types de planchers :

-Planchers à corps creux.

-Planchers à dalle pleine.

2.2.1 Les plancher en corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou '' entrevous '' qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée ou ''hourdis '' coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

Il est fréquemment utilisé dans les ouvrages à usage d'habitation pour leur avantage à savoir :

- Bonne isolation thermique et phonique.
- Surface inferieure rugueux permet l'accrochage facile de l'enduit de plafond.
- Legé.

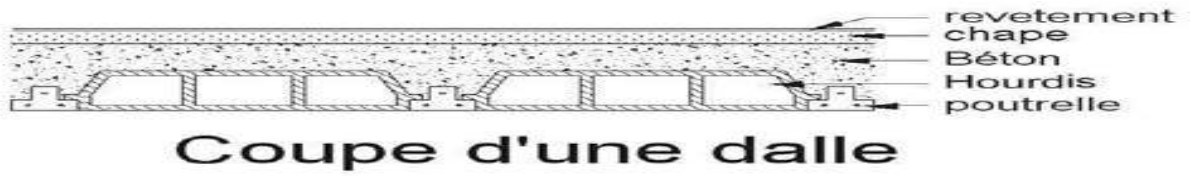


Figure 0.4.Schéma réel d'un plancher à corps creux

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche :

ht ≥ Lmax 22,5 **CBA93 (Art B 6.8.4.2.4).**

avec :

- **ht**: epaisseur de la dalle de compression + corps creux.
- **Lmax** : la portée maximale entre nus d'appuis des poutres secondaire.

Donc : Lmax = 420cm ht ≥ $\frac{420}{22.5}$ =22.5

On adopte un plancher a corps creux : **ht=16+4= 20cm**

Tel que :

- 4cm : hauteur de la dalle de compression
- 16cm : hauteur de corps creux

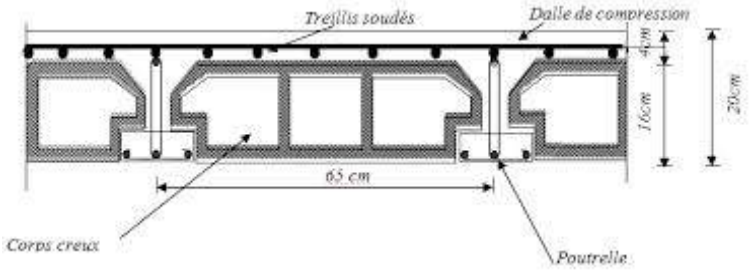


Figure 2.5. Schéma des poutrelles

2.2.2. Plancher en dalle plein :

- Les dalles sont des planchers en béton armé à âme pleine, ils sont soit entièrement coulés en place, soit préfabriqués (prédelles), soit entièrement préfabriqués.

- Les dalles pleines ont une épaisseur supérieure à 150 mm pour des raisons d'isolation acoustique. Dans le cadre d'immeuble collectif l'épaisseur minimale sera portée à 200 mm

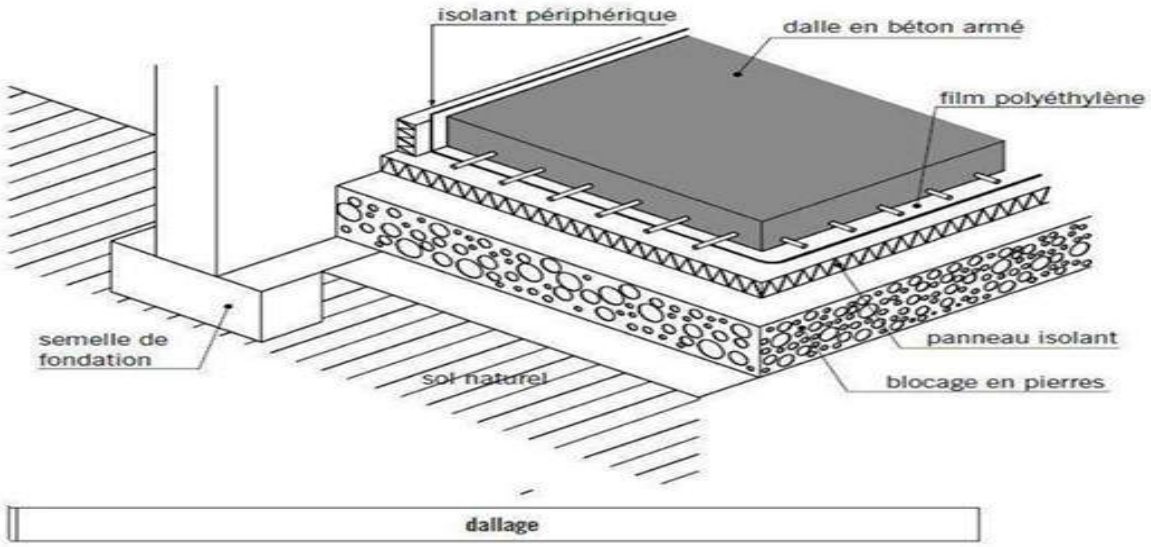


Figure 2.6. Schéma d'un plancher à dalle pleine.

Leur pré dimensionnement se fait en selon les critères réglementaires suivants :

- ***Critère de résistance à la flexion :***

- Cas d'une dalle portant dans un seul sens Lx :

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} < 0.4 \Rightarrow \frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

- Cas d'une dalle portant dans deux sens Lx, Ly :

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} \geq 0.4 \Longrightarrow \frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Lx : Est la petite portée de dalle la plus sollicitée.

Ly: Est la grande portée de la dalle la plus sollicitée.

Dans notre cas :

$\alpha = \frac{3.3}{4.3} = 0.76 > 0.4 \Longrightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens.

Donc $\frac{330}{50} \leq e \leq \frac{330}{40} \Longrightarrow 6.6cm \leq e \leq 8.8cm$

- **B) Critère de l'isolation phonique :**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, les règles techniques « CBA93 » en vigueur en ALGERIE, donne l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale :

- h ≥ 15 cm L'isolation contre le bruit d'impacte : 2500h ≥ 400 kg/m2 .
- h ≥ 14 cm Contre le bruit aérien : 2500h ≥ 050 kg/m2 .

- **C) Critère de coupe-feu :**

- E = 7 cm le plancher coupe feu une heure (1h).
- E = 11 cm le plancher coupe feu deux heures (2h).
- E = 17,5 cm pour quatre heures de coupe de feu (4h).

→ Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine : **e = 16 cm**.

2.2.3. Descente de charge :

2.2.3.1. Introduction

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différentes charges et surcharges sont en général :

- Les charges permanentes (G).
- Les charges d'exploitation ou surcharges (Q).

➢ **Plancher terrasse inaccessible :**

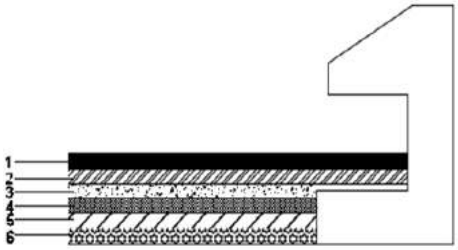


Figure 2.7. Détail des constituants du plancher terrasse inaccessi

Tableau 2.2. Chargement permanent et d'exploitation du plancher terrasse inaccessible

matériaux	**Ep (cm)**	**PoidsVolumiques (KN/m^3)**	**G (KN/ m^2)**
1-Gravier roulé	4	20	0,8
2-Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3-La forme de pente	12	22	2,64
4-isolation thermique en liège	4	4	0,16
5-Plancher	(16+4)		2,80
6-Enduit plâtre	1,5	10	0,15
		∑Gtotal	6,67

Source : D.T.R (BC2.2)(E4-2)

➢ **B) Plancher étage Courant :**

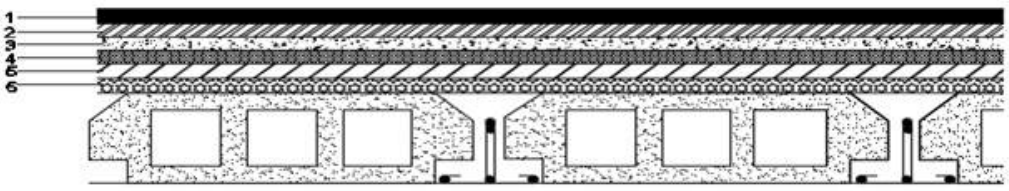


Figure 2.8. Détail des constituants du plancher étage courant

Tableau 2.3. Chargement permanent et d'exploitation du plancher étage courant

matériaux	**Ep (cm)**	**PoidsVolumiques (KN/m^3)**	**G (KN/ m^2)**
1-carrelage	2	20	0,4
2-Mortier de pose	2	22	0,44
3-Lit de sable	2	18	0,36
4-plancher	(16+4)	25	2,80
5-Enduit plâtre	1,5	10	0,15
6-Mur cloison	10		1
		∑Gtotal	**5.15**

Source : D.T.R (BC2.2)(E4-2)

- **C)-Plancher dalle pleine :**

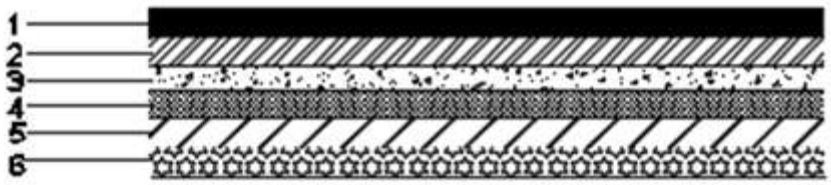


Figure 2.9. Détail des constituants du plancher en dalle pleine

Tableau 2.4. Chargement permanent et d'exploitation du plancher

matériaux	Ep (cm)	**PoidsVolumiques(KN/m^3)**	G (KN/ $\mathbf{m^2}$)
1-carrelage	2	20	0,40
2-Mortier de pose	2	22	0,44
3-Lit de sable	2	18	0,36

4-Dalle pleine	16+4	25	4
5-Enduit plâtre	2	10	0,2
		∑Gtotal	5 ,4

➢ Surcharge d'exploitation (Q) :

- Plancher terrasse inaccessible: Q = 1KN/m^2.
- Plancher RDC et plancher etage courant :Q = 1.5 KN/m^2.

2.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

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

Le pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- Respecter les critères de résistance.
- Vérifier les conditions de **RPA 99**.
- Vérifier les conditions de flambement.

➢ **Critère de résistance (B.A.E.L.91) :**

Le calcul de la section du béton est fait en compression centré ou les règles CBA93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1 cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après l'article **B.8.4.1** du **CBA93** l'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

Et d'après les règles **BAEL 91**, elles préconisent de prendre la section réduite Br.

Expression dans laquelle :

N_u : effort normal apporté par les différents niveaux .

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1{,}5$.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1{,}15$.

f_e : Nuance de l'acier $f_e = 400$ MPA.

A : section d'armature longitudinale.

α : Coefficient dépend de l'élancement.

- **Remarque :**

☞Pour le calcul de l'effort normal dû aux charges permanentes il est pris en considération le cumul des chargesprovenant des différents niveaux.

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

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

2.3.1. La loi de dégression :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendants, son principal rôle est de réduire les charges transmises à la fondation.

Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de (5) étages ce qui est le cas du bâtiment étudié. [8]

- **Coefficient de dégression :**

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

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

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

- ✓ Terrasse…….....….....Q_0
- ✓ Sous dernier étage (étage 1)……...…….....$Q_0 + Q_1$
- ✓ Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)…....$Q_0 + 0{,}95(Q_1 + Q_2)$

- ✓ (Étage 3)…..$Q_0+0,9(Q_1+ Q_2+ Q_3)$
- ✓ (Étage 4)…..…$Q_0+0,85(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$
- ✓ (Étage n)…..….$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+ Q_2+ Q_3+…Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

❖ **Remarque :**

On applique la loi de dégression sur les charges d'exploitations et les charges permanentes.

Niveau	Loi de degression	Q (KN/M2)
Terasse	Q_0	1.00
Etage 9	$Q0+Q_1$	2.5
Etage 8	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85
Etage 7	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+ Q_3)$	5.05
Etage 6	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.10
Etage 5	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7.00
Etage 4	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
Etage 3	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7$	8.5
Etage 2	$Q_0+0,68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 +Q_7+ Q_8$	9.25
Etage 1	$Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 +Q_7+ Q_8+ Q_9)$	10.00
RDC	$Q_0 + 0,65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+ Q_8+Q_9+Q_{10})$	10.75

Tableau 2.5. Loi de dégression.

❖ **Dimensionnement des différents types de poteaux aux différents niveaux :**

Poteau centrale :

Laff pp =(2.2+2.25)=4.45

Laff ps = (2.2+2.3)=4.3

Saff = (2.2+2.25)(2.2+2.3) = 22.517 m²

➢ **Évaluation de Nu :**

Pu = ∑les charges verticales agissantent sur le poteau

Pu = Nplancher + Npp + Nps + Npot

Nu = 1,15 Pu

Nplancher = (1,35G + 1,5Q).Saff = (1,35 × 53,02 + 1,5 × 10) × 19,57

⇒ **Nplancher = 1694,01 KN**

pp = 1,35(b × h × n) × Laff pp × γb = 1,35(0,3 × 0,4 × 11) × 4.45 × 25

⇒ **Npp = 198,247KN**

Nps = 1,35(b × h × n) × Laff pp × γb = 1,35(0,3 × 0,4 × 11) × 4.5 × 25

⇒ **Nps= 200,475KN**

Npot = 1,35(b × h × n) × he × γb = 1,35(0,6 × 0,5 × 11) × 3,06 × 25

⇒ **Npot =340,807 KN**

Pu = 1694,01+198,247+200,475+340,807= 2 433,539 KN
Nu = 1,15 × 2 433,539=2798,569KN

➢ **Section réduite du poteau :**

βr = 0,64 × Nu = 0,64 ×2798,569KN =1 791,07 cm2
βr = (a − 2) × (b − 2) ≥ 16 cm2
a = √1791,07 + 2 = 44.32 cm
⇒ Donc on prend une section de (50×50)cm2 pour les poteaux de RDC

➢ **Vérification selon RPA 2003 :**

$$\begin{cases} \checkmark\ \text{Min}(a, b) \geq 25\ \text{cm} \\ \checkmark\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{he}{20}\ \text{cm} \\ \checkmark\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a = 40\ \text{cm} > 25\ \text{cm}\ldots\ldots\text{CV} \\ a = 40\ \text{cm} > \frac{33{,}66}{20}\ldots\ldots\ldots\text{CV} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} \leq 4 \quad \ldots\ldots\ldots\ \text{CV} \end{cases}$$

- **<u>Vérification de flambement</u> :**
  - **Calcul de la section et de moment d'inertie :**

    S = a × b = 50× 50 = 2500cm

    $$I = \frac{a \times b\,3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833.33\text{cm}4$$

  - **Rayon de giration i_{min} :**

    $$i_{min} = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43\text{cm}$$

    $L_{f=}$0,7 L= 0.7×306=152.082cm

    $$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}} = \frac{152.082}{14.43} = 10.53 \leq 35 \ldots\ldots CV$$

    Donc il n'y a pas de risque de flambement :

Tableau 2.6. Les sections des poteaux

étage	Surf affér	G tot	Q tot	pp	Ps	q plancher	**Npot**	Pu	Nu	Br (cm2) =0,64 Nu	A	Vérif RPA
Terrasse	22.517	6,67	1	18.02	18.22	154	30.98	221.3	254.41	162.82	14.76	35x35
9ème	22.517	11.82	2,5	36.04	36.44	308	61.96	442.46	508	325.12	20.03	35x35
8ème	22.517	16.97	3,85	54.06	54.66	462	92.94	663.76	763.23	488.46	24.10	35x35
7ème	22.517	22.12	5,05	72.08	72.88	616	123.92	884.64	1017.64	651.29	27.52	40x40
6ème	22.517	27.27	6,10	90.1	91.1	770	154.90	1106.16	1272.05	814.11	30.53	40x40
5ème	22.517	32.42	7,00	108.12	109.32	924	185.88	1327.46	1526.46	976.93	33.25	40x40
4ème	22.517	37.57	7,75	126.14	127.54	1078	216.86	1548.76	1780.87	1139.75	35.76	45x45
3ème	22.517	42.72	8,50	144.16	145.76	1232	247.84	1770.06	2035.28	1302.57	38.09	45x45
2ème	22.517	47.87	9,25	162.18	163.98	1386	278.82	1991.36	2289.69	1465.40	40.28	45x45
1ème	22.517	53.02	10,00	180.2	182.2	1540	309.80	2212.66	2544.10	1628.22	42.35	50x50
RDC	22.517	58.17	10,75	198,24	200.47	**1694**	**340,80**	2433,53	2798,56	1791.07	44.32	50x50

Vérification vis-à-vis du RPA et flambement des poteaux centraux :

Tableau 2.7. Vérification vis-à-vis du RPA et flambement des poteaux centraux

étages	Vérification RPA	Vérification de flambement				
		I (m^4)	i (m)	l_f (m)	λ	λ <35
10-9-8	(35×35)	0,0012	0,2061	1.52	7.37	cv
7-6-5	(40x40)	0,0021	0,1804	1.52	8.42	cv
4-3-2	(45×45)	0,0034	0,1603	1.52	9.48	cv
RDC-1	(50×50)	0,0052	0,1443	1.52	10.53	cv

2.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

On a deux types des voiles :

-Voile de contreventement

- Voile de soutènement : Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité [5]

2.4.1. Les voiles du contreventement

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : L ≥ 4a

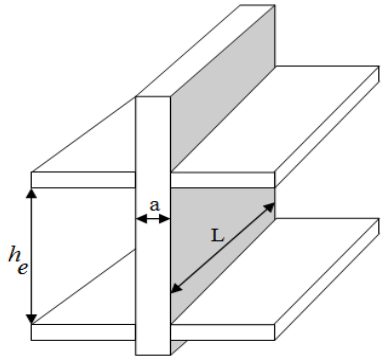


Figure 2.10. Coupe de voile en élévation [9]

Pour augmenter la rigidité de la structure, on a prévu des murs voiles et pour leur dimensionnement on a basé sur les conditions de RPA 2003 :

- **1 er condition :**

$a \leq \frac{L}{4}$

Avec :

L : largeur du voile correspondant à la portée max

- **2ème condition :**

a ≥ 15cm

- **3ème condition :** condition de rigidité aux extrémités :

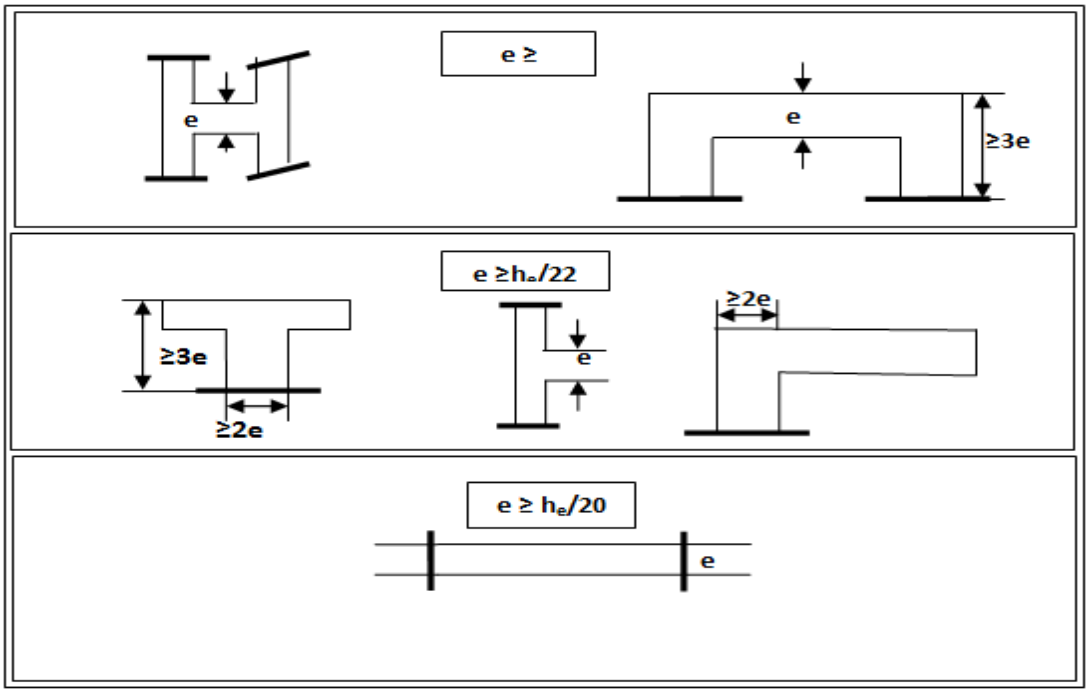


Figure 2.11. Coupes de voiles en plan pour différents cas

Dans notre structure on trouve 1 seul type de voile :

a≥ $\frac{he}{25}$

he =h - h_d

Avec :

he: hauteur libre d'étage

h :hauteur d'étage

h_d : hauteur de la dalle

Pour notre structure he = 3,06-0,16

he = 2,9m

a $\geq \frac{2,9}{25} \rightarrow$ a ≥ 11,6

alors on prend a = 15 cm

et on a 2 types du trumeaux :

- **Type 1 :**

a $\geq \frac{he}{22}$

he =h - h_{ch}

avec:

h_{ch} : hauteur de chainage

he = 3,06 – 0,35

=2,71 m

a $\geq \frac{271}{22} \rightarrow$ a ≥ 12,31

Alors on prend a = 15 cm

- **Type 2 :**

a $\geq \frac{he}{22}$

he =h - h_{pp}

avec:

h_{pp} : hauteur de la poutre principale

he = 3,06 – 0,40

=2,66 m

a $\geq \frac{266}{22}$ →a ≥ 12,09

Alors on prend a = 15 cm

Tableau 2.8.Tableau récapitulative des types des voiles

Type des voiles	$h_{étage}$ (m)	h' (m)	h_e (m)	a	Epaisseur finale (cm)
Voile	3,06	0,16	2,91	11,60	15
Trumeaux type1	3,06	0,35	2,71	12,31	15
Trumeau type2	3,06	0,40	2,66	12,09	15

2.5. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à l'étude du Pré-dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles), avec le choix des sections convenables au règlement**(BAEL91)** vérifiables par la suite (sous-dimensionner ou sur-dimensionner) par rapport aux cas accidente.

CHAPITRE 3

ETUDE DES PLANCHERS

3. ETUDE DES PLANCHERS

3.1 INTRODUCTION :

Les planchers sont des éléments structurels porteurs déterminant les différents niveaux d'une construction, leurs rôles essentiels consistent à la :

- Résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitations
- Reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs voiles périphérique et répartition de ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparation entre les différents niveaux et isolation thermique et acoustique.
- Protection des personnes contre les risques d'incendie.

Les planchers choisis dans cette étude sont des planchers à corps creux de (16+4) cm avec une dalle de compression et des planchers en dalle pleine ayant 15cm d'épaisseur.

Le calcul effectué dans ce chapitre consiste à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferraillage nécessaire à adopter pour les sections d'aciers longitudinales et transversales.

3.2. CALCUL DES PLANCHERS A CORP CREUX

Le plancher à corps creux est constitué par des éléments porteur(poutrelles) et par deséléments de remplissage.

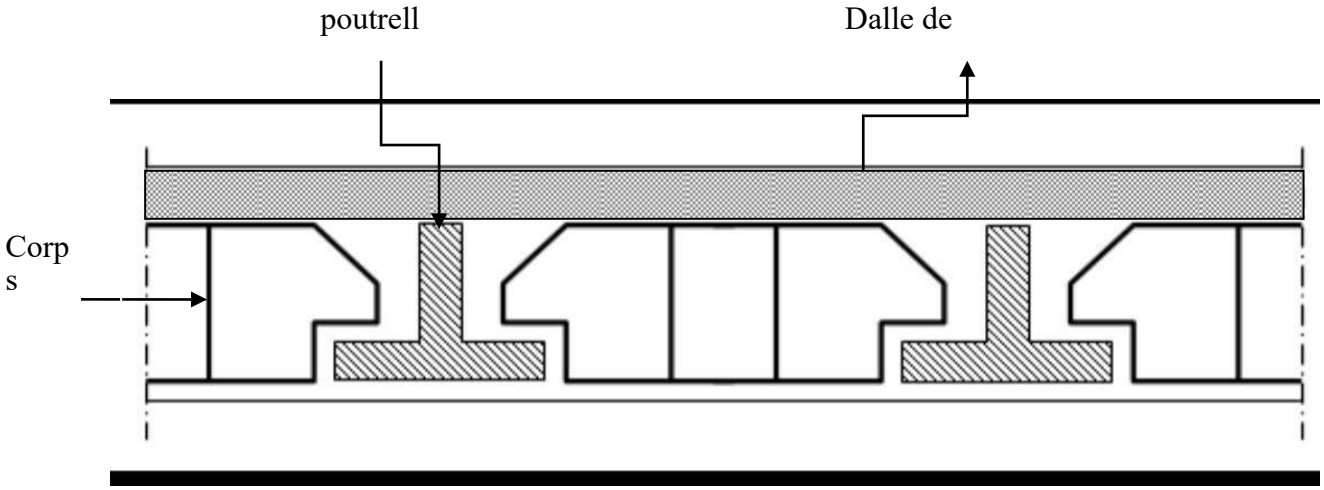


Figure 3.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- **3.2.1Etude des poutrelles** :

La section de la poutrelle est en T, calculée en flexion simple.

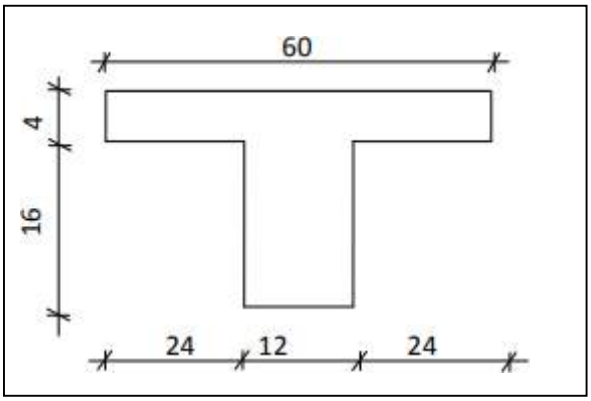
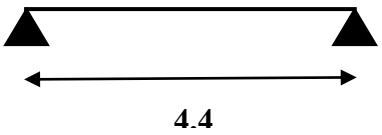


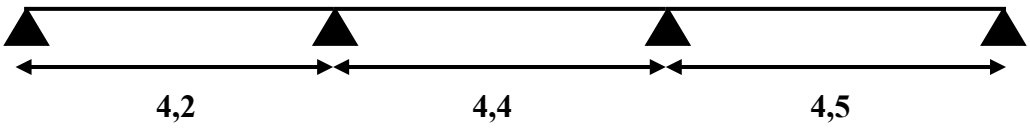
Figure 3.2 dimenesions de la poutrelle section en T

- **3.2.1.1 Les différents types de poutrelles :**

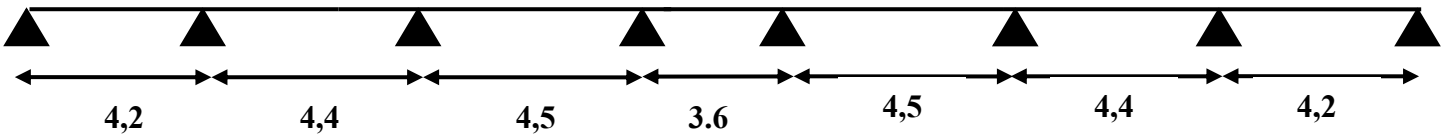
  - **Type 01 :**



  - **Type 02 :**



  - **Type 03 :**



  - **Type 04:**

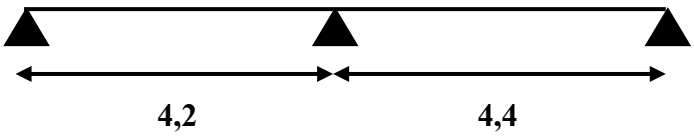


Figure 3.3 Types de poutelles

L'évaluation des charges reprise par les poutrelles :

Tableau 3.1 : Evaluation des charges reprises par les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	b (m)	ELU Pu= (1,35 G+1,5 Q) x b	ELS Pser= (G+ Q) x b
Terrasse	6,67	1,00	0,60	6,30	4,60
Étages courants	5,15	1,50	0,60	5,52	3,99

Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

➢ **Méthode forfaitaire :**

Le BAEL91 (Art. L.III,2) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle estapplicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, Q ≤min (2G ; 5KN/m²).
2. Le rapport des portées successives $Li/Li+1$ est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
4. La fissuration est peu préjudiciable.

- **Principe de la méthode forfaitaire :**

❖ **Les moments fléchissant :**

En travée :

Le moment en travée est au moins égale à :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_0 \\ 1,05 . M_0 \end{cases}$$ ……pour tous les cas.

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{0i} \Rightarrow$$. ……travée de rive.

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{0i} \Rightarrow$$ ……..travée intermédiaire.

Avec :

M_{0i} : Moment maximal dans la travée de référence (isostatique).

M_t : Moment maximal dans la travée continue.

M_a : Moment sur appuis.

M_{0j}^{i} : Moment maximal de gauche ou droite de l'appui considéré.

α : Coefficient $\left(\alpha = \frac{Q}{G+Q}\right)$.

En appuis :

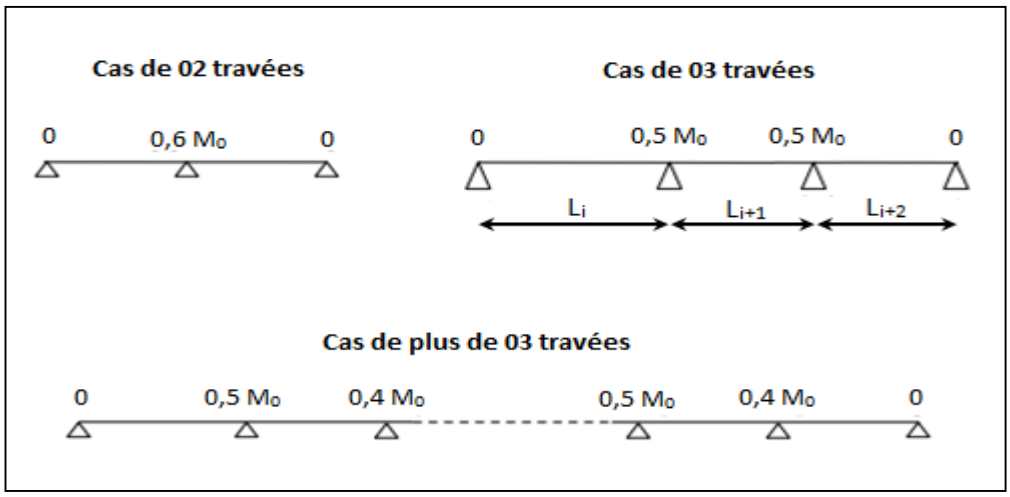


Figure 3.4 : Moment aux appuis des différents cas des poutres.

❖ **Les efforts tranchants :**

L'étude de l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales et l'épured'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL.91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$Tw = \frac{Pu \times L}{2} + \frac{Mw - Me}{L}$$

$$Te = -\frac{Pu \times L}{2} + \frac{Mw - Me}{L}$$

- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

Tableau 3.2 : Vérification de l'application de la méthode forfaitaire.				
Condition d'application	**Type 1**	**Type 2**	**Type 3**	**Type 4**
Q ≤ max (2G, 5KN/m²)	C.V	C.V	C.V	C.V
I constante	C.V	C.V	C.V	C.V
0,8 ≤ li / li+1 ≤ 1,25	C.V	C.V	C.V	C.V
Fissuration peu préjudiciable	C.V	C.V	C.V	C.V

Remarque :

On applique la méthode forfaitaire pour les **04 types**

➢ **Application de la méthode forfaitaire :**

On prend le type 04 comme exemple de calcul.

- **Poutrelle 04 :** tous les planchers coutants

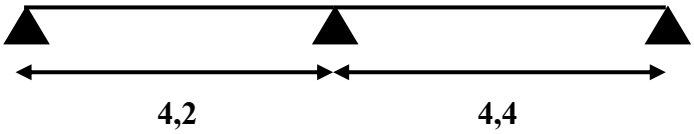


Figure 3.5. Poutrelle type 04

Calcul des moments fléchissant :

➢ Moment fléchissant en appuis **:**

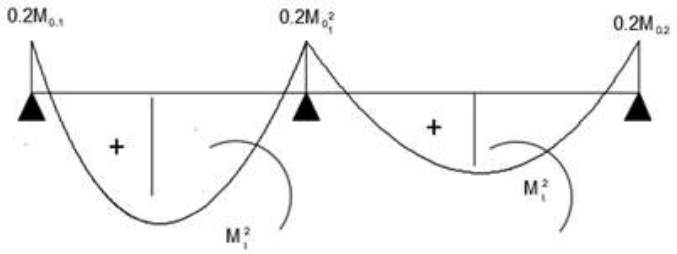


Figure 3.6. Moment fléchissant en appuis

➢ **Momentsfléchissants en travées : [CBA 93 ANNEXE-E]**

✓ Etat limite ultime (Elu) **:**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$\begin{cases} M_{01} = 12,171\ KN.m \end{cases}$$

$$M_{02} = 13,358\ KN.m$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6,67+1} = 0,13 \quad [CBA\ 93\ ANNEXE\ -E]$$

Travée (A-B) :

$$M_t^1 + \frac{M_W + M_e}{2} \geq \max((1+0,3\alpha)M_{01}; 1,05\ M_{01}) \quad [CBA\ 93\ ANNEXE\ -E] \quad (1)$$

$$M_t^1 + \frac{2,43+8,01}{2} \geq \max((1+0,3.0,138)M_{01}; 1,05\ M_{01})$$

$$M_t^1 \geq 12.77 - 5.22$$

$$M_t^1 \geq 7,55\ KN.m$$

Vérification :

$$M_t^1 \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{01} \quad (pour\ une\ travée\ de\ rive) \quad [CBA\ 93\ ANNEXE\ -E]$$

$$M_t^1 \geq \frac{(1,2+0,3\times 0,138)}{2} M_{01}$$

$$M_t^1 \geq 6,44\ KN.m$$

On prend :

$$\max \begin{Bmatrix} M_t^1 = 7,55\ KN.m \\ M_t^1 = 6,44\ KN.m \end{Bmatrix}$$

$$M_t^1 = 7,55\ KN.m$$

Travée (B-C) :

$$M_t^2 + \frac{M_W + M_e}{2} \geq \max((1+0,3\alpha)M_{02}; 1,05\ M_{02}) \quad [CBA\ 93\ ANNEXE\ -E]$$

$$M_t^2 + \frac{8,01+2,67}{2} \geq \max((1+0,3\times 0,138)M_{02}; 1,05\ M_{02})$$

$$M_t^2 \geq 14,01 - 5,34$$

$$M_t^2 \geq 8,67\ KN.m$$

Vérification :

$$M_t^2 \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{02} \quad (pourunetra\ véederive) \quad [CBA\ 93\ ANNEXE\ -E]$$

$$M_t^2 \geq \frac{(1,2+0,3\times 0,138)}{2} M_{02}$$

$$M_t^2 \geq 8;27\ KN.m$$

-On prend :

$$\max\left\{\begin{array}{l} M_t^2 = 8;87\ KN\ .m \\ M_t^2 = 8,67\ KN\ .m \end{array}\right\}$$

$$M_t^2 = 8;67\ KN\ .m$$

✓ **Etat limite de service (Els) :**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$\left\{\begin{array}{l} M_{01} = 8,79\ KN\ .m \\ M_{02} = 9;65\ KN\ .m \end{array}\right.$$

Travée (A-B) :

$$M_t^1 + \frac{M_W + M_e}{2} \geq \max((1 + 0,3\alpha)M_{01};1,05\ M_{01}) \quad [CBA\ 93\ ANNEXE - E]$$

$$M_t^1 + \frac{1,75 + 5,79}{2} \geq \max((1 + 0,3 \times 0,138)M_{01};1,05\ M_{01})$$

$$M_t^1 \geq 9,22 - 3,77$$

$$M_t^1 \geq 5,45\ KN\ .m$$

Vérification :

$$M_t^1 \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{01}\ (pour\ une\ travée\ de\ rive) \quad [CBA\ 93\ ANNEXE - E]$$

$$M_t^1 \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,138)}{2} M_{01}$$

$$M_t^1 \geq 5,44\ KN\ .m$$

-On prend :

$$\max\left\{\begin{array}{l} M_t^1 = 5;45\ KN\ .m \\ M_t^1 = 5,44\ KN\ .m \end{array}\right\}$$

$$M_t^1 = 5,45\ KN\ .m$$

Travée (B-C) :

$$M_t^2 + \frac{M_W + M_e}{2} \geq \max((1 + 0,3\alpha)M_{02};1,05\ M_{02}) \quad [CBA\ 93\ ANNEXE - E]$$

$$M_t^2 + \frac{5,79 + 1,93}{2} \geq \max((1 + 0,3 \times 0,138)M_{02};1,05\ M_{02})$$

$$M_t^2 \geq 10,13 - 3.86$$

$$M_t^2 \geq 6,27\ KN\ .m$$

Vérification :

$$M_t^2 \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{02} \quad (pour\ une\ travée\ de\ rive) \quad [CBA\ 93\ ANNEXE - E] \quad (1)$$

$$M_t^2 \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,138)}{2} M_{02}$$

$$M_t^2 \geq 5,97\ KN\ .m$$

-On prend :

$$\max \left\{ \begin{array}{l} M_t^2 = 6,27\ KN\ .m \\ M_t^2 = 5,97\ KN\ .m \end{array} \right\}$$

$M_t^2 = 6,27\ KN\ .m$ ➢

➢ **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

✓ **Etat limite de service (Els) :**

$$T(x) = \pm \frac{pl}{2} - px + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i}$$

Travée (A-B) :

$$T(0) = \frac{5,52 \times 4,2}{2} + \frac{2,43 - 8,01}{4,2}$$

$$T(0) = 10,26\ KN$$

Travée (B-C)

$$T(0) = \frac{5,52 \times 4,4}{2} + \frac{8,01 - 2,67}{4,4}$$

$$T(0) = 13,35\ KN$$

✓ **Etat limite de service (Els) :**

Travée (A-B) :

✓

$$T(0) = \frac{3,99 \times 4,2}{2} + \frac{1,75 - 5,79}{4,2}$$

$$T(0) = 5,42\ KN$$

Travée (B-C)

$$T(0) = \frac{3,99 \times 4,4}{2} + \frac{5,79 - 1,93}{4,4}$$

$$T(0) = 9,65\ KN$$

-diagramme des moments fléchissant :

- **ELU :**

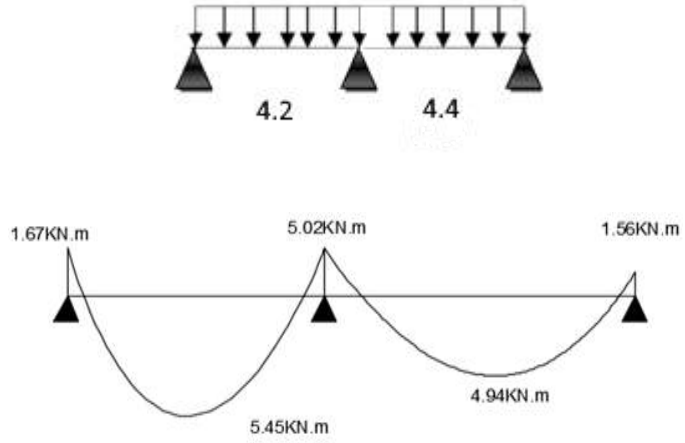


Figure 3.7. Diagramme des moments fléchissant a [E.L.U] pour la poutrelle type 04

ELS :

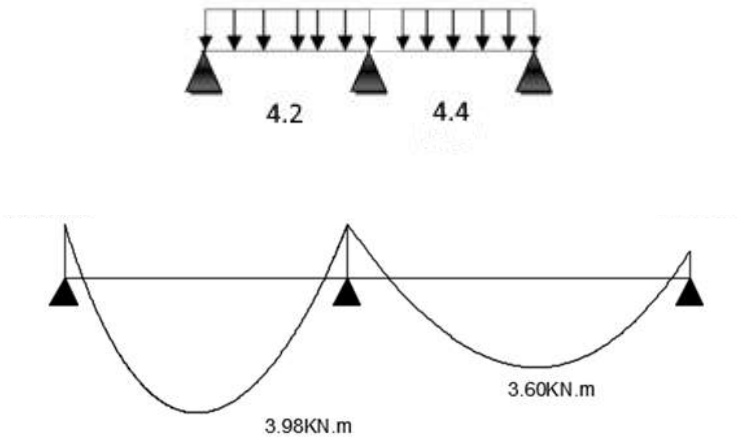


Figure 3.8. Diagramme des moments fléchissant a [E.L.S] pour la poutrelle 04

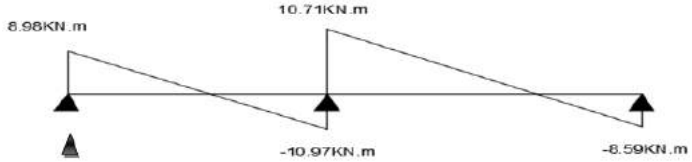


Figure 3.9. Diagramme des efforts tranchants

-Tableaux récapitulatif des moments fléchissant maximaux des poutrelles a -E.L.U et E.L.S :

- **E.L.U :**

Tableau 3.3. Moments fléchissant maximaux des poutrelles a E.L.U .

Etages types	Terrasse		Courant	
	M Appuis (KN.m)	M Travée (KN.m)	M Appuis (KN.m)	M Travée (KN.m)
Type 01	3,04	2,28	2,67	2,00
Type 02	7,94	11,15	6,98	**12,57**
Type 03	7,62	11,50	6,67	10,08
Type 04	**9,15**	9,90	8,01	8,67

- **E.L.S :**

Tableau 3.4. Moments fléchissant maximaux des poutrelles a E.L.S.

Etages types	Terrasse		Courant	
	M Appuis (KN.m)	M Travée (KN.m)	M Appuis (KN.m)	M Travée (KN.m)
Type 01	2.22	1,66	1,93	1,44
Type 02	5,82	8,14	5,04	7,06
Type 03	5,56	**9,89**	4,39	7,12
Type 04	**6,98**	7,56	5,79	6,27

-

Tableaux récapitulatif des efforts tranchants maximaux des poutrelles a E.L.U et E.L.S :

Tableau 3.5. Efforts tranchants maximaux des poutrelles à E.L.U et E.L.S.

Etages types	ELU		ELS	
	Terrasse	Courant	Terrasse	Courant
Type 01	13.86	12,14	12.56	10,12
Type 02	15,23	13,35	11,12	9,61
Type 03	14,68	12,86	10,72	9,47
Type 04	**15.52**	13,35	11.38	9,65

- **sollicitations maximales :**

Tableau 3.6. Les sollicitations maximales

Sollicitations	ELU	ELS
M_{tmax} (KN.m)	12,57	9,89
M_{amax} (KN.m)	9,15	6,98
T_{max} (KN)	15,52	12,56

a. Détermination des armatures :

1. En travée :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

$M_t^u = 12,57 \quad KN.m$

-Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

✓ **Calcul moment de référence**

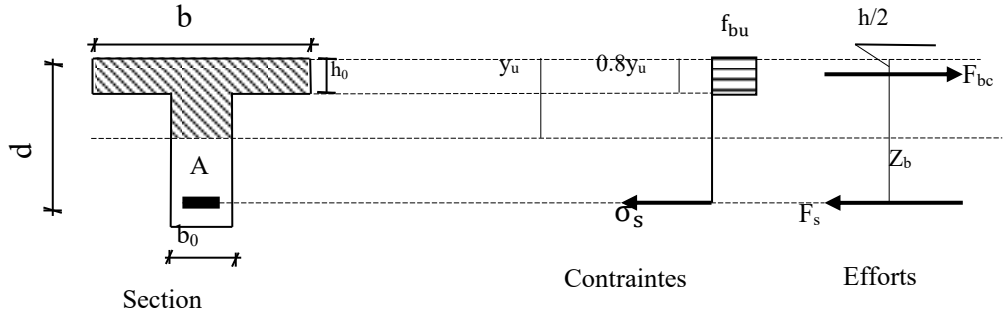


Figure 3.10. Moment de référence

$$\begin{cases} F_{bc} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \\ Z_b = d - \dfrac{h_0}{2} \\ M_{Tu} = F_{bc} \cdot Z_b \end{cases} \Rightarrow M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14,17 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 54,41 \quad \text{KN.m}$$

$$M_t^u = 12,57 \ \ KN.m \prec M_T = 54,41 \ KN.m$$

⇒La zone comprimée se trouve dans la table de compression, Donc ; la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b×h) = (60×20) cm^2.

✓ **Exemple de calcul de ferraillage :**

-Vérification de l'existence de l'armature comprimée :

✓ **Moment réduit :**

✓ $$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{\sigma_b . b . d^2} = \frac{12,57 \cdot 10^{-3}}{14,17 \times 0,6 \times 0,18^2} = 0,045$$

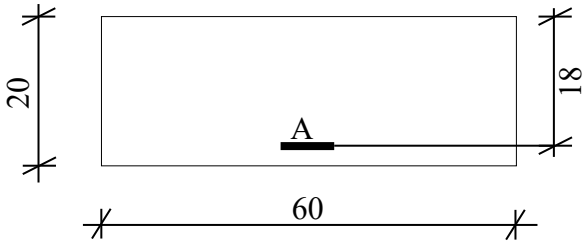


Figure 3.11. Section de calcul en travée

Tableau 3.7. Moment réduit limite

Nuance	FeE215		FeE235		FeE400		FeE500	
	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$
fe/γ_s	215	187	235	204	400	348	500	435
ε_{es} (‰)	1,075	0,935	1,175	1,02	2,00	1,74	2,5	2,175
α_l	0,765	0,789	0,749	0,774	0,636	0,668	0,583	0,617
μ_l	0,425	0,432	0,420	0,427	0,379	0,392	0,358	0,372

$$\mu_\ell = 0,392$$

$$\mu_{bu} \prec \mu_\ell$$

Donc : il n ya pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,057$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,175\text{m}$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_t = \frac{M_t^u}{\sigma_s . Z_b} = \frac{12,57 \cdot 10^{-3}}{347,82 \times 0,175} \cdot 10^4 = 2,06\ cm^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{fe} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,30\ cm^2$$ **[BAEL91r99 /art-A.4.1,1]**

$$A_t = \max\left(A_t ; A_{\min}\right) \Rightarrow A_t = 2,06\ \ cm^2$$

❖ **Choix des armatures :**

3T10 ⟶ A = 2,36 cm²

❖ **Vérification de la contrainte du béton :**

La vérification consiste à limitée les contraintes dans le béton et dans les aciers tendus.

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

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

  Ou bien

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,27$$

$$\alpha \leq \frac{1,27 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow 0,28 \prec 0,43 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15\ MPa \quad \text{..... } cv$$

❖ **Conclusion :**

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

⇒Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

2. En appui :

❖ **Etat limite ultime (ELU):**

M_a^u = 9,15 KN.m

La table de compression ce trouve dans la zone tendus et le béton tendu n'interviens pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (12×20).

➢ **Vérification de l'existence de l'armature comprimée :**

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{\sigma_b . b . d^2} = \frac{9,15 \cdot 10^{-3}}{14,17 \times 0,12 \times 0,18^2} = 0,166$$

$\mu_\ell = 0,392 \quad \mu_{bu} \prec \mu_\ell$

Donc :

Il n Ya pas d'armatures dans la zone comprimée.

A'=0

$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,22$

$Z_b = d * (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,16\,4\text{m}$

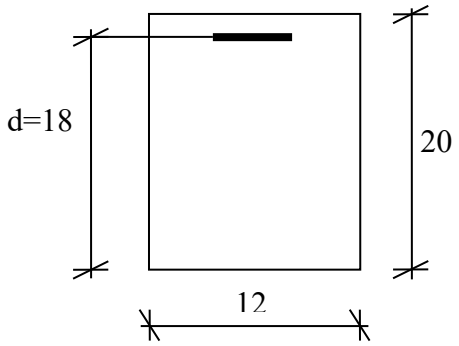


figure 3.12. section de calcul en appuis

❖ **Détermination des armatures :**

$$A_a = \frac{M_a^u}{\sigma_s . Z_b} = \frac{9,15 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0,164} . 10^4 = 1,60\ cm^2$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26\ cm^2$$ **[BAEL91r9/art-A.4.1,1]**

$A_t = \max(A_{cal} ; A_{\min}) = 1,25\ cm^2$

❖ **Choix des armatures :**

1T12+1 T10 A = 1,92 cm^2

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,37$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{1,31 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow 0,30 \prec 0,43 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15\ MPa$$ .....

CV

❖ **Conclusion :**

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

⇒Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

Tableau 3.8. Calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis

	$M\ (KN\ .m)$	μ	α	Z_b	A_t (cm^2)	A_{min} (cm^2)	*choix*	A_s (cm^2)
Travée	12,57	0,033	0,057	0,175	2,06	1,30	3T10	2,36
Appuis	9,15	0,166	0,22	0,164	1,60	0,26	1T12+1T10	1,92

3. <u>Calcul des armatures transversales</u> :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$T_u^{max} = 15,52 \quad KN$

✓ **<u>Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne</u> :**

Nous avons :

Contrainte tangente $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{15,52 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,71\ MPa$ **[BAEL91r99 /art-A.5.1,1]**

❖ **<u>Fissuration peut nuisible</u> :**

Contrainte tangente limite

$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\,MPa\right) = 3,33\ MPa$ **[BAEL91r99 /art-A.5.1,21]**

$\tau_u = 0,63 \quad MPa \quad < \overline{\tau_u} = 3,33\ MPa \Rightarrow$ Condition vérifié

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

❖ **<u>Section et écartement des armatures transversales A_t</u> :**

✓ **<u>Diamètre des armatures transversales</u> :**

$\phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\,min}\right) \Rightarrow \phi_t \le \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71\ mm$ **[BAEL91r99 /art-A.5.1,22]**

On prend : $\phi_t = 6\,mm$ de nuance d'acier FeE235

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

Pour le cas de la flexion simple et $\alpha = 90\ °$ on a :

$$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}^{'} \cdot k}{(0,8 \cdot f_e) \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$ **[BAEL91r99 /art-A.5.1,311]**

- Si on utilise des cadres droits ⇒sinα+ cosα= 1 $(\alpha = 90°)$
- $f_{tj}^{'}$= min (f_{tj}; 3,3 MPa) ⇒ $f_{tj}^{'}$=2,1 MPa **[BAEL91r99 /art-A.5.1,311]**
- k = 1 : (flexion simple) **[BAEL91r99 /art-A.5.1,311]**
- $A_t = n \cdot \emptyset n$: le nombre de brin.

  Ø: Le diamètre du brin

$A_t = 2 \cdot 0,28 = 0,57\ cm^2$

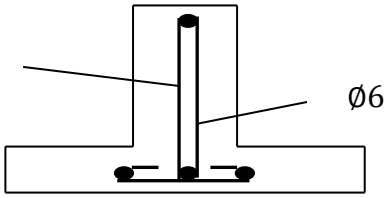


Figure 3.13. Armatures transversales

Donc :

$S_t \leq \min(0,9d ; 40\ cm ;)$ **[BAEL91r99 /art-A.5.1,22]**

$S_t \leq \min(16,2\ cm ; 40\ cm) = 16,2\ cm$

On adopte $S_t = 15\ cm$

- **Vérification de l'espacement :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4\ MPa \quad \Rightarrow \frac{0,57 \cdot 235}{12 \cdot 15} \geq 0,4\ MPa$$ **[BAEL91r99 /art-A.5.1,22]**

$\Rightarrow 0,74\ MPa \geq 0,4\ MPa$ Condition vérifie

3.2.2 Vérification de la flèche :

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire.

- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10\ M_0}$
- $\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{4,6} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625$ …….....CNV

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

On doit vérifier que : $f \leq \bar{f}$

La flèche admissible :

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{l}{500} \quad si : l < 5.00\ m \\ \bar{f} \leq 0.5\ cm + \frac{l}{1000} \quad si : l > 5.00\ m \\ \bar{f} \leq \frac{l}{250}(consoles) \quad si : l < 2.00\ m \end{cases}$$

On a : L = 4,6 m < 5 m

- $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \Rightarrow f = 0.92$

La flèche totale :

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

- $f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

Avec :

f et f gi : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f ji : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f pi : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

les charges :

$J = (\text{Plancher corps creux } (16 + 4) + \text{cloison}).\, b$

$g = (G_{total}).\, b \qquad {}^{KN}/_{m}$

$P = (G + Q).\, b \qquad {}^{KN}/_{m}$

Telque :

G : charge permanente après mise des cloisons

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

P : la somme des charges permanente et charge d'exploitation

Pour b= 0.6 m
$$\begin{cases} G = 5.15\times 0.6 = 3.09 \text{ kn/m} \\ J = 2.85 \times 0.6 = 1.71 \text{ kn/m} \\ P = (5.15+1.5) \times 0.6 = 3.99 \text{ kn/m} \end{cases}$$

Calcul du moment fléchissant :

$$M = 0.85\frac{Q\,l^2}{8}\begin{cases} M_J = 0.85\frac{J\,l^2}{8} \\ M_g = 0.85\frac{g\,l^2}{8} \\ M_P = 0.85\frac{P\,l^2}{8} \end{cases}$$

$$M_J = 0.85\ \frac{1.710\times 4{,}6^2}{8} = \ 3.84 \text{ kn.m}$$
$$M_g = 0.85\ \frac{3.09\times 4.6^2}{8} = 6.94 \text{ kn.m}$$
$$M_P = 0.85\ \frac{3.99\times 4.6^2}{8} = 8.97 \text{ kn.m}$$

Calcul du centre de gravité :

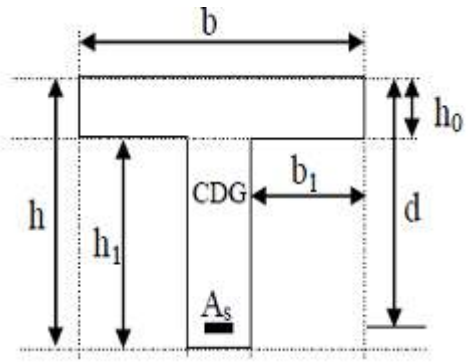


Figure 3.14. Centre de gravité

$$V_1 = \frac{\left[(b * h_0)\left(h - \frac{h_0}{2}\right)\right] + \left[(h-h_0)b_0 * \left(\frac{h-h_0}{2}\right)\right] + [(n * A_{st})(h-d)]}{(b * h_0) + (h-h_0)b_0 + (n * A_{st})}$$

$$V_1 = \frac{\left[(60 \times 4)\left(20 - \frac{4}{2}\right)\right] + \left[(20-4)12 \times \left(\frac{20-4}{2}\right)\right] + [(15 \times 2.36)(20-18)]}{(60 \times 4) + (20-4)12 + (15 \times 2.36)}$$

$V_1 = 12.68$ cm

$h_t = V_1 + V_2 \Longrightarrow V_2 = h_t - V_1 \Rightarrow V_2 = 7.32$ cm

Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b\,V_1^3}{3} + \frac{b_0 V_2^3}{3} - \frac{(b-b_0)(V_1-h_0)^3}{3} + 15\,A_{st}(d-V_2)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 12.68^3}{3} + \frac{12 \times 7.32^3}{3} - \frac{(60-12)(12.68-4)^3}{3} + 15 \times 2.36(18-7.32)^2$$

$I_0 = 19451.6457\ cm^4$

Calcul des contraintes

$$\sigma_s = \frac{M*n}{I_0} y \begin{cases} \sigma_{sJ} = \frac{M_J*n}{I_0} y \\ \sigma_{sg} = \frac{M_g*n}{I_0} y \\ \sigma_{sP} = \frac{M_P*n}{I_0} y \end{cases}$$

Avec :

$y = d - V_1$

$\sigma_{sJ} = \frac{3.84\times10^{-3}\times15}{19451.645710^{-8}} 10.68 \times 10^{-2} = 31.62$ MPA

$\sigma_{sg} = \frac{6.94\times10^{-3}\times15}{19451.645710^{-8}} 10.68 \times 10^{-2} = 57.15$ MPA

$\sigma_{sP} = \frac{8.97\times10^{-3}\times15}{19451.645710^{-8}} 10.68 \times 10^{-2} = 73.87$ MPA

Calcul des coefficients :

Calcul de ρ, µJ , µG, , µP :

$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.36}{12\times18} = 0.0109$

$$\mu = \max\begin{cases} 0 \\ 1 - \frac{1.75\,f_{t28}}{4\,\rho\,\sigma_s + f_{t28}} \end{cases}$$

$$\mu j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 31.62 + 2.1} = -0.05 \quad \mu j = 0$$

$$\mu g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 57.15 + 2.1} = 0.19 \quad \Rightarrow \quad \mu g = 0.19$$

$$\mu p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 73.87 + 2.1} = 0.30 \quad \mu p = 0.30$$

Calcul de λ_i, λ_v:

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0109\left(2+\frac{3 \times 12}{60}\right)} = 3.705$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0109\left(2+\frac{3 \times 12}{60}\right)} = 1.482$$

Moment de l'inertie fictive :

$$I_{f_i} = \frac{1.1\, I_0}{1+\lambda_i\, \mu} \begin{cases} I_{f_i} = \frac{1.1\, I_0}{1+\lambda_i\, \mu j} \\ I_{f_i} = \frac{1.1\, I_0}{1+\lambda_i\, \mu g} \\ I_{f_i} = \frac{1.1\, I_0}{1+\lambda_i\, \mu p} \end{cases}$$

$$I_{fi}^{\ j} = \frac{1.1 \times 19451.6453}{1+3.705 \times 0} = 21396.810\ cm^4$$

$$I_{fi}^{\ g} = \frac{1.1 \times 19451.6453}{1+3.705 \times 0.19} = 12557.18\ cm^4$$

$$I_{fi}^{\ p} = \frac{1.1 \times 19451.6453}{1+3.705 \times 0.30} = 10133.46\ cm^4$$

$$I_{fv}^{\ g} = \frac{1.1\, I_0}{1+0.4\lambda_v\, \mu g} = \frac{19451.6457}{1+0.4 \times 1.482 \times 0.19}$$

$$I_{fv}^{\ g} = 16640\ \ cm^4$$

Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.195\ MPA$$

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.86\ \text{MPA}$$

Calcul des fléches :

$$f_i = \frac{M\,l^2}{10\,E_v I_{fv}} \begin{cases} f_{ij} = \dfrac{Mj\,l^2}{10\,Ei\,I_{fi}^{\,j}} \\ f_{ig} = \dfrac{Mg\,l^2}{10\,E_i\,I_{fi}^{\,g}} \\ f_{ip} = \dfrac{Mp\,l^2}{10\,E_i\,I_{fi}^{\,p}} \end{cases}$$

$$f_{ij} = \left[\frac{3.84\times 4.6^2\times 10^{-3}}{10\times 32164.195\times 21396.810\times 10^{-8}}\right]\times 10^2 = 0.11 \text{ cm}$$

$$f_{ig} = \left[\frac{6.94\times 4.6^2\times 10^{-3}}{10\times 32164.195\times 12557.18\times 10^{-8}}\right]\times 10^2 = 0.36 \text{ cm}$$

$$f_{ip} = \left[\frac{8.97\times 4.6^2\times 10^{-3}}{10\times 32164.195\times 10133.46\times 10^{-8}}\right]\times 10^2 = 0.58 \text{ cm}$$

$$f_{vg} = \frac{Mg\,l^2}{10\,E_v I_{fv}^{\,g}} = \left[\frac{6.94\times 10^{-3}\times 3.4.6^2}{10\times 10818.86\times 16640\times 10^{-8}}\right]\times 10^2$$

$$f_{vg} = 0.81 \text{ cm}$$

donc :

$$f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f = 0.81-0.11+0.36-0.58

f = 0.49 cm

f = 0.49 cm $< \bar{f} = 0.765$ cm…… la flèche est vérifiée

3.3. CALCUL DES PLANCHERS EN DALLE PLEINE

Notre dalle pleine se trouve au niveau des étages.

- **Méthode de calcul :**

Le calcul est mené sur une bande de 1m perpendiculaire aux lignes d'appuis à L'ELU et L'ELS à la manière d'une poutre.

Nous prenons le panneau de portées entre nus des appuis 2,25m et 4,60m

Détermination des sollicitations :

Le panneau le plus sollicité est un panneau continu de dimension .

$L_x = 3{,}30\ m$

$L_y = 4{,}30\ m$

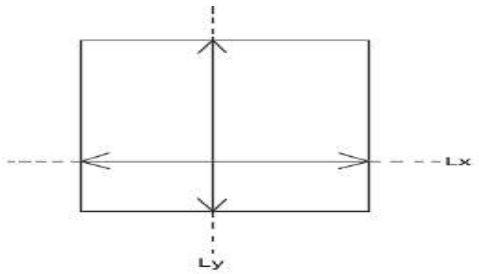


Figure 3.15. Dimensions d'une dalle pleine

Le panneau ayant une petite portée lx et supportant une charge uniformément répartie « q », les moments flexion par unité de longueur, au centre de la plaque (méthode Ritz-Galerkin), valent :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times l_x^2 \times q$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Ces moments de flexion sont obtenus par la formules qui suivent, dans lesquelles les μ_y μ_x coefficients et découlent de la résolution des équations théoriques par la méthode de Riz-Galerkin, en prenant comme valeurs du coefficient da poisson du béton, conformément au règlement B.A.E.L :

- **ELU** (béton non fissuré) : $\nu = 0$
- **ELS** (béton fissuré) : $\nu = 0,2$

Les valeurs numériques du coefficient μ_x et est extrait de l'abaque J.P.Mougin.

Tableau 3.9. Les valeurs des coefficients µet µy

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU v = 0		ELS v = 0,2	
	µx	µy	µx	µy
0.76	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315

On a :

$\alpha = 0,78 > 0,40$ →La dalle travail dans les deux sens.

- **<u>Combinaisons fondamentales</u> :**

G = 5.4KN/m².

Q = 2.5 KN/m²

Le calcul fait pour une bande de 1m.

- **ELU :**

q_u= (1,35 G + 1,5Q) ×1 = 11,04KN/ml

- **ELS :**

q_s= (G +Q)×1= 7,9 KN/ml

Les moments se résument comme suit :

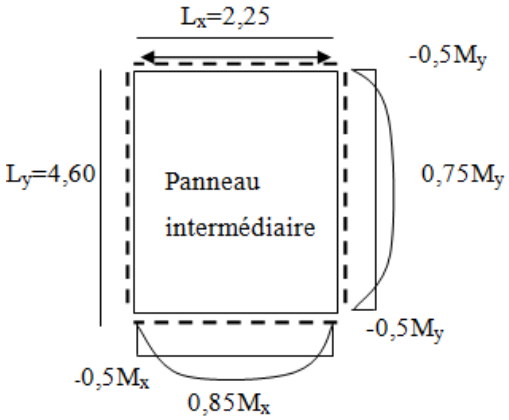


Figure 3.16. Schéma statique de la dalle pleine

$M_{ux} = \mu_{ux} . q_u . L_x^2$ → ELU

$M_{uy} = \mu_{uy} . M_{ux}$

$M_{sx} = \mu_{sx} . P_{ser} . L_x^2$ → ELS

$M_{sy} = \mu_{sy} . M_{sx}$

❖ **ELU :**

$M_{0x}=\mu_{ux}. q_u. L_x{}^2$ = 0,063×11,04×(3,30)² = 7,57 KN.m/ml

$M_{0y}=\mu_{uy}. M_{0x}$= 3,70 KN.m/ ml

❖ **En appuis :**

$M_{ux}^{ta} = 0,5 \times M_{0x} = 3,78\ KN\ .m$

$M_{uy}^{a} = 0,5 \times M_{0y} = 1,85\ KN\ .m$

- **En travée :**

$M_{ux}^{t} = 0,85 \times M_{0x} = 6,43\ KN\ .m$

$$M_{uy}^{t} = 0,75 \times M_{0y} = 2,77\ KN\ .m$$

- **Vérification :**

$M_{uy}^{t} \geq \frac{M_{ux}^{t}}{4} \rightarrow 2,77 > 1,60$ CV

- **ELS :**

$M_{0x}=\mu_{ux}.q_s.L_x{}^2 = 0,07\times7,9\times(3,30)^2 = 6,02$ KN.m/ml

$M_{0y}=\mu_{uy}.M_{0x}= 3,79$ KN.m/ ml

- **En appuis :**

$$M_{sx}^{ta} = 0,5 \times M_{0x} = 3,01\ KN\ .m$$

$$M_{sy}^{a} = 0,5 \times M_{0y} = 1,79\ KN\ .m$$

- **En travée :**

$$M_{sx}^{t} = 0,85 \times M_{0x} = 5,11\ KN\ .m$$

$$M_{sy}^{t} = 0,75 \times M_{0y} = 2,84\ KN\ .m$$

- **Vérification :**

$M_{sy}^{t} \geq \frac{M_{sx}^{t}}{4} \rightarrow 2,84 > 1,27$ CV

Avec :

$T_x = q.\frac{L_x.L_y}{(2.L_x+L_y)}$

$T_y = q.\frac{L_x}{3}$

Tableau 3.10. Récapitulative des moments adoptés pour le calcul aux états limites

	ELU		ELS	
sens	**XX**	**YY**	**XX**	**YY**
M_a max	3,87	1,85	3,01	1,79
M_t max	6,43	2,77	5,11	2,84
T max	14,37	12,14	10,28	8,69

3.3.1. Calcul de ferraillage

- **Armatures longitudinale :**

Sens xx :

- **En travée :**

- **ELU :**

le calcul sera fait pour une section rectangulaire (b × h) = (100×15)cm²

$$M_u^t = 6,43\ KN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

$$\rightarrow \mu_u = 0,02 \prec \mu_{AB} = 0,392$$ CV

Donc il n'a pas d'armature dans la zone comprimée

$$A_u' = 0 \ ; \ \sigma_S = 348\ Mpa$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \rightarrow \alpha = 0,025$$

Z_b =d.(1-0,4α) $\rightarrow Z_b = 0,144$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s}\ [1]$$

$$A_u^t = 0,73\ cm^2/ml$$

Choix de la section appliquée :

On prend : 4T8= 2,01cm²

- **Calcul des armatures minimales :**

- Condition de non fragilité :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondlisse(215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases}$$ **[BAEL.91.r.99/art B 7.4]**

$$\rho_m = \frac{A}{b.h_0}$$

$A_y = 0,0008h_0 \times b = 1,20\ cm^2/ml$

$A_{x\,min} = \frac{3-\alpha}{2}.A_{ymin} = 1,78\ cm^2/ml$

$A = \max(A_{calculé}; A_{x\,min}) = 1,78\ cm^2/ml$

- <u>espacement maximale des armatures</u> :

L'écartement des armatures $S_t \leq \min(3h_0 ; 33\text{ cm}) = 33\text{cm}$[2]

- **<u>Choix des armatures</u> :**

T12 → e = 33 cm

2T12→ A=2,26 cm^2/ml

Avec :

disposition de première barre e_1= e/2 =16,5 cm

<u>-Vérification de la contrainte du béton</u> :

flexion simple
section rectangulaire $\rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} \rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$
$acier$FeE400

Avec :

$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times fc_{28}$=15MPA

$\gamma = \frac{Mt_x^u}{Mt_x^s} = \frac{6,43}{5,11}$ =1,25

→ $\frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100}$= 0,37 > α= 0,025 CV

- **<u>Conclusion</u> :**

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\ MPA$

$\left.\begin{array}{l} fissuratio\ \ n\ \ peu\ \ nuisible \\ aucune\ \ \ v\acute{e}rificati\ \ on\ \ pour\ \ \sigma_s \end{array}\right\}$ Les armatures calcules en ELU sont maintenues

- **<u>En appuis</u> :**

- **ELU :**

le calcul sera fait pour une section rectangulaire (b × h) = (100×15)cm^2

$M_a^t = 3,87\ KN.m$

$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}}$

$\rightarrow \mu_u = 0,013 \prec \mu_{AB} = 0,392$ CV

Donc il n'a pas d'armature dans la zone comprimée.

$A_u' = 0$; $\sigma_S = 348\ Mpa$

$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \rightarrow \alpha = 0,016$

Z_b =d.(1-0,4α) → Z_b = 0,143 m

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta . d . \sigma_s}$$

$A_u^t = 0,77 \quad cm^2 / ml$

Choix de la section appliquée :

On prend : 4T8= 2,01cm²

- <u>Calcul des armatures minimales</u> :

-<u>Condition de non fragilité</u> :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondlisse (215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases}$$ **[BAEL.91.r.99/art B 7.4]**

$\rho_m = \frac{A}{b.h_0}$

A_y= 0,0008h_0×b =1,20 cm²/ml

$A_{x\,min} = \frac{3-\alpha}{2} . A_{ymin}$=1,79 cm²/ml

A = max ($A_{calculé}$; $A_{x\,min}$) =1,79 cm²/ml

-<u>espacement maximale des armatures</u> :

L'écartement des armatures $S_t \leq$ min (3h_0 ; 33 cm) [2]

33cm

- **<u>Choix des armatures</u> :**

T12 → e = 33 cm

2T12→ A=2,26 cm²/ml

Avec :

disposition de première barre e_1= e/2 =16,5 cm

<u>-Vérification de la contrainte du béton</u> :

flexion simple
section rectangulaire → $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100}$ → $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$
acier FeE400

Avec :

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 × fc_{28}=15MPA

$\gamma = \frac{Mt_x^u}{Mt_x^s} = \frac{3,87}{3,01}$ =1,28

→ $\frac{1,28-1}{2} + \frac{25}{100}$= 0,39 > α= 0,016 cv

- **Conclusion :**

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\ MPA$

$\left.\begin{matrix} fissuration\ peu\ nuisible \\ (aucune\ vérification\ pour\ \sigma_s \end{matrix}\right\}$ les armatures calculées en ELU sont maintenues

- **Armatures transversale** :

Sens yy :

- **En travée :**

- **ELU :**

le calcul sera fait pour une section rectangulaire (b × h) = (100×15)cm²

$M_u^t = 2,77\ \ KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

$\rightarrow \mu_u = 0,0094 \prec \mu_{AB} = 0,392$ CV

Donc il n'a pas d'armature dans la zone comprimée

$A_u' = 0$; $\sigma_S = 348\ Mpa$

$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \rightarrow \quad \alpha = 0,011$

Z_b =d.(1-0,4α) $\rightarrow Z_b$=0,143

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s}$$

$A_u^t = 0,55\ \ cm^2/ml$

Choix de la section appliquée :

On prend : 2T8= 1,01cm²

- Calcul des armatures minimales :

- Condition de non fragilité :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondlisse (215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400 } \textbf{[BAEL.91.r.99/art B 7.4]} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases}$

$\rho_m = \frac{A}{b.h_0}$

$A_y = 0,0008h_0 \times b = 1,20\ cm^2/ml$

$A_{x\,min}=\frac{3-\alpha}{2}.A_{ymin}$=1,79 cm^2/ml

A = max ($A_{calculé}$; $A_{x\,min}$) =1,79 cm^2/ml

- <u>espacement maximale des armatures</u> :

L'écartement des armatures $S_t \leq \min(3h_0 ; 33\ cm) = 33cm$[2]

- <u>Choix des armatures</u> :

T12 → e = 33 cm

2T12 → A=2,26 cm^2/ml

Avec :disposition de première barre e_1= e/2 =16,5 cm

- <u>Vérification de la contrainte du béton</u> :

$$\left.\begin{array}{l} Flexion\ \ simple \\ Section\ \ rec\ \tan\ gulaire \\ Acier\ \ FeE\ 400 \end{array}\right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2}+\frac{fc_{28}}{100} \rightarrow \sigma_b \langle \overline{\sigma_b}$$

Avec :

$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times fc_{28}$=15MPA

$\gamma = \frac{Mt_x^u}{Mt_x^s} = \frac{2,77}{2,84}$ =0,97

→ $\frac{1,04-1}{2}+\frac{25}{100}$= 0,23 > α= 0,011

.....CV

- **<u>Conclusion</u> :**

$\sigma_b \langle \overline{\sigma_b} = 15\ MPA$

$$\left.\begin{array}{l} fissuratio\ \ n\ \ peu\ \ nuisible \\ (aucune\ \ vérificati\ \ on\ \ pour\ \ \sigma_s \end{array}\right\}$$ Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

- **<u>Armatures transversale</u>** :

<u>Sens yy</u> :

- **<u>En appuis</u> :**

- **ELU :**

le calcul sera fait pour une section rectangulaire (b × h) = (100×15)cm^2

$M_a^u = 1,85\ KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

$\rightarrow \mu_u = 0,006 \prec \mu_{AB} = 0,392$

.....CV

Donc il n'a pas d'armature dans la zone comprimée

$A_u' = 0$; $\sigma_S = 348\ Mpa$

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \rightarrow \quad \alpha = 0{,}007$

Z_b =d.(1-0,4α) $\rightarrow Z_b = 0{,}143$

$$A_u^a = \frac{M_u^t}{\beta . d . \sigma_s}$$

$A_u^a = 0{,}37 \quad cm^2 / ml$

Choix de la section appliquée :

On prend : 2T8= 1,01cm^2

- <u>Calcul des armatures minimales</u> :

- <u>Conditon de non fragilité</u> :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$\rho_m = \begin{cases} 0{,}0012 & \text{rondlisse (215,235)} \\ 0{,}0008 & \text{FeE 400 } \textbf{[BAEL.91.r.99/art B 7.4]} \\ 0{,}0006 & \text{FeE500} \end{cases}$

$\rho_m = \frac{A}{b.h_0}$

$A_y = 0{,}0008 h_0 \times b = 1{,}20\ cm^2/ml$

$A_{x\,min} = \frac{3-\alpha}{2} . A_{ymin} = 1{,}79\ cm^2/ml$

$A = \max (A_{calculé}; A_{x\,min}) = 1{,}79\ cm^2/ml$

-<u>Espacement maximale des armatures</u> :

L'écartement des armatures $S_t \leq \min (3h_0 ; 33\ cm) = 33cm$[2]

- **<u>Choix des armatures</u> :**

T12 → e = 33 cm

2T12 → A=2,26 cm^2/ml

Avec **:**disposition de première barre e_1= e/2 =16,5 cm

- <u>Vérification de la contrainte du béton</u> :

flexion simple
section rectangulaire → $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100}$ $\rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$
acier FeE400

Avec :

$\overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times fc_{28}$=15MPA

$\gamma = \frac{Mt_x^u}{Mt_x^s} = \frac{1{,}85}{1{,}79} = 1{,}03$

$\rightarrow \frac{1,83-1}{2}+\frac{25}{100}= 0,26 > \alpha= 0,005$
.....CV

- **Conclusion :**

$\sigma_b \langle \overline{\sigma_b} = 15\ MPA$

$\left.\begin{matrix} fissuratio\quad n\quad peu\quad nuisible \\ (aucune\quad vérificati\quad on\quad pour\quad \sigma_s \end{matrix}\right\}$ les armatures calculées en ELU sont maintenues.

3.3.2. Vérification d'effort tranchant

La fissuration peu préjudiciable

Donc :

- **Contrainte tangente :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

- **Contrainte tangente limite :**

$$\overline{\tau_u} = 0,07 \times \frac{fc_{28}}{\gamma_b}$$

Tableau 3.11. Vérification effort tranchant

Sens	L (m)	d (m)	T max (KN)	τ_u (MPA)	$\overline{\tau_u}$ (MPA)	$\sigma_b \langle \overline{\sigma_b}$
xx	3,3	14,4	14,37	0,099	1,666	C.V
yy	4,3	14,4	12,14	0,084	1,666	C.V

3.3.3. Vérification de poinçonnement

$$\tau_u = \frac{P_u}{2.h(u+v)} \leq 0,045\ f_{cj}$$

$\tau_u = \frac{9,54.10^{-3}}{2(0,15)\times(3,30+4,30)}$= 0,004 MPA ≥ 1,125 MPA
.....CV

3.3.4. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifier :

$$\frac{h}{L_1} > \left\{ \frac{1}{20} \cdot \frac{M_{tx}}{M_{0x}} \right\} \text{..... .....(1)}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq 2\,Mpa \;.\frac{1}{f_e} \ldots\ldots\ldots \quad \ldots\ldots(2)$$

3 .4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a vus les calculs du ferraillage de chaque planchers (plancher corps creux et plancher en dalle pleine), et on a choisis des sections de tel façon a assurer la sécurité et la bonne réalisation.

[1]… BAEL91/B.6.8,423.

[2]… BAEL.91.r.99/art A 8.2.42.

[3]…BAELr99/B.6.2,210.

CHAPITRE 4

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

4. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

4.1. INTRODUCTION

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

4.2. ETUDE DE L'ACROTERE

4.2.1. Introduction

- Pour assurer la sécurité des personnes il est essentiel de prévoir l'acrotère au niveau da la terrasse.
- L'acrotère est un élément exposé aux intempérie et sera donc calculé en considérant les fissurations comme préjudiciable.
- L'acrotère est assimilé à une console encastrée à sa base (encastré dans le plancher terrasse.)
- Le ferraillage se calcule pour une section rectangulaire d'une largeur de 1m travaillant en flexion composé.

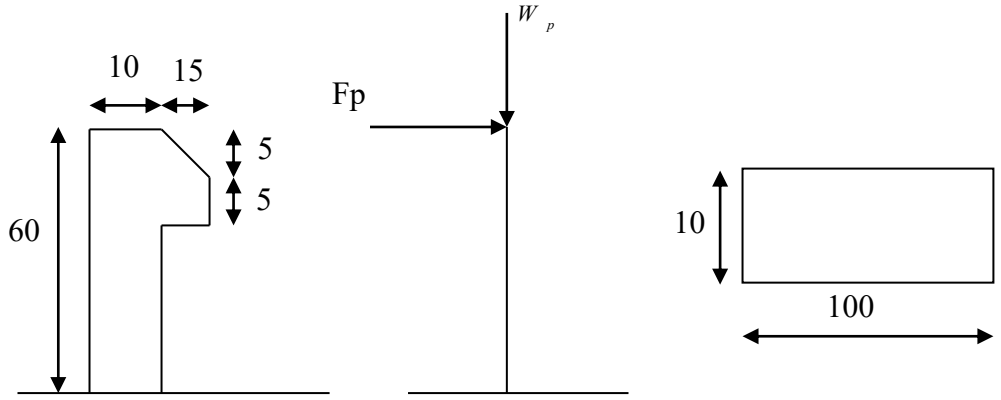


Figure 4.1. Schéma de l'acrotère

4.2.2.Charge

♦ **Poids propre :**

$$W_P = \left[(0,6 \times 0,10) + \frac{(0,10 + 0,05)}{2} \times 0,15 \right] \times 25$$

W_P=1,78KN/ml.

♦ **Force horizontale :**

$F_P=4.A.C_P.W_P$[1]

$F_P=4\times0,1\times0,8\times1,78$

$F_P=0,57KN/ml.$

4.2.3. Sollicitation

➢ **Calcul a ELU :**

$M_u=1,5.F_P.h$

$M_u=1,5\times0,57\times0,6 \Rightarrow M_u=0,51KN.m/ml.$

$N_u=1,35\times W_P. \Rightarrow N_u=2,40KN/ml.$

➢ **Calcul à ELS:**

$M_S=F_P.h$

$M_S=0,57\times0,6 \Rightarrow M_S=0,34KN.m/ml.$

$N_S=W_P=1,78KN/ml.$

a. Calcul de l'excentricité:

1) Excentricité de premier ordre :

$$e_1[2]=\frac{M_u}{M_S}=\frac{0,51}{2,40}\Rightarrow \quad e_1=0,21m$$

2) Excentricité additionnelle :

$$e_a=\max\left[2cm,\frac{L}{250}\right][2]\Rightarrow \quad e_a=2cm=0,02m$$

3) Excentricité due aux effets de second ordre lies à déformation de la structure :

$$e_2=\frac{3L_f^2}{10000\ h}(2+\alpha\phi)[1]$$

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

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

L_f : Longueur de flambement

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

$$L_f = 2L_0 \Rightarrow L_f = 2 \times 0.6$$

$$\Rightarrow \quad L_f = 1,20\ m$$

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{0,51}{1,5 \times 0,34}\right) \Rightarrow \alpha = 0$$

$e_2 = \frac{3 \times (1,2)^2}{10000 \times 0,10} \times 2 \Rightarrow$ e_2=0,00864m

$e=e_1+e_a+e_3 \Rightarrow$ e=0,21+0,02+0,00864

$\Rightarrow$ e=0,24m=24cm

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

$e > \frac{h}{2} - c$ donc la section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple par un moment fictif.

$$M_F = N_u \times \left(e + \frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow M_f = 2,40 \times (0,24 - 0,03)$$

$$\Rightarrow M_f = 0,504\ KN.m/ml$$

4.2.4. ferraillage

- **<u>Les armatures longitudinales</u> :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,504 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0044$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) \Rightarrow \alpha = 0,00548$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,089$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z.\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{0,504 \times 10^{-3}}{0,089 \times 348} \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_s = 0,16\ cm^2$$

- **<u>Condition de non fragilité</u> :**

$$A_{min} = 0,23\ b.d.\frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23\ b.d.\frac{f_{tj}}{f_e}$$ **[3]**

$$\Rightarrow A_{min} = 0,23 \times 1 \times (0,9 \times 01,0) \times .\frac{2,1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1,08\ cm^2$$

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

- **<u>Le choix d'armature</u> :**

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

- **<u>Les armatures de répartition</u> :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_t = \frac{2,01}{4}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,50\ cm^2$$

- **<u>Le choix d'armature</u> :**

$$A_t = 0,50\ cm^2 \Rightarrow 4\phi 6 = 0,85\ cm^2$$

- **<u>Schéma de ferraillage</u> :**

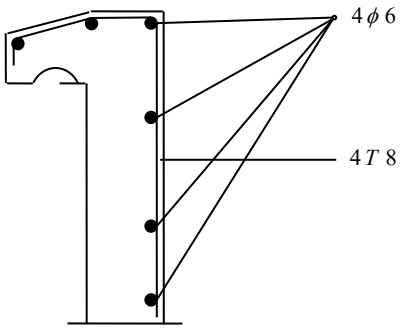


Figure 4.2. Schéma de ferraillage del'acrotère

4.2.5. Vérification au cisaillement

$$T_{max} = 1,5 F_P \Rightarrow T_{max} = 1,5 \times 0,57$$

$$\Rightarrow T_{max} = 0,855 \ KN \ / ml$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{0,855 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09}$$

$$\Rightarrow \tau_{max} = 0,95 \times 10^{-2} \ MPa$$

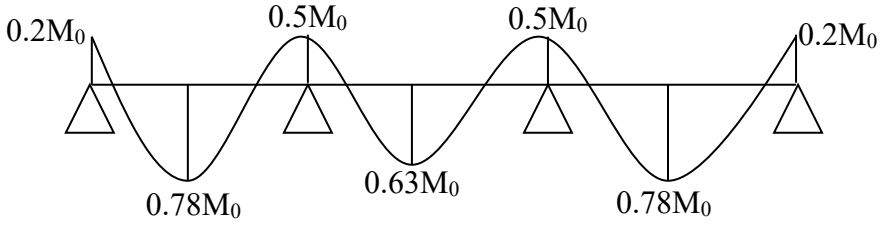
$$\tau_{adm} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \ MPa \right] \Rightarrow \tau_{adm} = 3,33 \ MPa$$

$$\tau_{max} = 0,0095 \ MPa < \tau_{adm} = 3,33 \ MPa \Rightarrow \text{..... C.V}$$

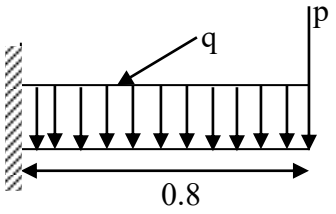
4.3. ETUDE DES BALCONS

On distingue trois types des balcons :

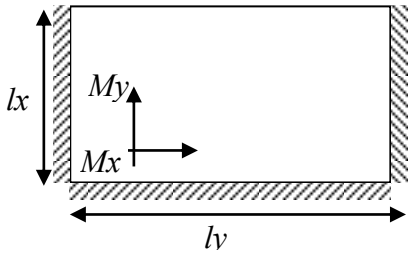
- **Type 01 :** Balcon considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis simples



- **Type 02** : c'est une console



- **Type 03** : il est considéré comme une dalle pleine encastrée sur trois cotés



Dans notre cas on a le type 02 :

- Le balcon est assimilé à une console encastré au plancher, réalisé en dalle pleine.

- Le calcul se fait pour une bonde de 1m de largeur.

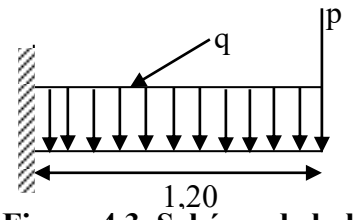


Figure 4.3. Schéma de balcon

4.3.1.Dimensionnement [4]

L'épaisseur du balcon est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{120}{30} \leq e \leq \frac{120}{10}$$

$$\Rightarrow 4 \leq e \leq 12\ cm$$

Donc l'épaisseur de la dalle de balcon est **:** $e = 15\ cm$

4.3.2. Détermination des sollicitations

4.3.2.1. Descente des charges

Tableau 4.1. Descente des charges

N°	désignation	ρ (kN/m³)	e(m)	G (kN/m²)
1	**Carrelage**	22	0.02	0,44
2	**Mortier de pose**	20	0.02	0,40
3	**Lit de sable**	18	0.02	0,36
4	**Dalle pleine (15)**	25	0.15	3,75
5	**Enduit en ciment**	20	0.02	0,40
G		**5,35kN/m²**		
Q		**3,50kN/m²**		

-Calcul de la charge due au poids du mur : S= G_m*h.

-Enduit extérieure……2*0,18=0,36KN/m^2

- Brique creuse(e=10cm) …….0, 9KN/m^2

-Enduit intérieure…….2*0,18=0,36KN/m^2

-Bac fleur……1,25KN/m^2

G_m=2,87KN/m²

-Hauteur du mur : h=1,2m $\Longrightarrow$ P'=2,78*1,2=3,34KN/ml

4.3.2.2. Evaluation des charges

- **ELU :**

$$p_u = 1{,}35\,G + 1{,}5\,Q \Rightarrow p_u = 12{,}47\ KN\ /\ ml$$

$$M_u = \frac{P_u L^2}{2} + 1{,}35\,P'L \Rightarrow M_u = \frac{12.47 \times (1{,}20)^2}{2} + 1{,}35 \times 3{,}34 \times 1{,}2$$

$$\Rightarrow M_u = 14,38\ KN.m$$

4.3.3. Calcul de ferraillage

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{14.38 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14,2}$$ [3]

$$\Rightarrow \mu_u = 0,055$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) \Rightarrow \alpha = 0,070$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,13$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} \Rightarrow A_s = 3,17\ cm^2$$

- **<u>Choix des barres</u> :**

4T12 $\Rightarrow A_s = 4,52\ cm^2$

- **<u>Armature de répartition</u> :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_t = \frac{4,52}{4}$$

$$\Rightarrow A_t = 1,13\ cm^2$$

$$A_{min} = 1,32\ cm^2 \Rightarrow A_t = 1,32\ cm^2$$

$$\Rightarrow$$ 4T10=$3,14\ cm^2$

- **<u>ELS</u> :**

$$P_{ser} = Q + G \Rightarrow P_{ser} = 8,85\ KN/ml$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{2} + P'L \Rightarrow M_{ser} = 10,38\ KN.m$$

4.3.4.Vérification au cisaillement

$$T_u = P_u.L + 1,35\,P' \Rightarrow T_u = 12,47 \times 1,20 + 4,51$$

$$\Rightarrow T_u = 19.47\ KN$$

$$\tau_{max} = \frac{T_u}{b.d} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{19.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_{max} = 0,144 \ MPa$$

$$\tau_{lim} = \min\left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right] \Rightarrow \tau_{lim} = 3,33 \ MPa$$

Donc : $\tau_{max} = 0,144 < \tau_{lim} = 3,33 \ MPa \Rightarrow$ ..... C.V

4.3.5. Vérification de la flèche

$f_i = \frac{5.p_{ser}.L^4}{348 \ EI}$ [5] ; $E_i = 32164,195 \ MPa$

♦ **Centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\Sigma A_i Y_i}{\Sigma Y_i} = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 10}{100 \times 12 + 4,52}$$

Donc : $V_1 = 6,54 \ cm \Rightarrow V_2 = 5,46 \ cm$

♦ **Moment de l'inertie :**

$$I = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15 A_s (d - V_1)^2 \Rightarrow I = 15561,594 \ cm^4$$

$$f_i = \frac{5 \times 8,85 \times (1,2)^4 \times 10^7}{384 \times (32164,195) \times 15561,594} \Rightarrow f_i = 0,003 \ cm$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow f_{adm} = \frac{120}{250} \Rightarrow f_{adm} = 0,48 \ cm$$

$f_i = 0,003 \ cm < f_{adm} = 0,56 \ cm \Rightarrow$ CV

❖ **Remarque :**

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

4.3.6. Le contre poids

4.3.6.1. Calcul longueur de contre poids

- **Poids du balcon (e_p=15cm) :**

$G_1 = e_b \times L_b \times \gamma_{béton}$

$$G_1 = 0,15 \times 1,2 \times 1 \times 25 \Rightarrow G_1 = 4,5\,KN$$

- **Poids de contre balancement (e_p=20cm) :**

$G_2 = e_c \times L_c \times \gamma_{béton}$

$$G_2 = 0,20 \times L_C \times 1 \times 25 \Rightarrow G_2 = 5L_C$$

$$60\,\% \times G_1 = G_2 \Rightarrow 0,60 \times 4.5 = 5L_C$$

$$\Rightarrow L_C = 0,54\,m$$

Avec :

G_1 : le poids de balcon

e_b : épaisseur de balcon

L_b : longueur de balcon

G_2 : le poids de contre poids

e_c : épaisseur de contrepoids = épaisseur de plancher

L_c : longueur de contre poids

- **Schéma de ferraillage :**

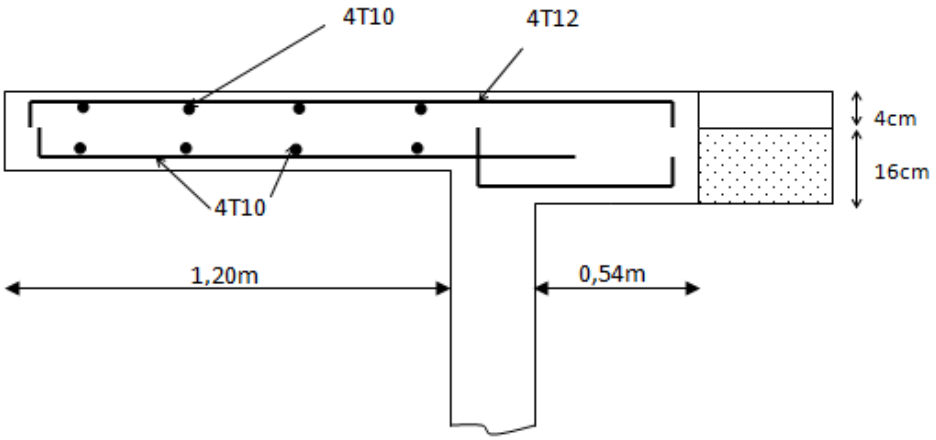


Figure 4.4. Schéma de ferraillage du balcon

4.4. ETUDE D'ESCALIER

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis a des forces diverses (Poids propre des escaliers, les sur charges dues aux différent accès, personnes, équipement…)

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier, pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferraillage adopté. [6]

4.4.1. Descriptions

L'escalier se compose généralement par :

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

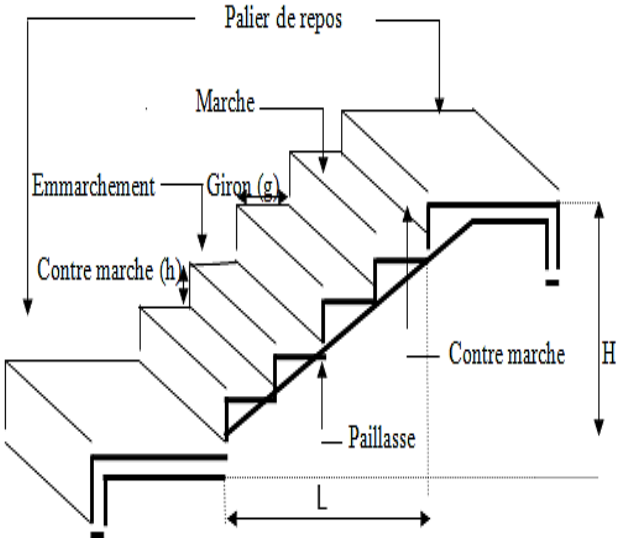


Figure 4.5. Schéma des escaliers

4.4.2. Les type d'escaliers

Dans notre projet on à 1 seul type d'escaliers **:**

- Escalier à 3 volé et deux palier de repos.

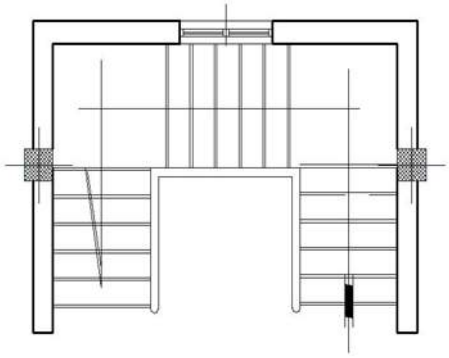


Figure 4.6. Schéma de cage d'escaliers

4.4.3. Choix des dimensions

4.4.3.1. Condition d'accès facile

La condition de BLONDEL concernent la facilité d'accès des escaliers permet de déterminer les valeurs de h et g en fonction du module m correspondant à la longueur du pas.

m = g+2.h avec $58\text{cm} < m < 64cm$

La hauteur à monter H correspond à un nombre n (entier) de marches

H = n×h

La longueur de volée d'escalier L est donnée par la formule :

L = (n-1) ×g n : nombre de contre marche.

En générale en faut pas prévoir plus de 18 à 20 marches successive sont les séparait par un palier de repos.

$$16\text{cm} \leq \text{h} \leq 21\text{cm}$$

$$25\text{cm} \leq \text{g} \leq 32\text{cm}$$

Escalier confortable $\begin{cases}\text{h} = 17\text{cm} \\ \text{g} = 32\text{cm}\end{cases}$; palier$\geq 3g$

4.4.3.2. Condition dégagement rapide des escaliers

$$1\text{m} \leq \text{l'emmarchement} \leq 1{,}5\text{m}$$

4.4.4. Pré-dimensionnement

D'après la relation de **BLONDEL** le tracé de l'escalier est correct si :

$$58\text{cm} \leq m \leq 64\text{cm}$$

Généralement on prend : $h = 17\ cm$

$$58\ cm \leq 2h + g \leq 64\ cm \Rightarrow 58\ cm \leq (2 \times 17) + g \leq 64\ cm$$

$$\Rightarrow 25\ cm \leq g \leq 30\ cm$$

$$\Rightarrow g = 30\ cm$$

On choisissant : $g = 30\ cm$.

$2h + g = (2 \times 17) + 30 \Rightarrow 2h + g = 64\ cm$ → Pour un bâtiment d'habitation.

4.4.4.1. Détermination de nombres des contres marches

$$h = \frac{He}{n} \Rightarrow n = \frac{He}{h}$$

$$\Rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{120}{17}$$

$\Rightarrow$ n = 07 contremarches.

Le nombre des marches :

$$n - 1 = 7 - 1 = 6$$

Donc nous adoptons 07 contremarches de 17cm et 6 marches de 30cm.

- L'angle de l'inclinaison de la paillasse α :

$$tg\,\alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow tg\,\alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^{\circ} \Rightarrow \cos\alpha = 0,87 \Rightarrow \sin\alpha = 0,49$$

- **<u>Longueur de volée L':</u>**

$$L' = \frac{H'}{\sin\alpha} = \frac{120}{0,49} = 244,89\ cm = 2,44\ m$$

- L'épaisseur de la paillasse ou volée de palier :

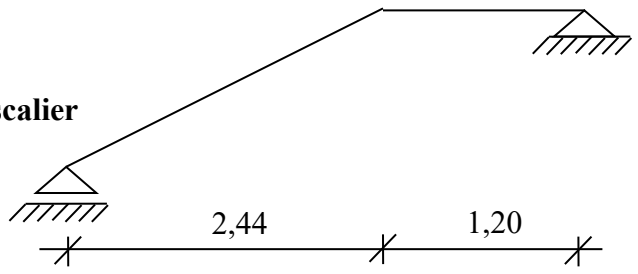


Figure 4.7. Schéma statique d'escalier

$$\frac{L_{pal}}{30} \leq e_{pal} \leq \frac{L_{pal}}{20} \Rightarrow \frac{244}{30} \leq e_{pal} \leq \frac{244}{20}$$

$$\Rightarrow 8,13\ cm \leq e_{pal} \leq 12,2\ cm$$

On prend $e_{pal} = 15\ cm$ pour des raisons constructives.

4.4.5. Evaluation des charges

Les charges sont déterminées pour une bande de 1m.

1) <u>Paillasse</u> :

Tableau 4.2. Chargement permanent et d'exploitation de la paillasse

Revêtement horizontal (carrelage +mortier de pose)	0,84 KN/m^2
Revêtement vertical (0,84.$\frac{h}{g}$)	0,48 KN/m^2
Poids propre des marches (22.$\frac{h}{g}$)	1,87 KN/m^2
Poids propre de la paillasse (25.$\frac{e_p}{\cos\alpha}$)	4,60 KN/m^2
Enduit au ciment(0,18.$\frac{1,5}{\cos\alpha}$)	0,31 KN/m^2
-Charge permanentes G= 8,10 KN/m^2 **-Charge d'exploitation Q= 2,5 KN/m^2**	

2) <u>Palier</u> :

Tableau 4.3. Chargement permanent et d'exploitation du palier

Revêtement horizontal (carrelage +mortier de pose)	0,84 KN/m^2
Poids propre de palier (25.e_p)	4,00 KN/m^2
Enduit au ciment(0,18 / 1,5)	0,27 KN/m^2
-Charge permanentes G= 5,11 KN/m^2 -Charge d'exploitation Q= 2,5 KN/m^2	

- **Combinaison de charges :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

- à l'état limite ultime q_u= 1,35G+1,5Q

- à l'état limite service q_{ser}= G+Q

Tableau 4.4. Détermination les combinaisons fondamentales

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
palliasse	8,10	2,50	14,68	10,60
palier	5,11	2,50	10,65	7,61

4.4.6. Détermination des sollicitations

- **ELU :**

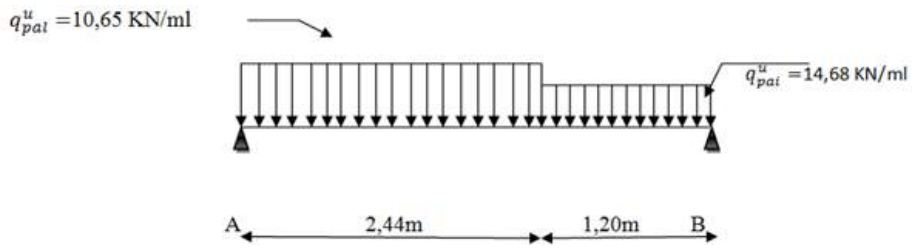
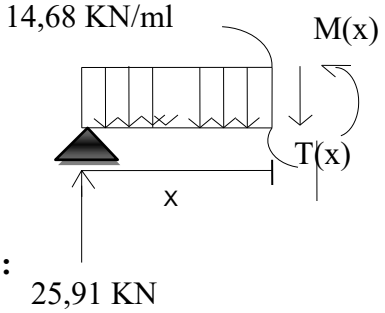


Figure 4.8. Schéma statique de l'escalier à l'ELU

A. Calcul des réactions :



$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A$=25,91 KN

$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_B$ = 22,67 KN

B. Calcul des moments et des efforts tranchants :

Section I-I:0 ≤ x ≤ 2,44m

$$\begin{cases} M(x) = R_A.x - q_u^{pal}.\dfrac{x^2}{2} \\ T(x) = R_A.x - q_u^{pal}.x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = 25{,}91.x - 14{,}68.\dfrac{x^2}{2} \\ T(x) = 25{,}91 - 14{,}68.x \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 25{,}91\ KN \\ x = 1{,}76m \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 2{,}44m \rightarrow T(x) = -9{,}90\ KN \end{cases}$$

- **Moment fléchissant:**

$M(x) = 25{,}91.x - 14{,}68 \times \frac{x^2}{2}$

$M(x)_{max} = 22{,}86$ KN.m

On considère qu'on a un encastrement partiel aux extrémités (appuis)

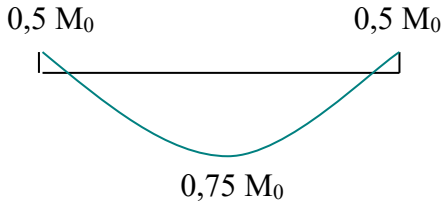


Figure 4.9. Diagramme des moments

Donc : $\begin{cases} M_{au} = -0{,}5M_{max} = -11{,}43\ KN.m \\ M_{tu} = 0{,}75M_{max} = 17{,}14\ KN.m \\ T_{max} = 25{,}91\ KN \end{cases}$

➢ **ELS :**

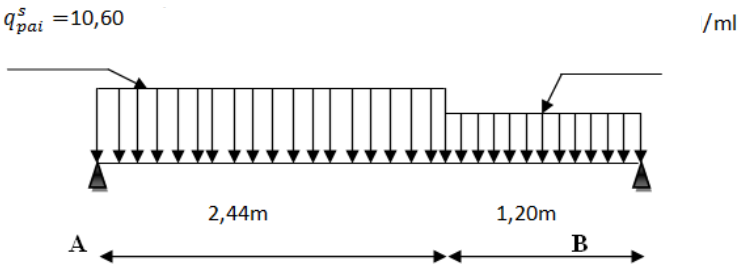
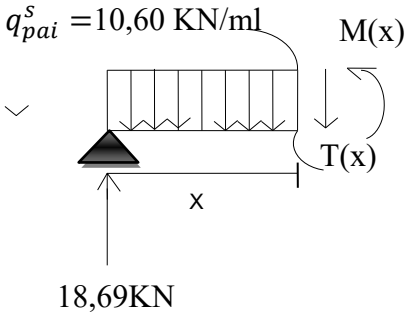


Figure 4.10. Schéma statique de l'escalier à l'ELS

A. Calcul des réactions :

$\sum M/B = 0 \Rightarrow \quad R_A = 18,69$ KN

$\sum F_v = 0 \Rightarrow \quad R_B = 16,28$ KN



B. Calcul des moments et des efforts tranchants :

Section I-I: $0 \leq x \leq 2,44$m

T(x) = 18,69-10,60.x

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 18,69 \text{ KN} \\ x = 0,90\text{m} \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 2,44\text{m} \rightarrow T(x) = -7,17\text{KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant:**

$M(x) = 18,69.x - 10,60 \times \frac{x^2}{2}$

$M(x)_{max} = 14,04$ KN.m

On considère qu'on a un encastrement partiel aux extrémités (appuis)

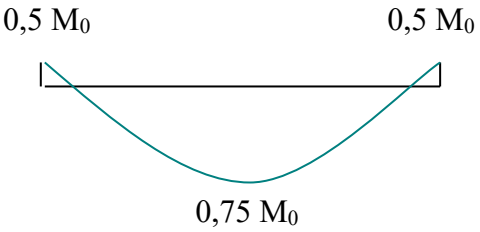


Figure 4.11. Diagramme des moments

$$\text{Donc :} \begin{cases} M_{aser} = -0,5M_{max} = -7,02 \text{ KN.m} \\ M_{tser} = 0,75M_{max} = 10,53\text{KN.m} \\ T_{max} = 18,69 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau 4. 5. Les sollicitations maximales

Sollicitations	ELU	ELS
$\mathbf{M_{amax}(KN.m)}$	11,43	7,02
$\mathbf{M_{tmax}\ (KN.m)}$	17,14	10,53
$\mathbf{T_{max}\ (KN)}$	25,91	18,69

4.4.7. Calcul du ferraillage (paillasse)

a. <u>En travée</u> :

➢ **E.L.U :**

$M_{tu} = 17,14$ KN.m

$$\mu = \frac{M_u^t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{17,14 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0,13^2} = 0,071$$

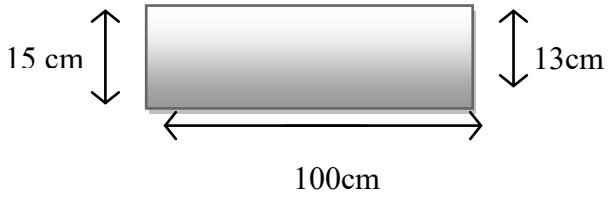


Figure 4.12. Section de calcul

$\mu \leq \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow$ On est en pivot A : pas d'armatures comprimés.

Avec :

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

$\hat{A_u} = 0$

$$\sigma_s = 348\ Mpa$$

$$\alpha = 0,092 \quad ; \quad Z_b = 0,125$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{17,14 \times 10^{-3}}{348 \times 0,125}.10^4 = 3,94\ cm^2/ml$$

- **<u>Armatures minimales</u> :**

Condition de non fragilité :[3]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1,63\ cm^2$$

A_{min} = 1,63cm²/ml

A= max (A_u ; A_{min}) = max (3,94 ; 1,63) = 3,94 cm²/ml

soit : 4T12 ⇒ A= 4,52cm²/ml .

- **<u>Espacement</u> :**

$$e_{max} = \min(3h; 33\,cm) = 33\,cm$$

On prend : e = 15cm

- **<u>Les armatures de répartition</u> :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\ cm^2/ml$$

Soit : A_r = 2T10 =1,57 cm²/ml

e = $\frac{100}{3} = 33\ \text{cm} < \min(4h\,; 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$

On prend : e = 20cm

b. <u>En appui</u> :

➢ **ELU :**

$$M_u^a = -11,43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{11,43 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,13^2} = 0,047$$

$\mu \leq \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow$ On est en pivot A : pas d'armatures comprimés.

Avec :

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

$\grave{A_u} = 0$

$\sigma_s = 348\ Mpa$

$\alpha = 0,060$; $Z_b = 0,126$

$$A_u = \frac{M_u^a}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{11,43 \times 10^{-3}}{348 \times 0,126} \times 10^4 = 2,60\ cm^2/ml$$

- **Armatures minimales :**

Condition de non fragilité : [3]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2.1}{400} = 1,63\ cm^2$$

A_{min} = 1,63cm²/ml

A= max (A_u ; A_{min}) = max (2,60 ; 1,63) = 2,60 cm²/ml

soit : 4T12 ⇒ A= 4,52 cm²/ml .

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,13\ cm^2$$

soit : 2T10 ⇒ A= 1,57cm²/ml .

➢ **ELS :**

-Vérification des contraintes :

Fissuration peu nuisible → vérifier les contraintes.

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

➢ **En travée :**

M^t_{ser} =10,53 KN.m

$$\left.\begin{array}{l} Flexion\ \ simple \\ Section\ \ rec\ \tan\ gulaire \\ Acier\ \ FeE\ 400 \end{array}\right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} \rightarrow \sigma_b \langle \overline{\sigma_b}$$

Avec :

$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times fc_{28}$ =15MPA

$\gamma = \frac{Mt_x^u}{Mt_x^s} = \frac{17,14}{10,53}$ =1,62

→ $\frac{1,62-1}{2} + \frac{25}{100}$ = 0,56 > α= 0,003 CV

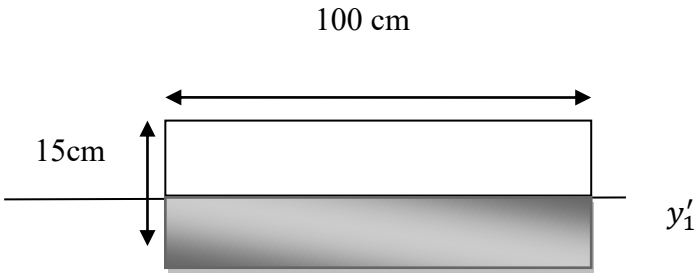
Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\ MPA$

$\left.\begin{array}{l} fissuration\ peu\ nuisible \\ (aucune\ vérification\ pour\ \sigma_s \end{array}\right\}$ Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

- **<u>En appuis</u> :**

M_{ser}^{a} = -7,02 KN.m



$\left.\begin{array}{l} Flexion\ simple \\ Section\ rectangulaire \\ Acier\ FeE\ 400 \end{array}\right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} \rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$

Avec :

$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times fc_{28}$ =15MPA

$\gamma = \frac{Ma_x^u}{Ma_x^s} = \frac{11,43}{7,02}$ =1,62

$\rightarrow \frac{1,62-1}{2} + \frac{25}{100}$= 0,56 > α= 0,003 CV

<u>Conclusion</u> :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\ MPA$

$\left.\begin{array}{l} fissuration\ peu\ nuisible \\ (aucune\ vérification\ pour\ \sigma_s \end{array}\right\}$ Les armatures calcules en ELU sont maintenues

4.4.8.Vérification de l'effort tranchant

T_{max}= 25,91 KN

La fissuration peu nuisible : $\overline{\tau} = \min(\ 0,2\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa\ ) = \min(\ 3,33\ ;\ 5\ Mpa\ ) = 3,33\ Mpa$.

$\Rightarrow \tau_u = \frac{\tau_{u\max}}{b.d} = \frac{25,91 \times 10^{-3}}{1.0,13} = 0,199\ Mpa$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ Condition vérifié →Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

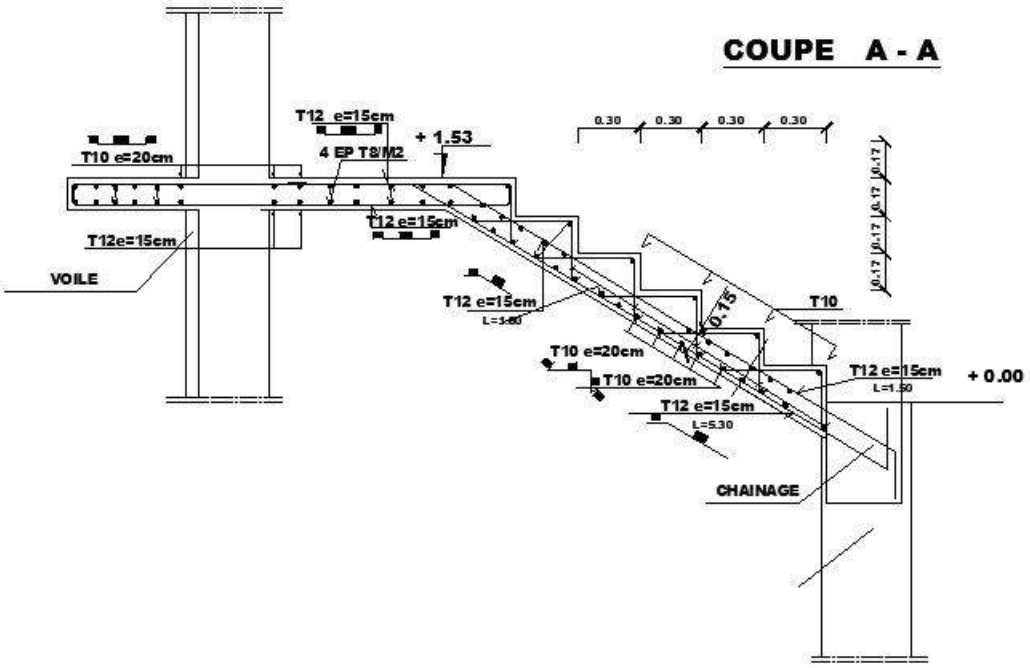


Figure 4.13. Schéma d'escalier

4.5. ETUDE DE L'ASCENSEUR

4.5.1. Définition

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

4.5.2. Caractéristiques

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

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

On a donc :

-largeur : 1,35 m

-Profondeur : 1,40 m

-Hauteur : 2,20 m

-Largeur du passage libre : 0,80 m

- Hauteur du passage libre : 2,00m

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

$20 \leq He \leq 40\ m \Rightarrow$ V = 1,2m / S

-Hauteur de course : 35 m

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

Soit alors :

$$Pp=Pm+\frac{q}{2}$$

Avec : Pp : contre poids.

Pm : poids mort.

q : charge en cabine

4.5.3. Descente des charges

- Charge d'exploitation : 800 Kg (10 personnes).

- Charge permanente (confirmer : ascenseur et monte charge p98-99).

1-Masse de la cabine M_1 :

Surface latéraleS_1 :

S_1= (1,4x2 +1,35) x 2.20 = 9,13 m^2

M_1= 11,5 Kg /m^2 majorée de 10%

M_1=11,50 x 9,13 x 1,10 =115,5Kg

2-Masse du plancher M_2 :

S_2 = 1,35 x 1,40 = 1,89 m^2

M_2 = 110 Kg/m^2

M_2 = 1,89 x 110 = 207,9 Kg

3-Masse du toit M_3 :

$M_3 = 20$ Kg / m^2

$M_3 = 1,89 \times 20 = 37,8$ Kg

4-Masse de l'arcade M_4 :

$M_4 = 80 + 1,35 \times 120 = 242$ Kg.

5-Masse du parachute M_5 :

$M_5 = 40$ Kg (prise instantanée)

6-Masse des accessoires M_6 :

$M_6 = 80$ Kg

7-Masse de la porte M_7 :

$S_7 = 0,8 \times 2 = 1,6$ m^2

$M_7 = 1,60 \times 25 + 80 = 120$ Kg

8-Masse de la poulie de moufflage M_8 :

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

$$Pm = \sum_{i=1}^{8} Mi = 903,20\ kg \qquad Pp = Pm + \frac{q}{2} = 903,20 + \frac{800}{2} = 1303,2\ \text{Kg}$$

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

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

Tel que :

Cr : charge de rupture totale

Cr_1 : charge de rupture d'un seul câble.

n : nombre des câbles m : nombre de moufflage

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

$M = q + p + p_{cable}$ (3)

P_{cable} est négligeable $\Rightarrow$ $M = q + p$

Il faut que : $\begin{cases} Cs \geq 12 \\ \frac{D}{d} > 40 \quad \text{, généralement, } \frac{D}{d} = 45 \end{cases}$

Sachant que :

D : Diamètre de poulie de moufflage = 500 mm

d : diamètre de câble

$$d = \frac{D}{45} = 11,20\ mm$$

Du tableau p99 → d = 12,6mm

Ayant les caractéristiques suivantes :

1-la charge admissible totale = 8152 kg

2-masse linéaire = 0,515 kg/m

(2) $\Rightarrow Cr = Cs \times M \times \frac{1}{0,85}$ 0,85 : coefficient de câblage

$$Cr = \frac{800 + 903,20}{0,85} 12 = 24045,18\ kg$$

(1) $\Rightarrow n = \frac{Cr}{Cr_1 \times m} = \frac{24045,18}{8152 \times 2} = 1,47$ soit n = 2 câbles

Le nombre de câbles doit être prise et ça pour compenser les efforts de torsion des câbles.

- **<u>Détermination du poids des câbles Mg</u> :**

Mg = 0,515 x 2 x 36,19 = 37,27 kg

(3) $\Rightarrow$ M = 800 + 903,20 + 37,27 =1740,47 kg

4.5.4. Vérification

Cr = 8152 x 2 x 2 x 0,85 = 27716,8 kg

(2) $\Rightarrow$ $Cs = \frac{27716,8}{1740,47} = 15,92 > 12$ condition vérifiée

- **<u>Calcul de la charge permanente G</u> :**

$G = Pm + Pp + P_{cable} + P_{treuil}$ [7]

P_{treuil} =1200 kg (y compris le poids du moteur)

G = 903,20 + 37,27 +1303,2 +1200 = 3443,67 kg

G=3443,67 kg

En conclusion Q=800 kg

Q_u =1,35G+1,5Q =5848,95Kg

Nombre d'appuis =04

⇒ Chaque appui reçoit $q_u = Q_u/4$= 1462,23Kg

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner, pour que ce phénomène n'apparaisse plus il faut que :

$$Q_u \leq \overline{Q}_u = 0{,}0675 . f_{c28} . u . h . \frac{2}{3}$$

$$= 0.045 . f_{c28} . u . h$$

$$u = x_0 + 2 . h_1 + h_t$$

$$\begin{cases} v = y_0 + 2xh_1 + h_t \; x_0 = 10 \\ h_1 = 2{,}5 \end{cases}$$

$$\begin{cases} h_t = 10 \quad \Rightarrow u = v = 25 \; (cm) \\ y_0 = 10 \end{cases}$$

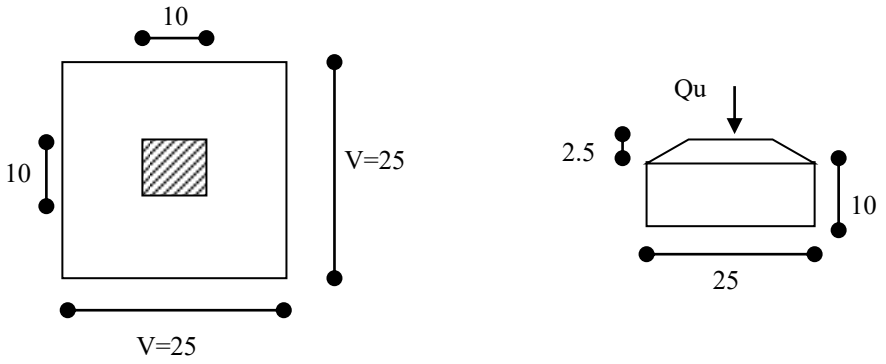


Figure 4.14. Schéma de l'appui du moteur l'ascenseur

Surface d'impact = 0,25x0,25

$\overline{Q}$ = 0,045x10x15x25x10=1687,5Kg > q_u =1462,23Kg……..condition vérifie.

4.5.5 La sollicitation

$$p = \frac{q}{uv} = \frac{1462,23}{0,25^2} = 23395,68\ Kg$$

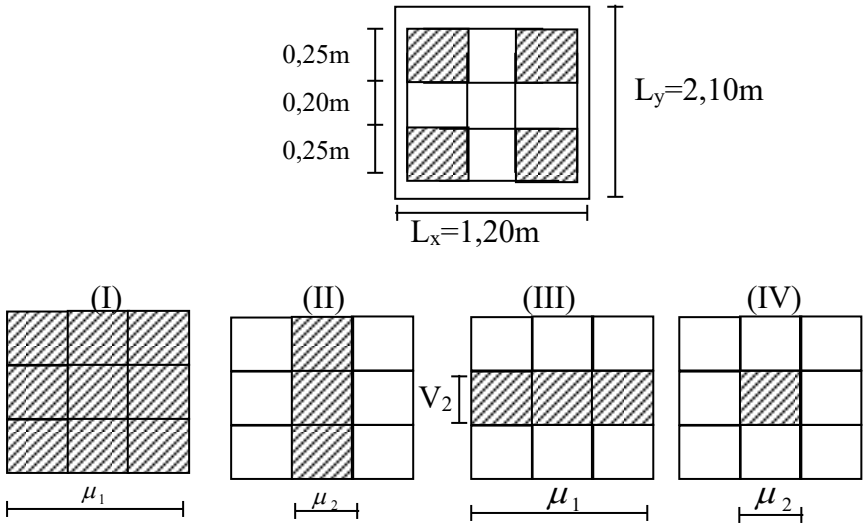


Figure 4.15. Les panneaux de calcul de la dalle machine

$$e(I) \quad : \quad = \frac{L_x}{L_y} = 0,57 = 0,6$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{\mu}{L_x} = \frac{0,70}{1,20} = 0,58 \\ \frac{V_1}{L_y} = \frac{0,7}{2,10} = 0,33 \end{array}\right\} \xrightarrow{tableau\ de\ PIGEAUD} \begin{cases} M_1 = 0,109 \\ M_2 = 0,099 \end{cases}$$

Effet de (II)

$$\left.\begin{array}{l} \frac{\mu_2}{L_x} = \frac{0,20}{1,20} = 0,16 \\ \frac{V_2}{L_y} = \frac{0,70}{2,10} = 0,33 \end{array}\right\} \xrightarrow{tabbleau\ de\ PIGEAUD} \begin{cases} M_1 = 0,196 \\ M_2 = 0,150 \end{cases}$$

Effet de (III)

$$\left.\begin{array}{l}\dfrac{\mu_1}{L_x}=\dfrac{0,70}{1,20}=0,58\\ \dfrac{V1}{L_y}=\dfrac{0,20}{2,10}=0,09\end{array}\right\}\xrightarrow{\text{tableau de PIGEAUD}}\begin{cases}M_1=0,115\\ M_2=0,134\end{cases}$$

Effet de (IV)

$$\left.\begin{array}{l}\dfrac{\mu_2}{L_x}=\dfrac{0,20}{1,20}=0,16\\ \dfrac{V_2}{L_y}=\dfrac{0,20}{2,10}=0,09\end{array}\right\}\xrightarrow{\text{tableau de PIGEAUD}}\begin{cases}M_1=0,254\\ M_2=0,310\end{cases}$$

Sachant que :

$M_x = M_i \cdot Q_u'$

$M_y = M_i \cdot Q_u'$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 4.6. Tableau récapitulatif du moment

	$\frac{\mu}{L_x}$	$\frac{\mu}{L_y}$	M_1	M_2	$S(m^2)$	$P'=P.S(Kg)$	$M_x(Kg)$	$M_y(Kg)$
I	0,58	0,33	0,109	0,099	0,49	11463,88	1249,56	1134,92
II	0,16	0,33	0,196	0,150	0,14	3275,39	641,97	491,30
III	0,58	0,09	0,115	0,134	0,14	3275,39	376,66	438,90
IV	0,16	0,09	0,254	0,310	0,04	935,827	237,70	290,10

- **Moments dus au charges localisées : « M_c »**

$M = M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}$

$M_x = 468,63$ (Kg . m)

$M_y = 494,82$

Moments dus au charges réparties : « M_r »

G= 0,1x2500 = 250 Kg/m^2 e_p = 10cm (épaisseur de la dalle)

la dalle machine n'est pas accessible , alors la surcharge P= 100 Kg/m^2

$= \frac{L_x}{L_y} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ \mu_x = 0.0865 \qquad \mu_y = 0.759 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

ELU :

q = 1,35G + 1,5P

$$\begin{cases} M_{xr} = 60,71 \\ \\ M_{yr} = 15,67 \end{cases} (Kg.m)$$

ELS :

$$\begin{cases} M_x = 564,61 \\ \\ M_y = 447,08 \end{cases} (Kg.m)$$

Les moments en appuis et en travée valent alors :

$M_t = 0,75\,M$ $M_q = 0,5\,M$

ELU		**ELS**	
$M_{tx} = 435,82$		423,46	
$M_{ax} = 290,54$	$(kg.m)$	282,31	$(kg.m)$
$M_{ty} = 344,69$		335,31	
$M_{ay} = 229,79$		223,54	

4.5.6. Détermination du ferraillage

➢ **Sens X-X :**

1- En travée :

➢ **ELU :**

M_{tu} =435,82kg.

$\mu = 0,042 < \mu_l \Rightarrow$ A' n'existe pas

$\alpha = 0,054 \quad \beta = 0,97$

$A = 1,51$ cm²/ml

$A \min = 1,02$ cm²/ml

choix : $5T8/m \rightarrow A = 2,51$ cm²/ml

➢ **ELS :**

4.5.6.1.Vérification des contraintes

$M_{ts} = 423,46\ kg.m$

D=0,376 E=6,4cm² Y_1=2,18cm

I=1848,36cm^4 K=2,29

$\sigma_b = 4,99\ MPa < \overline{\sigma_b}$

$\sigma_s = 217,03\ MPa \succ \overline{\sigma_s}$

-Calcul des armatures à L'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\sigma_s . b . d^2} = 0,0027$$

$\beta_1 = 0,914 \quad K_1 = 43,14$

$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} . \beta_1 . d} = 0,53\ cm^2$$

choix : $5T8/m \rightarrow A = 2,51$ cm²/ml

2- <u>en appuis</u> :

- **ELU :**

M_{au} =-290, 54kg.m

$\mu = 0,028 < \mu_l \Rightarrow$ A' n'existe pas

$\alpha = 0,036 \quad \beta = 0,98$

$A = 1,002$ cm²/ml

$A \min = 1,02\ cm^2 / ml$

choix : $5T8/m \rightarrow A = 2,51$ cm²/ml

- **ELS :**

$M_{as} = -282,31\ kg.m$

4.5.6.2. Vérification des contraintes

D=0.37 E=6,4cm² Y_1=2,18cm

I=1845,96cm⁴ K=1,53

$\sigma_b = 3,33\ MPa < \overline{\sigma}_b$

$\sigma_s = 144,69\ MPa < \overline{\sigma}_s$

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

- **Sens Y-Y :**

1- <u>En travée</u> :

- **ELU :**

M_t =344, 69kg.m

$\mu = 0,043 < \mu_l \Rightarrow$ A' n'existe pas

$\alpha = 0,055$; $\beta = 0,97$

$A = 1,35$ cm²/ml

$A \min = 0,9$ cm²/ml choix : $5T8/m \rightarrow A = 2,51$ cm²/ml

- **ELS :**

M_{ts} = 335, 31kg.m

4.5.6.3. Vérification des contraintes

D=037 E=5,55cm² Y_1=2,01cm

I=1403,51cm⁴ K=2,38

$\sigma_b = 4,80\ MPa < \overline{\sigma}_b$

$\sigma_s = 195,59\ MPa < \overline{\sigma}_s$

⇒ Les armatures calculés à l'ELU sont maintenues.

2- <u>en appuis</u> :

- **ELU :**

M_{au} = -229, 79kg.m

$\mu = 0,028 < \mu_l \Rightarrow$ A' n'existe pas

$\alpha = 0,036 \quad \beta = 0,98$

$A = 0,89$ cm²/ml

$A\min = 0,9\,cm^2/ml$

choix : $5T8/m \rightarrow A = 2,51$ cm²/ml

- **ELS :**

$M_{as} = -223,54\ kg.m$

D=0,37 E=5,55cm² Y_1=2,01cm

I=1403,51cm⁴ K=1,59

$\sigma_b = 3,20\ MPa < \overline{\sigma}_b$

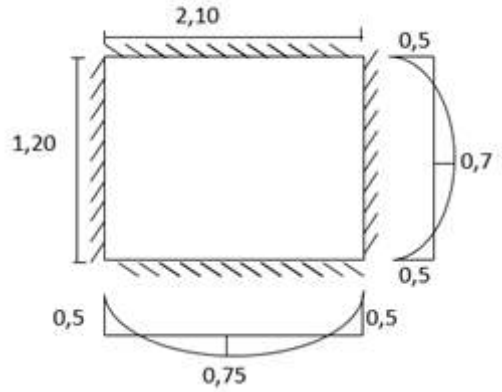
$\sigma_s = 130,39\ MPa < \overline{\sigma}_s$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

4.5.7. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0,05\ f_{c28} = 1,25\ Mpa$$

$$T_y = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{997\ .8}{2 \times 6 + 2.7} = 67\ ,88\ kg$$



$$T_x = \frac{P}{3L_y} = \frac{997\ ,8}{3 \times 6} = 55\ ,43\ kg$$

$$\tau_{ux} = \frac{554\ ,3}{100\ \times 13\ \times 100} = 0,004\ Mpa \leq \overline{\tau_u} = 1,25\ Mpa \quad \text{..... ..... CV}$$

$$\tau_{uy} = \frac{678\ ,8}{100\ \times 13\ \times 100} = 0,0052\ Mpa \leq \overline{\tau_u} = 1,25\ Mpa \quad \text{..... condition vérifier}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4.6 Conclusion :

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

CHAPITRE 5

ETUDE

SISMIQUE

5.1-Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, caractérisé par des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, dites « ondes sismique » engendrant à leur tour un mouvement du sol. Ainsi toute construction en béton armé sera conçue pour reprendre les forces horizontales dues à l'action du vent ou du séisme.

En présence de ce dernier, le bâtiment aura un comportement élastique, il sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

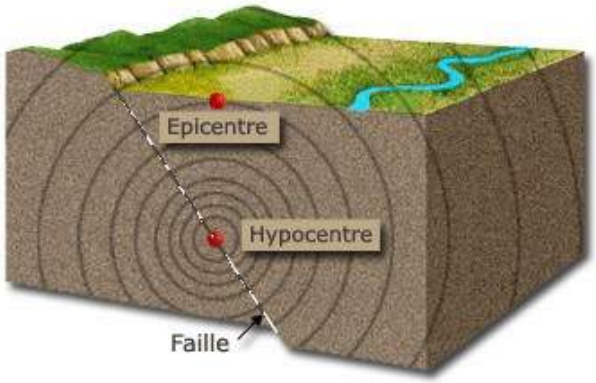


Figure 5-1 : Propagation du séisme (**Meskine et al 2017)**

5.2.Définitions et notations RPA99/ modifications 2003

- **Eléments non-structuraux** : Éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, acrotères, auvents)
- **Eléments structuraux** :

- Elément principaux : élément porteur faisant partie du système de contreventement (poutres, poteaux, planchers, voiles, mur...)

Eléments secondaires : élément porteur ne faisant pas partie du système de contreventement (poteaux, murs....)

- **Liquéfaction d'un sol :** Perte momentanée de capacité portante de certains sols sableux saturés ; transformés en fluide dense sous l'effet des secousses sismiques
- **Mur de contreventement** : Élément identique au voile réalisé en maçonnerie chaînée
- **Ossature** : Structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par opposition aux murs et voiles
- **Ossature auto stable :** Ensemble tridimensionnel de poutres et de poteaux liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales
- **Ossature contreventée :**Structure constituée de poutres et de poteaux ou de portique capable de reprendre les charges verticales et de voiles, murs ou palées triangulées qui reprennent une partie ou la totalité des charges horizontales

- **Portiques (cadres rigides) :** Structure composée de poteaux et de poutres rigidement liés
- **Rotule plastique** : Zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,.) subissant des déformations irréversible et capables de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées.Au delà d'un seuil, de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.
- **Séisme modéré** : Événement sismique relativement fréquent comparativement à la durée de vie utile de la construction. Les dommage non-structuraux doivent être limités à un coût de réparation acceptable.
- **Site** : Terrain d'implantation retenu pour la construction, caractérisé par un ensemble de conditions géologiques, hydrogéologiques, topographiques et géotechniques
- **Spectre de réponse** : Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur
- **Zone sismique** : Partie du territoire national dont les limites sont déterminées en fonction de l'aléa sismique

5.3. CHOIX DU SITE : RPA99/ MODIFICATIONS 2003

Pour le choix du site, une attention particulière doit être portée aux conditions défavorables ou pénalisantes suivantes :

- **présence de failles reconnues actives**
- **zones suspectes de liquéfaction**
- **terrains instables :** Pentes instables, abords de falaises, rives et berges sujettes à affouillement**,** Terrains tassants, gorgés d'eau, mal drainés ou inondables
- **topographie superficielle accidentée** : Crêtes, pitons rocheux
- **présence d'alluvions d'épaisseur variable** en pied de pente ou **d'épaisseur importante** en milieu de vallées (susceptible d'amplification).
- **présence de formations géologiques différentes**

Le choix définitif du site sera arrêté sur la base des résultats d'investigations dont l'importance sera en rapport avec celle de l'ouvrage projeté.

5.3 .1.Classification des zones sismiques (voir modificatifs et compléments aux RPA 99) : RPA99/ modifications 2003

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne (IIa et IIb)

Zone III : sismicité élevée

Wilaya de SAIDA sont implante sur la zone sismique I

5.3.2 .classification des ouvrages selon leur importance : RPA99/ modifications 2003

Groupe B2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

➢ Ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :

- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.
- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels,...
- Parkings de stationnement publics,...

Le projet est un bâtiment en R+10 et la hauteur totale 33.60 m

5.3.3.classification des sites : RPA99/ modifications 2003

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- **Catégorie S_1** (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_S) ≥ à 800m/s.

- **Catégorie S_2** (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_S \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

- **Catégorie S_3** (site meuble**)** :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_S \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

- **Catégorie S_4 (**site très meuble)

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_S < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres

Commentaire :

Les caractéristiques de sol de site de projet sont les mêmes caractéristiques de sol de site 2, Ont adopte le site 02

5.4.classification des systèmes de contreventement (voir modificatifs et compléments aux RPA 99) : RPA99/ modifications 2003

A) Structures en béton armé

2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

4.b Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum

5.5.Choix de la méthode de calcul :

Méthodes utilisables : RPA99/ modifications 2003

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

5.5.2 -Conditions d'application de la méthode statique équivalente : RPA99/ modifications 2003

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant la condition de hauteur suivante :

Zone I: tout les groupes.

Régularité en plan :

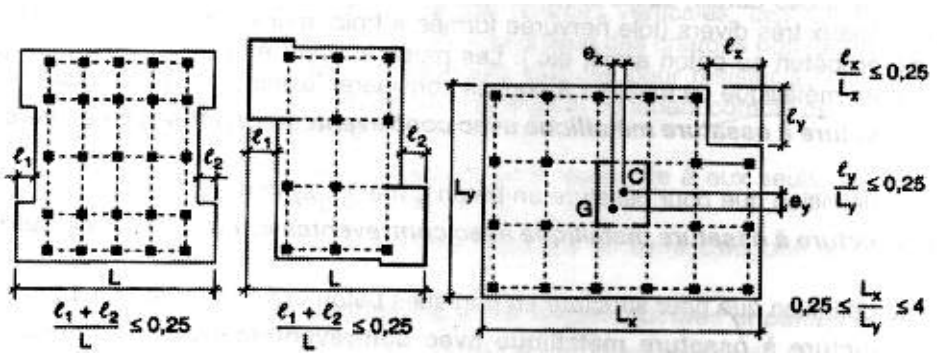
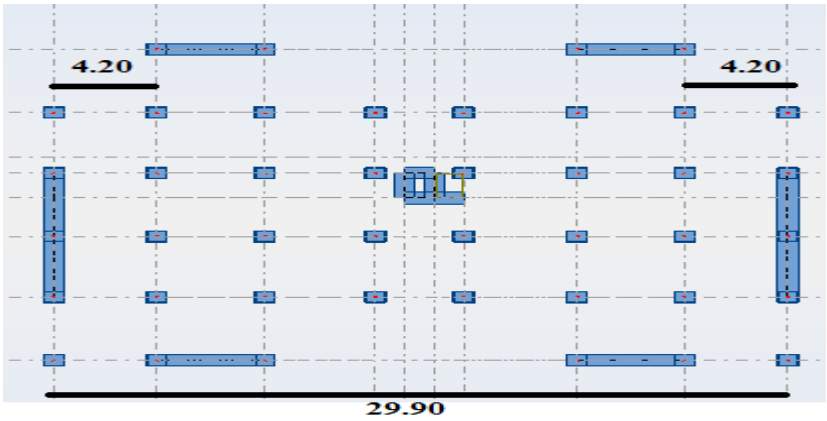


Fig. 5.2 : Limites des décrochements en plan RPA99/ modifications 2003



$$\frac{4.20 + 4.20}{29.90} = 0.280 > 0.250 \; C\;NV$$

b) Régularité en élévation

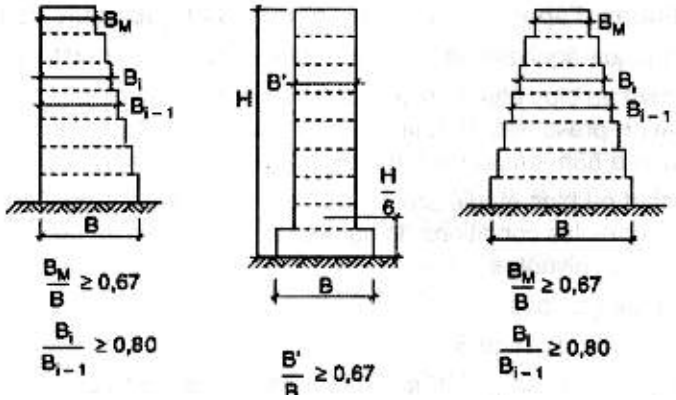
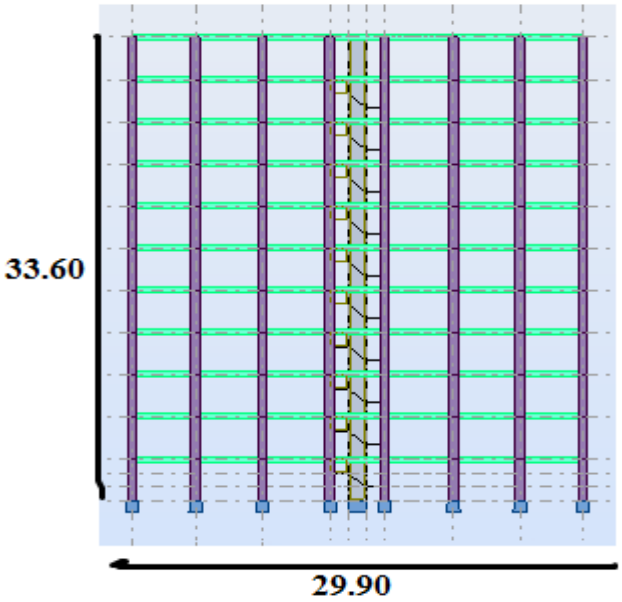


Fig. 5.3 : Limites des décrochements en élévation RPA99/ modifications 2003



$$\frac{29.90}{29.90} = 1 > 0.67\ C\ V$$

Commentaire :

La régularité de plan ne vérifie pas par contre la régularité de élévation est vérifie

5.5.3-Modèle admis par la méthode statique équivalente :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

5.6-Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

D'après (l'Art 4.2.3 de RPA99 /version2003) La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$\mathbf{Vstatique} = \frac{\mathbf{A \times D \times Q}}{\mathbf{R}} \times \mathbf{W}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

- Q : Facteur de qualité.
- R **:** Coefficient de comportement.
- W : Poids total de la structure.

b. Coefficient d'accélération de zone (A):

Il est donné par le tableau (4.1) du RPA99/version2003, en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone	Groupe d'usage	Coefficient (A)
I	**02**	**0,10**

Tableau (5.1) : Coefficient d'accélération de zone(A).

c. Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

- D = ? C'est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.
Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le **RPA99**, nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$T = 0.09h_n / \sqrt{L}$

Avec :

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

- AN :

h_N= 48.96 m

⇒: L_X = 29, 90 m ⇒ T_X = 0,55 S.

⇒: L_Y = 22.60 m ⇒ T_Y = 0.63 S.

Périodes caractéristiques (T1, T2):

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont déterminées dans le tableau (4.7) du RPA 99/v2003.

Site	T_1 (s)	T_2 (s)
Ferme (catégorie S_2)	**0,15**	**0,40**

Tableau(5.2) : Périodes caractéristiques (T1, T2).

Alors :

- $T_2 < T_X < 3$ s $\Rightarrow D_X = 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}}$

$D_X = 2.5 \times 0.8819 \times (\frac{0.4}{0.55})^{\frac{2}{3}} = 1.79$

- $T_2 < T_Y < 3$ s $\Rightarrow D_Y = 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}}$

- $D_Y = 2.5 \times 0.8819 \times (\frac{0.4}{0.63})^{\frac{2}{3}} = 1.64$

d. Coefficient de comportement global de la structure (R):

Justification du système de contreventement :

Disposition des voiles :

1er disposition :

Cas/mode	Période (sec)	Masses cumulées UX%	Masses cumulées UY%	Masses Modales UX%	Masses Modales UY %
1	1.10	69.32	0.00	69.32	0.00
2	0.88	69.32	69.51	0.00	69.51
3	0.63	69.32	69.51	0.00	0.00
4	0.28	86.94	69.51	17.62	0.00
5	0.25	86.94	86.74	0.00	17.23
6	0.16	87.87	86.74	0.93	0.00
7	0.16	92.23	86.74	4.36	0.00
8	0.15	92.23	87.05	0.00	0.31
9	0.15	92.23	91.24	0.00	4.18
10	0.12	94.45	91.24	2.22	0.00

Tableau(5.3) : Tableau récapitulative pour la vérification de la somme des masses modales

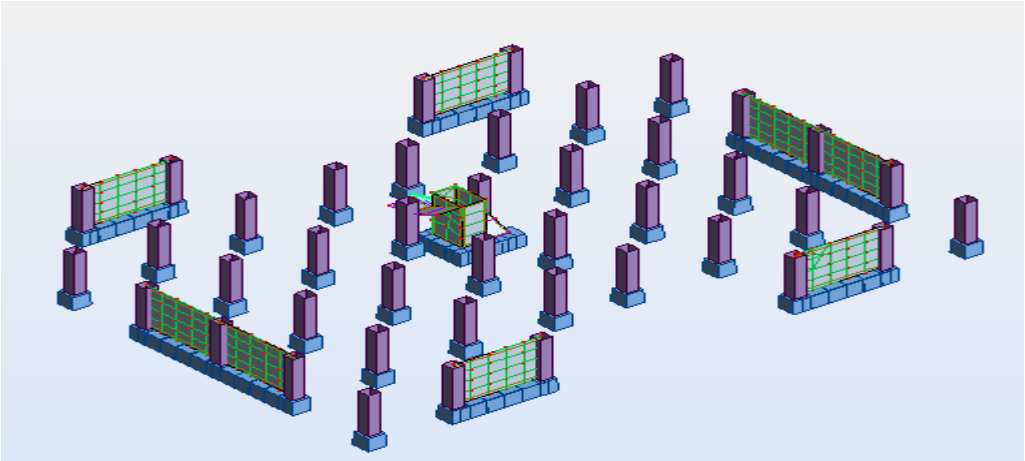


Figure 5.4 : 1er disposition des voiles

Commentaire : On constate aussi que la période fondamentale de vibration est supérieur a celle calcule par les formule empirique du RPA 99 majore de 30 % $1.100 \gg 0.90$

2 eme disposition

Cas/mode	Période (sec)	Masses cumulées UX%	Masses cumulées UY%	Masses Modales UX%	Masses Modales UY %
1	0.90	0.00	69.35	0.00	69.35
2	0.84	64.61	69.35	64.61	0.00
3	0.58	67.77	69.35	3.16	0.00
4	0.25	67.77	87.01	0.00	17.67
5	0.21	86.59	87.01	18.82	0.00
6	0.16	86.59	87.12	0.00	0.11
7	0.15	86.96	87.12	0.38	0.00
8	0.14	86.96	91.70	0.00	4.58
9	0.12	91.66	91.70	5.03	0.00
10	0.10	91.66	94.15	0.00	2.44

Tableau(5.4) : Tableau récapitulative pour la vérification de la somme des masses modales

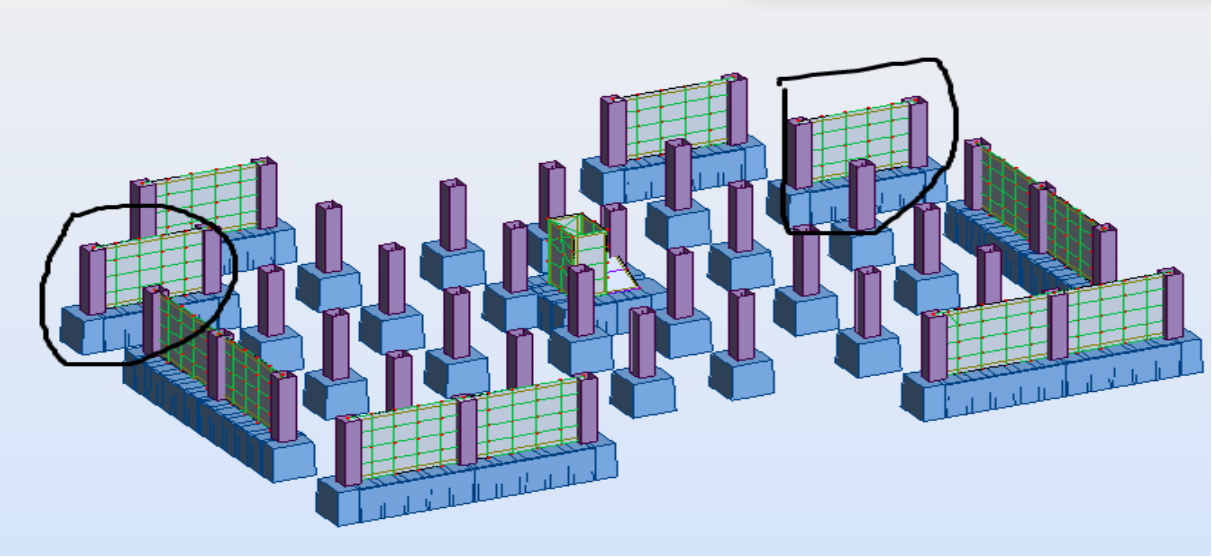


Figure 5.5: 2éme disposition des voiles

commentaire On constate que la période fondamentale de vibration est supérieur a celle calcule par les formule empirique du RPA 99 majore de 30 % $0.90 = 0.90$

3 eme disposition

Cas/mode	Période (sec)	Masses cumulées UX%	Masses cumulées UY%	Masses Modales UX%	Masses Modales UY %

1	0.89	0.00	69.35	0.00	69.35
2	0.72	67.68	69.35	67.68	0.00
3	0.57	68.09	69.35	0.41	0.00
4	0.25	68.09	87.04	0.00	17.68
5	0.18	86.59	87.04	19.77	0.00
6	0.15	87.86	87.19	0.00	0.15
7	0.15	87.89	87.19	0.03	0.00
8	0.14	87.89	91.57	0.00	4.38
9	0.11	92.41	91.57	4.52	0.00
10	0.10	92.42	94.21	0.01	2.64

Tableau(5.5) : Tableau récapitulative pour la vérification de la somme des masses modales

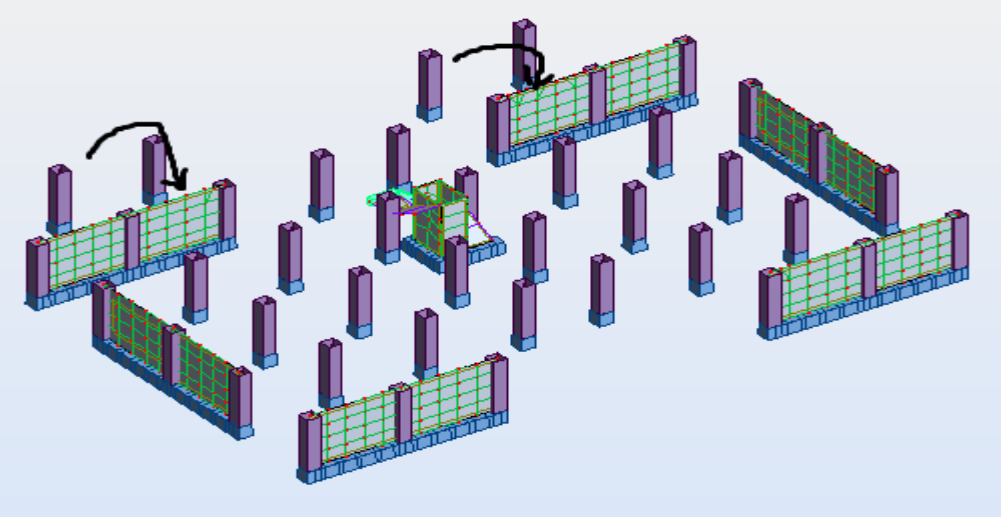


Figure 5.6: 3éme disposition des voiles

commentaire :

Le taux de participation massique doit être supérieur à 90% et la participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante (Uy = 69.35) .Ce qui donne un mode de translation selon cette direction. La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y Ux=67.68

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inferieur a celle calcule par les formule empirique du RPA 99 majore de 30 %

Justification du système de contreventement :

Selon les définitions données par le RPA99/V2003, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient de comportement R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprisent par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous:

Sous charge vertical N et Horizontal Tx et Ty

Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

1 ère cas : la résistance de béton f_{c28} =20 Mpa

	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal	Effort tranchant		Effort normal
Etage	T_X	T_Y	N	T_X	T_Y	N
1	1657,40	1569,74	-23808,62	3724,85	3228,76	-6985,9
2	689,44	743,39	-21508,46	4609,70	3973,48	-6522,34
3	726,08	781,90	-19364,51	4369,75	3736,65	-5915,55
4	769,12	850,27	-17225,39	4041,50	3401,42	-5299,32
5	796,07	895,73	-15095,66	3684,87	3053,02	-4673,32
6	803,90	917,94	-12976,67	3313,72	2702,49	-4036,61
7	793,49	919,74	-10867,8	2921,04	2349,30	-3389,81
8	766,44	899,57	-8768,42	2490,85	1975,57	-2733,52
9	724,45	858,97	-6678,83	1985,34	1540,16	-2067,44
10	672,19	809,85	-4600,3	1334,95	978,56	-1390,31
11	653,90	823,66	-2516,03	430,35	153,99	-722,37
%	**Hor p 31%**	**Hor p 33%**	**Ver P 69%**	**Hor V 67%**	**Hor V 68%**	**Ver V 23%**

Tableau(5.6) : pourcentage des charges (f_{c28}=20 MPA)

commentaire :

L'interaction voiles-portiques n'est pas justifiée tel que exigée par le RPA.

2 éme cas : la résistance de béton f_{c28} =40 Mpa

	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal	Effort tranchant		Effort normal
Etage	T_X	T_Y	N	T_X	T_Y	N
1	1714,85	1617,45	-23586,64	3966,83	3444,37	-7210,89
2	712,12	762,47	-21300,87	4887,49	4218,23	-6737,51
3	757,53	810,92	-19169,59	4640,19	3972,12	-6113,13
4	805,31	886,16	-17049,2	4305,72	3628,25	-5477,87
5	834,9	935,69	-14939,5	3937,97	3267,89	-4831,92
6	843,73	959,9	-12841,28	3547,1	2898,1	-4174,49
7	832,96	961,95	-10753,79	3124,69	2517,07	-3506,32
8	804,52	940,79	-8676,35	2655,87	2108,38	-2828,11
9	760,6	898,58	-6609,22	2105,72	1633,82	-2139,59
10	706,72	849,02	-4553,91	1406,85	1029,8	-1439,24
11	695,33	873,27	-2493,84	442,42	149,98	-747,1
%	**Hor p 30%**	**Hor p 32%**	**Ver P 77%**	**Hor V 70%**	**Hor V 68%**	**Ver V 23%**

Tableau(5.7) : pourcentage des charges (f_{c28}=40MPA)

commentaire :

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal et Le bâtiment compose par 11 niveau et plus de 33.66 m de hauteur .

Alors ont adopté le système numéro deux (02) et le coefficient de comportement R =3.5 pour les deux résistance de béton « fce28 =20 MPA et fc28 =40 MPA ».

e. Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA 99/v2003.

	Pq	
Critère "q"	Observé	N/ observé
1) Condition minimale sur les files de contreventement	**oui**	**0.00**
2) Redondance en plan	**non**	**0.00**
3) Régularité en plan	**oui**	**0.05**
4) Régularité en élévation	**oui**	**0**
5) Contrôle de la qualité des matériaux	**non**	**0.05**
6) Contrôle de la qualité de l'exécution	**oui**	**0.1**

Tableau (5.8): Valeurs des pénalités (p_q).

Donc le facteur de qualité Q: Q= 1+ (0.00+0.00+0 ,05+0,00+0,05+0.10) ⇒**Q = 1,20**

f. Poids de la structure :

Combinaison de calcul du poids total :

$W_T = \sum_{i=1}^{n} Wi$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du RPA 99/v2003

Type d'ouvrage	Coefficient de pondération β
bâtiment à usage d'habitant et bureaux	**0,20**

Tableau (5.9): Coefficient de pondération **β**.

Méthode de calcule :

G : Charge permanente en (t/m2).

Q : Charge d'exploitation en (t/m2).

S : La surface en (m2).

P : Périmètre.

➢ Plancher terrasse (W1) :

Plancher : $G \times S$

Poutre principale : $S_{PP} \times 25 \times n \times Lpp$

Chaînage : $S_{CH} \times 25 \times n \times L_{CH}$

½ Murs de façade : ½ h murs façade × 25 × e x l

½ Poteau: ½ S_{Pot} × 25 × n × hpot

Acrotère: h acr × 2, 20 × Pèr

Balcon S_B × 25 × n × e

½ Murs de voiles : ½ h murs voiles × 2,20 × Pèr

Charge d'exploitation : $\beta \times Q \times S$

Poids total de la structure (W) =50072 KN

g. Calcul de la force sismique totale à la base:

$V\,xstatique = (0{,}10 \times 1.79 \times 1{,}20/3.5) \times \mathbf{50072{,}55} = 3072.99kN$

$Vy\,statique = (0{,}10 \times 1.64 \times 1{,}20/3.5) \times \mathbf{50072{,}55} = 2823.77kN$

5.7-Méthode dynamique modale spectrale :

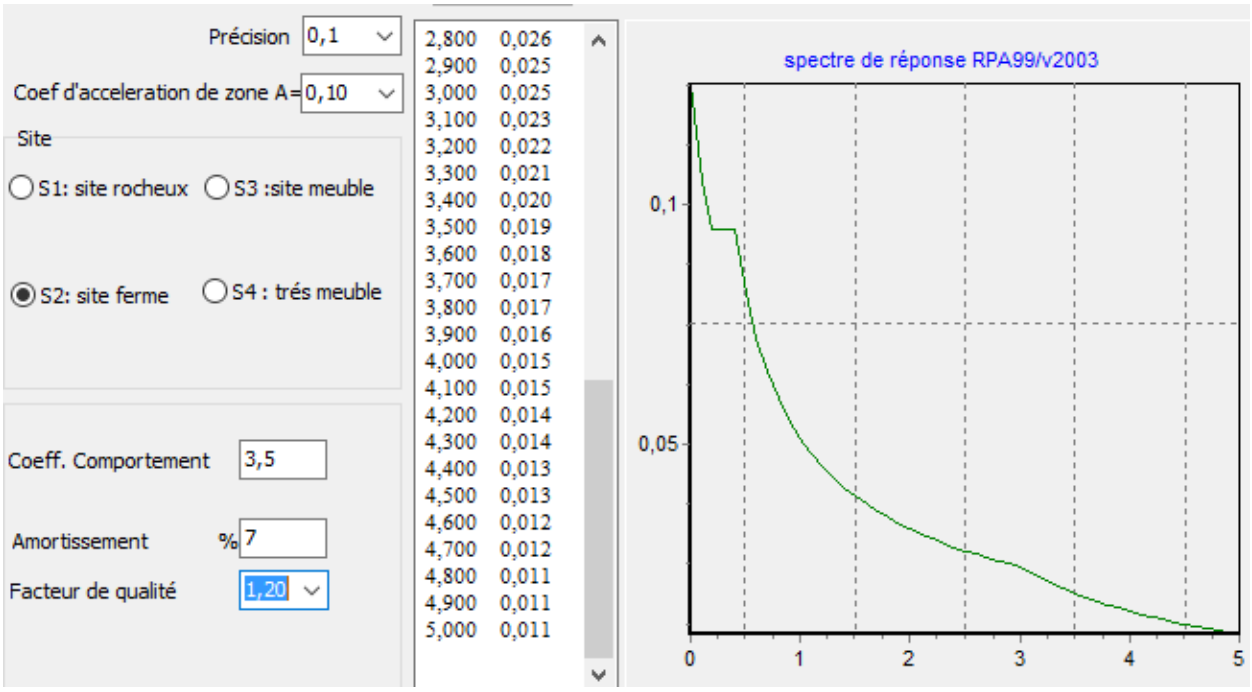
C'est une méthode dynamique de la structure sous des force sismique représentées par un spectre de réponse, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par ces forces, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5.7.1-Conditions d'application de la méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

5.7.2- Spectre de réponse : L'action sismique est représentée par le spectre de calcul définit dans l'Art (4.3.3) du RPA 99/v2003 par les formules (4.13): [1]

Fig. 5.7 : Spectre de réponse (RPA)



$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25\,A\left(1 + (T/T1)(2{,}5\eta(Q/R) - 1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(Q/R) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\left(\frac{5}{3}\right)} & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\left(\frac{2}{3}\right)}\left(\frac{3}{T}\right)^{\left(\frac{5}{3}\right)}\left(\frac{Q}{R}\right) & T \le 3{,}0s \end{cases}$$

A:Coefficient d'accélération de zone. η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Est le pourcentage d'amortissement critique.Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

T_1 ; T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Le spectre de réponse est défini par un mini logiciel (Spectre R.P.A.exe) programmé sur les formules ci-dessus permettant d'extraire le graphe du spectre qui va être introduit au logiciel utilise le robot bat

5.8- Vérifications réglementaires selon le R .P.A:

5.8.1- Période fondamentale de la structure:

Selon l'Art (4.2.4) du RPA 99/v2003 les valeurs de T, calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

T empirique = T .1, 3 > T numérique

T .1, 3 = 1,3×0, 698 = 0.90 s

Les tableaux suivant montrent les résultats du modèle numérique obtenu après avoir lancé les calculs (exécution du Problème), et justifications selon le R.P.A

a) Participation modale (massique)

- **1er cas béton a résistance 20 MPA**

Cas/mode	Période (sec)	Masses cumulées UX%	Masses cumulées UY%	Masses Modales UX%	Masses Modales UY %
1	0.89	0.00	69.35	0.00	69.35
2	0.72	67.68	69.35	67.68	0.00
3	0.57	68.09	69.35	0.41	0.00
4	0.25	68.09	87.04	0.00	17.68
5	0.18	86.59	87.04	19.77	0.00
6	0.15	87.86	87.19	0.00	0.15
7	0.15	87.89	87.19	0.03	0.00
8	0.14	87.89	91.57	0.00	4.38
9	0.11	92.41	91.57	4.52	0.00
10	0.10	92.42	94.21	0.01	2.64

Tableau (5.10) : Participation de la masse modale effective.

- **2eme cas béton a résistance 40 MPA**

Cas/mode	Période (sec)	Masses cumulées UX%	Masses cumulées UY%	Masses Modales UX%	Masses Modales UY %
1	0.81	0.00	69.19	0.00	69.19
2	0.65	67.53	69.19	67.53	0.00
3	0.52	67.96	69.19	0.43	0.00
4	0.22	67.96	86.98	0.00	17.79
5	0.16	87.80	86.98	19.84	0.00
6	0.14	87.80	87.13	0.00	0.15
7	0.13	87.83	87.13	0.04	0.00
8	0.13	87.83	91.56	0.00	4.43
9	0.09	92.40	91.57	4.57	0.01
10	0.09	92.41	94.21	0.01	2..65

Tableau (5.11) : Participation de la masse modale effective.

Interprétation des résultats

- **Pour la structure de béton a résistance 20 MPA**

1)-La période analytique : 0.89 s < $T_{dynamique}$ = 0,90 s

2)-Mode 1 On a une translation horiozntale suivant l'axe Y est de : UX = 69.35 %

3)-Mode 2 On a une translation horizontale suivant l'axe Y est de : UY = 67.68 %

4)-10 ème modes Le pourcentage des participations massiques atteint les 90% dans le 9ème mode.Alors la somme des masses modales (Somme de α_i) effectives est égale à 90 % au moins de la masses totale de la structure.

$$\sum \alpha_i = \begin{cases} \text{Sum UX} = 92.41\ \% > 90\ \% \\ \text{Sum UY} = 91.57\ \% > 90\ \% \end{cases}$$

- **Pour la structure de béton a résistance 40 MPA**

1)-La période analytique : 0.81 s < $T_{dynamique}$ = 0,90 s

2)-Mode 1 On a une translation horiozntale suivant l'axe Y est de : UX = 69.19 %

3)-Mode 2 On a une translation horizontale suivant l'axe Y est de : UY = 67.53 %

4)-10 ème modes Le pourcentage des participations massiques atteint les 90% dans le 9ème mode.Alors la somme des masses modales (Somme de α_i) effectives est égale à 90 % au moins de la masses totale de la structure

$$\sum \alpha_i = \begin{cases} \text{Sum UX} = 92.40\ \% > 90\ \% \\ \text{Sum UY} = 91.57\ \% > 90\ \% \end{cases}$$

5.9.1.L'effort normal réduit (Art 7.4.3.1RPA99 V2003) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensembles dues au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : $\begin{cases} N_d : \text{L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.} \\ B_c : \text{C'est l'air (section brute)du poteau.} \\ f_{c28} : \text{La résistance caractéristique du béton à 28 jours (Fc28 = 20 MPa).} \end{cases}$

Pour les dimensions des poteaux choisissaient dans le chapitre II, cette condition n'est pas vérifiée donc nous avons augmenté les sections des poteaux.

Niveau	A × B (cm²)	B_c (m²)	N_d (MN) fc28 20 MPA	$\frac{N_d}{B_c f_{c28}}$	N_d (MN) fc28 40 MPA	$\frac{N_d}{B_c f_{c28}}$
Du 7eme à la T/accessible	45*45	0,2025	366	0.09	299	0,05
Du 5eme au 6eme étage	50*50	0,25	917	0,17	837	0,09
Du 3eme au 4eme étage	55*55	0,3025	1509	0,25	1422	0,12
Du RDCau 2eme étage	60*60	0,36	2165	0.30	2169	0,15
				≤ 0.3		**≤ 0.3**

Tableau (5.12) : Vérification de l'effort normal réduit au niveau des poteaux carrés.

Remarque :

✓ L'effort N_d est tiré du Robot 2014, pour chaque section des poteaux en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismique suivantes : $\begin{cases} G + Q + 1.2E. \\ 0.8G + E. \end{cases}$

Les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dans cette vérification

commentaire :

nous constatons après ces résultats que l'effort réduit est vérifié.

5.9.2.Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$R \times \Delta_k < 0.01 h_e$

Avec : $\begin{cases} \triangle_K : \text{Le déplacement relatif au niveau ''k'' par rapport au niveau ''K} - 1''. \\ R : \text{Coefficient de comportement } = 5 \\ h_e : \text{Hauteur de l'etage.} \end{cases}$

Et : $\triangle_K = \delta_k - \delta_{k-1}$ Et : $\delta_k < \frac{h_e}{100}$

δ_k **:** Déplacement horizontal à chaque niveau K d'après les résultats par Robot 2017

$\Delta_x^K \leq \bar{\Delta}$ Et $\Delta_y^K \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\begin{cases} \bar{\Delta} = 0.01 h_e. \end{cases}$

Où : {h e : représente la hauteur de l'étage.

On a : $\Delta_x^K = R\Delta_{ex}^K$ et $\Delta_y^K = R\Delta_{ey}^K$

Où : $\Delta_{ex}^K = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$ et $\Delta_{ey}^K = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Δ_{ey}^K: Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x (idem dans le sens δ_{ey}^k y).

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

Vérification des déplacements :

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

G + Q + E

Selon le **RPA99**, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

- **Les déplacements relatifs des nœuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :**

- **1^{ér} cas béton a résistance = 20 MPA**

niveau	1%he cm	Sens- X (cm)			Sens –Y (cm)		
		δkex	Δkx	observation	δkex	Δkx	Observation
RDC	3.06	0,1	0,35	Cv	0,2	0,7	Cv
1	3.06	0,4	1,05	Cv	0,6	1,4	Cv
2	3.06	0,8	1,4	Cv	1,1	1,75	Cv
3	3.06	1,2	1,4	Cv	1,6	1,75	Cv
4	3.06	1,6	1,4	Cv	2,2	2,1	Cv
5	3.06	2,1	1,75	Cv	2,8	2,1	Cv
6	3.06	2,6	1,75	Cv	3,4	2,1	Cv
7	3.06	3,1	1,75	Cv	4,0	2,1	Cv
8	3.06	3,7	2,1	Cv	4,7	2,45	Cv
9	3.06	4,2	1,75	Cv	5,2	1,75	Cv
10	3.06	4,6	1,4	Cv	5,8	2,1	Cv

Tableau 5.13 : Tableau récapitulatif des déplacement relatifs (**F_{c28} =20MPA**)

- **2eme cas béton a résistance 40 MPA**

niveau	1%he cm	Sens- X (cm)			Sens –Y (cm)		
		δkex	Δkx	observation	δkex	Δkx	Observation
RDC	3.06	0,1	0,35	Cv	0,2	0,7	Cv
1	3.06	0,3	0,7	Cv	0,5	1,05	Cv
2	3.06	0,6	1,05	Cv	0,9	1,4	Cv
3	3.06	1,0	1,4	Cv	1,3	1,4	Cv
4	3.06	1,4	1,4	Cv	1,8	1,75	Cv
5	3.06	1,8	1,4	Cv	2,4	2,1	Cv
6	3.06	2,3	1,75	Cv	2,9	1,75	Cv
7	3.06	2,7	1,4	Cv	3,5	2,1	Cv
8	3.06	3,2	1,75	Cv	4,0	1,75	Cv
9	3.06	3,6	1,4	Cv	4,5	1,75	Cv
10	3.06	4,0	1,4	Cv	5,0	1,75	Cv

Tableau 5.14 : Tableau récapitulatif des déplacement relatifs ($\mathbf{F_{c28}}$**=40MPA**)

Commentaire :

On remarque que le déplacement au sens YY plus grand au sens XX dans les deux structures

Dx =4.6 cm et Dy=5.8 cm pour structure de béton 20 Mpa

Dx =4.00 cm et Dy=5.00 cm pour structure de béton 20 Mpa

le structure de béton bas résistante par rapport RPA (20Mpa) donné un déplacement plus grand par rapport structure de béton haut résistance (40 Mpa)

-D'aprés les deux tableaux récapitulatifs ci-dessus relatifs a la vérification du déplacement inter étages on constate que la condition de vérifications du déplacement inter étage est vérifie selon les deux types de béton.

5.9.3.Résultat des forces sismiques de calcul (formules 4.3.6 de RPA 2003) :

La résultante des forces à la base v obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente V .

Vt ≥ 0.80 v sinon on augmente tous les paramètres de la réponse (force déplacement .. Momentect) dans le rapport 0.80v/vt

$$\mathbf{V}=\frac{\boldsymbol{A}\times\boldsymbol{D}\times\boldsymbol{Q}}{\boldsymbol{R}}\mathbf{W}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification moyen dynamique :

R : coefficient de comportement global de la structure

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

Structure 1 fc28=20 MPA			**Structure 2 fc28=40 MPA**	
	Effort tranchant a la base (KN)			
	Sens X	**Sens Y**	**Sens X**	**Sens Y**
Méthode modale spectral (vt)	5480.93	4897.23	5681	5061
Méthode statique équivalente (v)	3072.99	3072.99	2823.77	2823.77
Vt/V	1,78	1,59	2,01	1,79

Tableau 5.15:la vérification de l'effort tranchant à la base.

Interprétation des résultats

- D'aprés la condition de départ(vt/0.80v) on constate que le contient vt/v est vérifier sur tous les niveaux.

Le structure de béton haut résistance (40 Mpa ; T x=5681kn et T x=5061kn)donne grand l'effort tranchant a la base par rapport la structure de béton (20 MPA ; T x=5480.93kn et T x=4897.23kn)

V.9.4.JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta = \frac{P_K . \Delta_K}{V_K . h_k} \leq 0.10$

Avec :

$$\begin{cases} \text{Pk : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au} - \text{dessus du niveau k .} \\ V_K : \text{Effort tranchant d'étage au niveau k} V_K = \sum_{i\,k}^{n} F_t + F_i . \\ \Delta_K : \text{Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k} - 1. \end{cases}$$

Et : h_k: Hauteur de l'étage « k »

- Si $0{,}10 < \theta_k \leq 0{,}20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

- Si$\emptyset_k > 0{,}20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- **1^{ér} cas béton a résistance 20 MPA**

Tableau 5.16 : Vérification de l'effet de P-delta (**F_{C28}=20 MPA**)

Niveau	H(cm)	Pk(KN)	Δk	Vkx(KN)	θx	OB	Δk	Vky(KN)	θy	OB
RDC	**306**	50072	0,1	5382,25	0,003	**cv**	0,2	4798,50	0,007	**cv**
1	**306**	45320	0,3	5299,13	0,008	**cv**	0,4	4716,87	0,013	**cv**
2	**306**	40790	0,4	5095,83	0,010	**cv**	0,5	4518,55	0,015	**cv**
3	**306**	36260	0,4	4810,62	0,010	**cv**	0,5	4251,69	0,014	**cv**
4	**306**	31730	0,4	4480,94	0,009	**cv**	0,6	3948,75	0,016	**cv**
5	**306**	27200	0,5	4117,62	0,011	**cv**	0,6	3620,42	0,015	**Cv**
6	**306**	22670	0,5	3714,54	0,010	**cv**	0,6	3269,04	0,014	**cv**
7	**306**	18140	0,5	3257,29	0,009	**cv**	0,6	2875,14	0,012	**cv**
8	**306**	13610	0,6	2709,80	0,010	**cv**	0,7	2399,13	0,013	**cv**
9	**306**	9080	0,5	2007,13	0,007	**cv**	0,5	1788,41	0,008	**cv**
10	**306**	4560	0,4	1084,25	0,005	**cv**	0,6	977,65	0,009	**cv**

2eme cas béton a résistance 40 MPA

Niveau	H(cm)	Pk(KN)	Δk	Vkx(KN)	θx	OB	Δk	Vky(kn)	θy	OB
RDC	**306**	50072	0,1	5681,69	0,003	**cv**	0,2	5061,82	0,006	**306**
1	**306**	45320	0,2	5599,61	0,005	**cv**	0,3	4980,7	0,009	**306**
2	**306**	40790	0,3	5397,72	0,007	**cv**	0,4	4783,04	0,011	**306**
3	**306**	36260	0,4	5111,04	0,009	**cv**	0,4	4514,41	0,010	**306**
4	**306**	31730	0,4	4772,87	0,009	**cv**	0,5	4203,58	0,012	**306**
5	**306**	27200	0,4	4390,83	0,008	**cv**	0,6	3858	0,014	**306**
6	**306**	22670	0,5	3957,65	0,009	**cv**	0,5	3479,02	0,011	**306**
7	**306**	18140	0,4	3460,39	0,007	**cv**	0,6	3049,17	0,012	**306**
8	**306**	13610	0,5	2866,32	0,008	**cv**	0,5	2532,4	0,009	**306**
9	**306**	9080	0,4	2113,58	0,006	**cv**	0,5	1878,83	0,008	**306**
10	**306**	4560	0,4	1137,75	0,005	**cv**	0,5	1023,25	0,007	**306**

Tableau 5.17 : Vérification de l'effet de P-delta(**F_{C28}=40 MPA)**

Interprétation des résultats :

-Les résultats obtenues suivant les deux tableaux,permettent de satisfaire la condition pour laquelle les effets du 2éme ordre (ou effet p-delta) peuvent étre négligés.

5.9.5.VERIFICATION DE STABILITE AU RENVERESMENT :

Le moment de renversement causé par l'action sismique est au plus égale à 2/3 le moment stabilisant, qui sera calculé on prenant le poids de la structure.

$$\frac{\sum M_s}{Mr} \geq 1.5$$

- Méthode de calcul :

$\sum(W_K.b_i) \geq F_K.h_K$

Avec : $\begin{cases} W_K : \text{Le poids calculé à chaque niveau (k)} = W_{K(G)} + 0.2W_{K(Q)}. \\ W_{K(G)} : \text{Poids dû aux charges permanentes.} \\ W_{K(Q)} : \text{Poids dû aux charges d'exploitation.} \end{cases}$

Et : $\begin{cases} b_i : \text{Centre de gravité de la structure} + 1\text{m}. \\ F_K : \text{La somme des forces sismiques à chaque étage k.} \\ h_K : \text{La hauteur de l'étage k.} \end{cases}$

1. CENTRE DE GRAVITE :

Les résultats obtenus indiquent que la position du centre de gravité de la structure est :

X_G=14.95m **Y_G=9.08 m**

- **Moment renversant M_R suivant x et y :**

$$\sum M_R = F_1 \times h_i + h_{i+1} \times F_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots h_{i+n} \times F_n$$

Avec :h c'est la hauteur d'étage

- **Moment stabilisant M_{ST} suivant x et y :**

M_{stx}=W x $\mathbf{X_G}$

M_{sty}=W x $\mathbf{Y_G}$

- **1^{ér} cas béton a résistance 20 MPA**

Niveau	Force FX (KN)	Force FY (KN)	hauteur	$\sum M_R = Fx \times h_i$	$\sum M_R = Fy \times h_i$
RDC.	1657,40	1569,74	3.06	5071,644	4803,4044
1ère étage	689,44	743,39	6.12	4219,3728	4549,5468
2ème étage	726,08	781,90	9.18	6665,4144	7177,842
3ème étage	769,12	850,27	12.24	9414,0288	10407,3048
4ème étage	796,07	895,73	15.3	12179,871	13704,669
5ème étage	803,90	917,94	18.36	14759,604	16853,3784
6ème étage	793,49	919,74	21.42	16996,5558	19700,8308
7ème étage	766,44	899,57	24.48	18762,4512	22021,4736
8ème étage	724,45	858,97	27.54	19951,353	23656,0338
9ème étage	672,19	809,85	30.6	20569,014	24781,41
10ème étage	653,90	823,66	33.66	22010,274	27724,3956
				150599,583	175380,289

Tableau 5-18 : Vérification au renversement dans le sens X-X et Y-Y . (**F_{C28}=20 MPA)**

Moments stabilité suivant Y :

$M_{ST} = 50072 .55 \times 14 .50 \Rightarrow M_{ST} = 726052$ kN . m

- **Moments stabilité suivant X :**

$M_{ST} = 50072 .55 \times 11,30 \Rightarrow M_{ST} = 565819 .80\ KN .m$

Interprétation des résultats :

	RPA2003	
	SENS X	**SENS Y**
M_R	150599.58	175380.28
M_S	726052	565819.80
α	4,82	3,23
O.B	**C.V**	**C.V**

- **2eme cas béton a résistance 40 MPA**

Niveau	Force FX (KN)	Force FY (KN)	hauteur	Fx× *h*	Fy× *h*
RDC.	1714,85	1617,45	3.06	5247,44	4949,40
1ère étage	712,12	762,47	6.12	4358,17	4666,32
2ème étage	757,53	810,92	9.18	6954,13	7444,25
3ème étage	805,31	886,16	12.24	9856,99	10846,60
4ème étage	834,9	935,69	15.3	12 773,97	14316,06
5ème étage	843,73	959,9	18.36	15 490,88	17623,76
6ème étage	832,96	961,95	21.42	17 842,00	20 604,97
7ème étage	804,52	940,79	24.48	19 694,65	23030,54
8ème étage	760,6	898,58	27.54	20 946,92	24746,89
9ème étage	706,72	849,02	30.6	21 625,63	25980,01
10ème étage	695,33	873,27	33.66	23 363,09	29341,87
				158 153,88	183 550,66

Tableau 5.19: Vérification au renversement dans le sens X-X et Y-Y . (**F_{C28}=40 MPA)**

Moments stabilité suivant Y :

$$M_{ST} = 50072 .55 \times 14 .50 \Rightarrow M_{ST} = 726052 \text{ kN .m}$$

- **Moments stabilité suivant X :**

$$M_{ST} = 50072 .55 \times 11,30 \Rightarrow M_{ST} = 565819 .80 \ KN .m$$

Vérification	RPA2003	
	SENS X	**SENS Y**
M_R	158153.88	183550.66
M_S	726052	565819.80
α	4,59	3,08
O.B	**C.V**	**C.V**

Interprétation des résultats :

- La condition de la stabilité au renversement est satisfaite suivant les deux sens.

5.9.6. pré dimensionnement des noeuds (rotule plastique) :

Les noeuds poutre-poteau en béton armé dans les structures auto-stables peuvent être classés en fonction de leur géométrie, de comportement structurel ou d'aspects détaillés.

5.9.6.1. Joints poutres-poteaux extérieurs

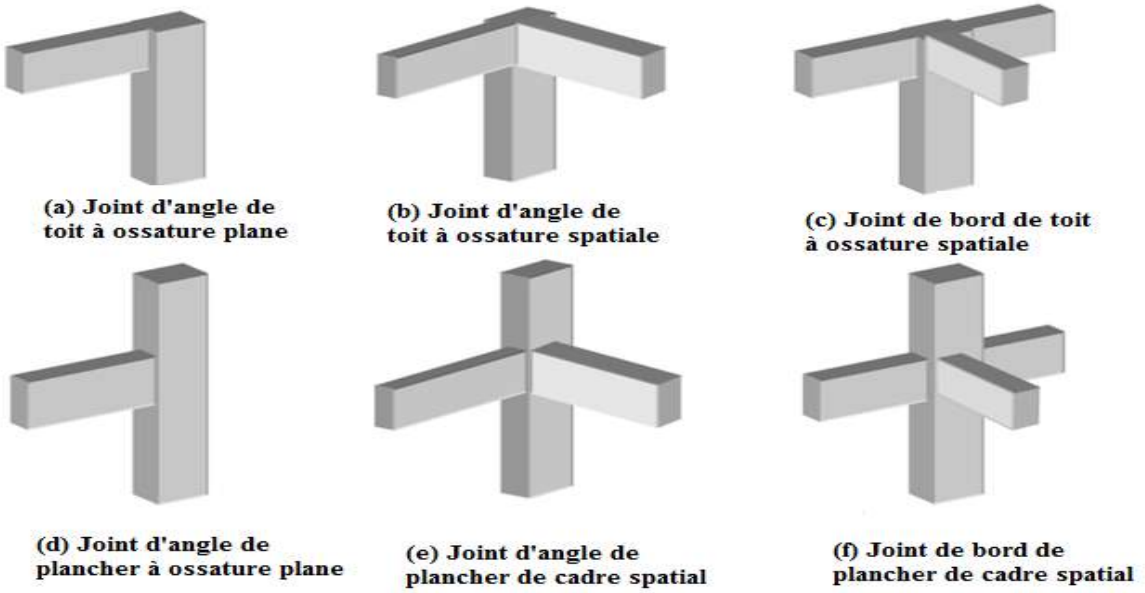


Figure 5.8 : Noeuds poutre-poteau extérieurs dans des portiques plans et spatiaux. (**Akanshu Sharma2011)**

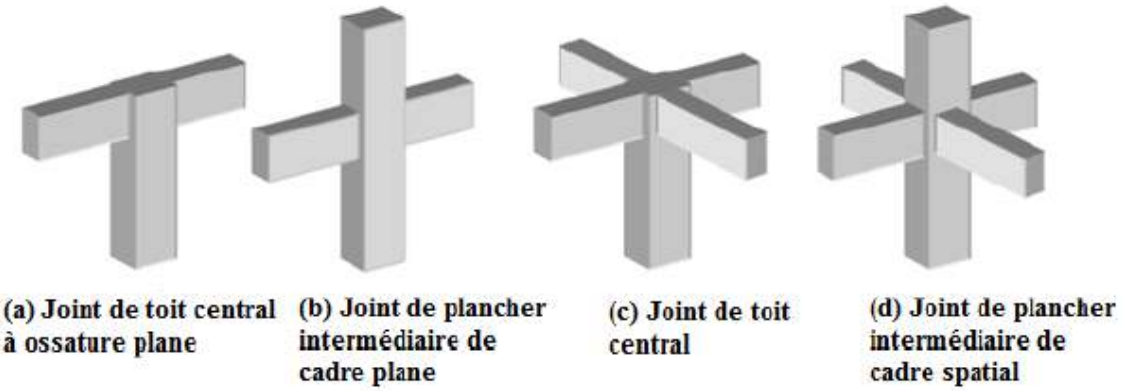


Figure 5.9 : Noeuds poutre-poteau intérieurs dans des portiques plans et spatiaux. (**Akanshu Sharma2011)**

5.9.6.2..Dimensions des portiques (poteaux-poutres):

Les dimensions des poteaux des différents étages déduites à partir de la
décente des charges et vérification des effort normal réduit est ont adopte les meme section pour deux structure (structure en béton fc28 =20MPA, structure en béton fc28 =40MPA), sont mentionnées dans le tableau suivant

Niveau	Dimension A × B (cm²)
Du 7eme à la T/accessible	45*45
Du 5eme au 6eme étage	50*50
Du 3eme au 4eme étage	55*55
Du RDC au 2eme étage	60*60

Tableau 5.20 : Dimensions des poteaux des différents niveaux

Les sections transversales des poutres sont présentées dans le tableau 5.21

élément	largeur b	hauteur h	$I = \frac{bh^3}{12}$	$\frac{1}{h_{pot=2.66}}$	$\frac{1}{h_{pout}}$	$\frac{I_N + I_S}{I_W + I_E}$	Obs
poteaux	45	45	341 718	0.37	///	1.61	….
poutres PP 4.15m	30	40	160 000	///	0.25		ok
poutres PS 4.05m	30	40	160 000	///	0.24		ok
poteaux	50	50	528 833	0.37	///	2.46	….
poutres PP 4.10m	30	40	160 000	///	0.24		ok
poutres PS 4.00m	30	40	160 000	///	0.25		ok
poteaux	55	55	762 552	0.37	///	3.60	….
poutres PP 4.05m	30	40	160 000	///	0.24		ok
poutres PS 3.95m	30	40	160 000	///	0.25		ok
poteaux	60	60	1 080 000	0.37	///	5.00	….
poutres PP 4.00m	30	40	160 000	///	0.25		ok
poutres PS 3.90m	30	40	160 000	///	0.25		ok

Niveau	Dimension A × B (cm²)
Poutre principale	30*40
Poutre secondaire	30*40

Tableau 5.22 : Dimensions des poutres

V.9.6.3.Vérification des dimensions des noeuds vis-à-vis des moments fléchissant :

Les ossatures en portique doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non pas dans les poteaux qui respectent le concept «Poteau fort – Poutre faible», il faut avoir une plus grande rigidité des poteaux dans les deux directions en plan sans encombrement architectural.

C'est-à-dire la condition de résistance exigée par les règlements parasismiques dont le RPA99 Version 2003 **(Art.7.6.2)** :

$$\Sigma \mathrm{MRc} \geq \gamma_{\mathrm{Rd}} \Sigma \mathrm{MRb} \Rightarrow \Sigma \mathrm{MRc} \geq 1{,}25 \Sigma \mathrm{MRb}$$

$$(/I_n/+/I_s/) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25(/I_w/+/I_e/) \times \frac{1}{h_{pout}}$$

Mc (respectivement Mb) moments résistants de dimensionnement des poteaux (Respectivement des poutres).

Ic(respectivement Ib) Moments d'inerties de dimensionnement des poteaux (respectivement des poutres).

γ Rd : coefficient de surcapacité.

V.10.Composante verticale d'action sismique :

Dans le RPA99, 2003, on trouve une seule recommandation relative au mouvement sismique vertical, énoncée comme suit : Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de **1,50** m de long et ceci, en zone **sismique III**. Où il faux appliquer une force ascendante nette : *Fr = 0,5 A Wp* (2.16)

Avec : *Wp :* Poids propre de l'élément en porte à faux.

A : coefficient sismique de zone.

Le projet située a wilaya de Saida, classe comme zone faible sismicité **(zone I)** plus la longueur de porte-à-faux (balcon) égal un **mètre**

L'article de vérification de Composante verticale d'action sismique n'est pas obligatoire de vérifier

V.11.Distribution des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum Fi$$ **(RPA99V2003 Art4.2.5)**

Avec :

Ft : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration**.**

$$\begin{cases} Ft = 0.07\ T.V & \text{si } T > 0.7 \\ Ft = 0 & \text{si } T \leq 0.7\ s \end{cases}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La valeur de **Ft** ne dépassera en aucun cas **0,25 V**

Dans notre cas : en calcule **Tx et Ty par la formule** $T = 0.09h_n / \sqrt{L}$

Avec :

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

- **AN :** h_N= 33.66 m

⇒: L_X = 29.60 m ⇒ T_X = 0,56 S.

Ly = 29.60 m ⇒ Ty = 0,65 S

Sens X-X :

Tx = 0.56 s > 0.7 s

Donc : Ftx = 0

Ftx = 0 < 0,25 Vx = 640.88 KN

Sens Y-Y :

Ty = 0.65 s > 0.7 s

Donc : Fty = 0 = 140.653 KN

Fty = 0< 0,25 Vy = 653.23 KN

La partie restante de **V** soit **(V - Ft)** doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule **:**

$$Fi = \frac{(V-Ft)w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j}$$

Avec :

Fi : effort horizontal revenant au niveau **i**

hi : niveau de plancher où s'exerce la force **Fi**

hj : niveau de plancher quelconque

Wi, Wj : Poids revenant au planchers **i,j**

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Distribution des forces suivant X :

niv	hi	W_i	$h_i * w_i$	$\sum hi * wi$	V_x(KN)	F_{ix} (KN)
1	33,66	4520	159 952,32	929 679,52	3072.99	528,71
2	30,6	4530	145 350,00	929 679,52	3072.99	480,44
3	27,54	4530	124 756,20	929 679,52	3072.99	412,37
4	24,48	4530	110 894,40	929 679,52	3072.99	366,55
5	21,42	4530	97 032,60	929 679,52	3072.99	320,73
6	18,36	4530	83 170,80	929 679,52	3072.99	274,92
7	15,3	4530	69 309,00	929 679,52	3072.99	229,10
8	12,24	4530	55 447,20	929 679,52	3072.99	183,28
9	9,18	4530	41 585,40	929 679,52	3072.99	137,46
10	6,12	4752	27 723,60	929 679,52	3072.99	91,64
11	3.06	4752	14458	929 679,52	3072.99	45,72

Tableau 5.23 : Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X (béton 20 et 40 MPA)

Distribution des forces suivant Y :

niv	hi	W_i	$h_i * w_i$	$\sum hi * wi$	V_y(KN)	F_{iy} (KN)
1	33,66	4520	159 952,32	929 679,52	2823.77	486,16
2	30,6	4530	145 350,00	929 679,52	2823.77	441,78
3	27,54	4530	124 756,20	929 679,52	2823.77	379,19
4	24,48	4530	110 894,40	929 679,52	2823.77	337,06
5	21,42	4530	97 032,60	929 679,52	2823.77	294,92
6	18,36	4530	83 170,80	929 679,52	2823.77	252,79
7	15,3	4530	69 309,00	929 679,52	2823.77	210,66
8	12,24	4530	55 447,20	929 679,52	2823.77	168,53
9	9,18	4530	41 585,40	929 679,52	2823.77	126,40
10	6,12	4752	27 723,60	929 679,52	2823.77	84,26
11	3.06	4752	14458	929 679,52	2823.77	45,72

Tableau 5.24 : Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sens Y-Y (béton 20et 40 MPA)

5.12.Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage **K** est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i. \qquad \textbf{(RPA99V2003 Art4.2.5)}$$

Distribution des forces suivant X :

niv	hi	**Fx i (KN)**	**Vx i (KN)**
1	33,66	486,16	528,71
2	30,6	441,78	1009,15
3	27,54	379,19	1421,52
4	24,48	337,06	1788,07
5	21.42	294,92	2108,8
6	18,36	252,79	2383,72
7	15,3	210,66	2612,82
8	12,24	183,28	2796,1
9	9,18	137,46	2933,56
10	6,12	91,64	3025,2
11	3.06	84,26	3072,99

Tableau 5.25 : Les valeurs de l'effort tranchant appliques sur la structure sens X-X (béton 20et 40 MPA)

Distribution des forces suivant Y :

niv	hi	**Fx i (KN)**	**Vx i (KN)**
1	33,66	485,83	485,83
2	30,6	441,48	927,31
3	27,54	378,93	1 306,24
4	24,48	336,83	1 643,07
5	21,42	294,72	1 937,79
6	18,36	252,62	2 190,41
7	15,3	210,52	2 400,93
8	12,24	168,41	2 569,34
9	9,18	126,31	2 695,65
10	6,12	84,21	2 779,86
11	3.06	45.72	2823.77

Tableau5.26 : Les valeurs de l'effort tranchant appliques sur la structure sens Y-Y (béton 20et 40 MPA)

5.13. Effet de la torsion d'axe vertical

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

- excentricité théorique résultant des plans.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, l'effet de la torsion accidentelle sera pris en compte de manière statique selon les étapes suivantes :

1- Calcul de la force sismique totale : V = $\frac{ADQ}{R}$.W (à la base) dans les deux directions horizontales (soient $V_X$et V_Y).

2- La résultante des forces sismiques à la base **V** ($V_X$et V_Y) doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \Sigma F_i$$

3- Calcul des moments de torsion en chaque niveau (et selon chaque direction) selon les formules :

$$M_x^i = F_x^i e_y^i \quad , \quad M_y^i = F_y^i e_x^i$$

Où : $e_x^i = 5\%.L_x$, $e_y^i = 5\%.L_y$

L_x, L_y : étant la dimension du plancher perpendiculairement à la direction de l'action sismique (elle est mesurée au niveau du plancher i).

Diaphragme	h_i **(m)**	**Wi (t)**	F_x^i**(kN)**	F_y^i **(kN)**	e_x **(m)**	e_y **(m)**	M_x^i **(KN.m)**	M_y^i **(KN.m)**
1	3,06	4 520,00	84,26	84,21	1,50	1,13	126,39	95,16
2	6,12	4 752,00	91,64	126,31	1,50	1,13	137,46	142,73
3	9,18	4 752,00	137,46	168,41	1,50	1,13	206,19	190,30
4	12,24	4 530,00	183,28	210,52	1,50	1,13	274,92	237,89
5	15,30	4 530,00	210,66	252,62	1,50	1,13	315,99	285,46

6	18,36	4 530,00	252,79	294,72	1,50	1,13	379,19	333,03
7	21,42	4 530,00	294,92	336,83	1,50	1,13	442,38	380,62
8	24,48	4 530,00	337,06	378,93	1,50	1,13	505,59	428,19
9	27,54	4 530,00	379,19	441,48	1,50	1,13	568,79	498,87
10	30,60	4 530,00	441,78	485,83	1,50	1,13	662,67	548,99
11	33,66	4 530,00	486,16	45,72	1,50	1,13	729,24	51,66

Tableau 5.27 : Résultat des forces sismique et des moments dus à la torsion accidentelle.

- **Centre de torsion :**

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(I_{Xi} \times X_i)}{\sum I_{Xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{Yi} \times X_i}{\sum I_{Yi}}$$

Avec :
X_t : L'abscisse du centre de torsion.
Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.
I_{X_i} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).
I_{Yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).
X_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.
Y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.
Pour les poteaux :

$$I_{Xi} = \frac{b \times a^3}{12} \quad ; \quad I_{Yi} \frac{a \times b^3}{12}$$

Pour les poteaux carrés :

$I_{X_i} = I_{Y_i} = \frac{b^4}{12}$

$\Rightarrow I_{X_i} = \frac{b \times L^3}{12}$

$\Rightarrow I_{Y_i} = \frac{L \times b^3}{12}$

	Position du centre de torsion		Position du centre de masse	
Diaphragme	X_t (m)	Y_t (m)	X_G (m)	Y_G (m)
1	14.95	10.36	14.95	9.08
2	14.95	10.36	14.95	9.08
3	14.95	10.36	14.95	9.08
4	14.95	10.36	14.95	9.08
5	14.95	10.36	14.95	9.08
6	14.95	10.36	14.95	9.08
7	14.95	10.36	14.95	9.08
8	14.95	10.36	14.95	9.08
9	14.95	10.36	14.95	9.08
10	14.95	10.36	14.95	9.08
11	14.95	10.36	14.95	9.08

Tableau 5.28 : Position du Centre de torsion et centre de masse

➢ **Centre de masse :**

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$X_m = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i}$$

Les résultats du centre de masse donné par le robot "des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

➢ **Evaluation des excentricités :**

Selon les **RPA,** on doit calculer deux types d'excentricités :

✓ L'excentricité théorique.

✓ L'excentricité accidentelle.

1- Excentricités théoriques :

$$e_{xt} = X_m - X_t$$

$$e_{yt} = Y_m - Y_t$$

Avec : $\begin{cases} X_t \text{ et } Y_t : \text{Les coordonnées du centre de torsion.} \\ X_m \; et \; Y_m : \text{Les coordonnées du centre de masse.} \end{cases}$

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	e_{xt} (m)	e_{yt} (m)
1er et 2eme	0.00	1.28
3eme4eme et 5eme	0.00	1.28
6eme7eme et 8eme	0.00	1.28
9eme10eme et 11eme	0.00	1.28

Tableau 5.29 : Les excentricités théoriques des planchers.

2- <u>Excentricités accidentelles</u> (RPA 99 ARTICLE4.3.7) :

$e_{Xa} = max(5\% \times L_{Xmax}\ ;\ e_{Xt})$ et $e_{Ya} = max(5\% \times L_{Ymax}\ ;\ e_{Yt})$

Avec : $\begin{cases} \text{Lx} = 29.39 \text{ m.} \\ \text{Ly} = 21.60 \text{ m.} \end{cases}$

Tableau 5.30 Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	e_{Xa} (m)	e_{Ya} (m)
1 2	1.49	1.28
3 4 5	1.49	1.28
6 7 8	1.49	1.28
9 10 11	1.49	1.28

-Conclusion :

En début de ce chapitre ont expliqué le principe de l'analyse dynamique de structure et type zone et groupe use et la nature de site suivant le règlement parasismique algérienne RPA 99 version 2003, dans cette partie on a commencé par définir les différentes méthodes d'estimation de la force sismique et déterminer les paramètres du calcul sismique (période, modes propres, force sismique, …). On a aussi fait les vérifications de la disposition de voile et vérification d'interaction de l'effort vertical et horizontal

Pour justifié le coefficient de comportement R .dans la deuxième partie on a commencé une étude comparative entre deux structure. On a aussi fait les vérifications nécessaires telles que l'effort tranchant à la base qui doit dépasser 80% de l'effort tranchant calculé par la méthode statique équivalente et les déplacements inter-étages ,effort normal réduit ,reversements ,PDelta , la rotule plastique ,distribution des efforts verticale et horizontale selon les hauteurs .

Tous les paramètres sismiques sont varié et change suivant le changement de résistance de béton des éléments porteurs.

La structure de béton de haut résistance (40 Mpa) est bien stable et durable par rapport a la structure de résistance de béton bas (fc28 supérieur et égale a 20mpa RPA 99).

CHAPITRE 6

INFLUENCE DE LA RESISTANCE DU BETON

6.1DEFINITION DU BETON :

Le béton se compose de granulats (Sables, Graviers, Cailloux) collés entre eux par un liant hydraulique : le ciment. Lorsque le ciment se trouve en présence d'eau, il fait prise, puis durcit progressivement. Un béton hydraulique est constitué :

- D'une pâte pure « ciment+eau ».
- D'un mélange granulaire.
- De produits additionnels (adjuvant, additions minérales,…).

On désigne habituellement sous le vocable :

- De matrice ou de mortier : le mélange (liant+eau+sable).
- De squelette solide ou de squelette granulaire : le mélange des granulats.

Tableau 6.1 : Ordre de grandeur des proportions (HADADOU.N 2000)

	Eau	Air	Ciment	Granulats
Volume	14% - 22%	1% - 6%	7% - 14%	60% - 78%
poids	5% - 9%	…	9% - 18%	63% - 85%

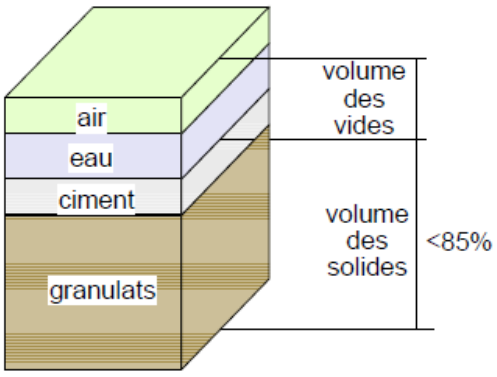


Figure 6.1 : Les composantes du béton (HADADOU.N 2000)

6.2- CLASSIFICATION DES BETONS :

Le béton est classé selon, **(HADADOU.N 2000)**

* la résistance mécanique:
  - béton ordinaire.....inférieure à 50Mpa.
  -béton à haute performance ..... entre 50 et 80Mpa.
  - béton à très haute performance ..... entre 80 et 150Mpa.
  - béton exceptionnel ..... supérieure à 150Mpa.

* la masse volumique:
  - béton extra lourd ..... supérieur à 2500 Kg/m3.
  - béton lourd ..... entre 1800 et 2500 Kg/m3.
  - béton léger ..... entre 500 et 1800Kg/m3.
  - béton extra léger .....inferieure à 500Kg/m3.

* selon le non gélivité (résistance au gel):
  - béton lourd ..... entre 5 et 30Mpa.
  - béton léger ..... entre 1 et 20Mpa.

* en fonction de la nature du liant:
  - béton de ciment (le ciment).
  - béton silicate (la chaux).
  - béton de gypse (le gypse).
  - béton asphalte.

6.3 COMPORTEMENT DU BETON :

6.3.1 Essai sur béton durci *:*

6.3.1.1Essai de compression *:* (De Larrard F 1999)

II s'agit de déterminer la contrainte de compression $\mathbf{f_c}$ conduisant à l'écrasement d'une éprouvette de béton. Il s'effectue sur des éprouvettes cylindriques 11x22cm et 16x32cm. La résistance à la compression correspond à la contrainte maximale calculée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{P}{S}(KN/cm^2)$$

-P : la charge appliquée.

-S : la surface écrasée de l'éprouvette cylindrique.

6.3.1.2 Essai de traction : (De Larrard F 1999)

Il existe trois types de mesure de la résistance à la rupture par traction ;

-Essai de traction directe :

La mesure se fait par mise en traction de cylindres identiques. Aux précédents mais l'essai est assez délicat à réaliser car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage des têtes de traction parfaitement centrées, l'opération devant avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite. Pour cette raison, on procède aux essais suivants

-Essai de traction par flexion:

Cet essai est réalisé sur des éprouvettes prismatiques 7 x 7 x 28 cm.

La résistance à la traction (par flexion) trois points correspond à la contrainte maximale calculée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{3Fl}{2bh^2}(KN/cm^2)$$

-F : La charge appliquée ;

-b : Le coté de l'éprouvette prismatique.

-h : hauteur de l'éprouvette prismatique

La résistance à la traction (par flexion) quatre points correspond à la contrainte maximale calculée par la formule suivante :

$$\sigma_t = \frac{1{,}8 \times F}{d^2} KN/cm^2$$

Où: F : La charge appliquée ;

d : Le coté de l'éprouvette prismatique

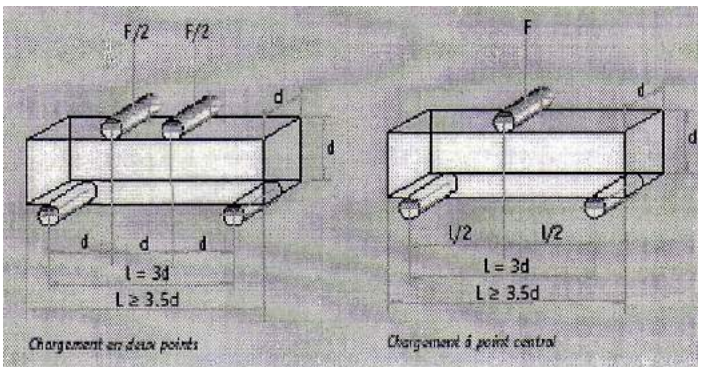


Figure 6.2: Essais de traction par flexion 3 et4points

-Essai de traction par fendage: (De Larrard F 1999)

L'essai consiste à écraser un cylindre de béton suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse. Cet essai est souvent appelé "Essai Brésilien".

$$\sigma = \frac{2Q}{\pi\varphi l} \text{KN / cm}^2$$

Φ : diamètre de l'éprouvette.

L : longueur de l'éprouvette.

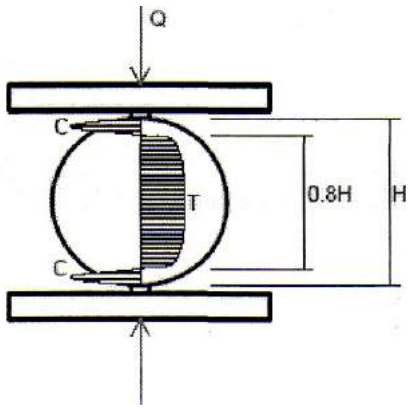


Figure 6.3 : Essai de traction par fendage

6.4 Principaux avantage et inconvénients du béton:

6.4.1 Avantages du béton:

- il est peu coûteux, facile à fabriquer et nécessite peu d'entretien.

- il épouse toutes les formes qui lui sont données. des modifications et adaptations du projet sur le chantier sont faciles à effectuer.

- il devient solide comme de la pierre. correctement utilisé, il dure des millénaire. il résisté bien au feu et aux actions mécaniques usuelles.

- associé à des armature en acier, il acquiert des propriété nouvelle qui en fon un matériau de construction aux possibilités immenses (béton armé, béton précontraint).

- il convient aux constructions monolithique. les assemblage sont faciles à réaliser dans le cas de béton coulé sur place. dans la plupart des cas, les dimensions des problème délicat de stabilité.

- les ressources nécessaires pour sa fabrication existent dans nombreux pays en quantités presque illimitées.

- il exige peu énergie pour sa fabrication.

6.4.2 Inconvénients du béton:

les principaux inconvénients du béton ont peut être éliminés grâce à son association à des armatures en acier ou à l'utilisation de la précontrainte. de toute façons, il reste les quelques inconvénient suivants:

- son poids propre élevé (densité de 2.4 environ qui peut être réduite à 1.8 dans le cas de béton légers de structure et à moins de 1.0 dans le cas de béton légers d'isolation).

- sa faible isolation thermique (elle peut être facilement améliorée en ajoutant une couche de produit isolant ou en utilisant des bétons légers spéciaux).

- le coût élevé entraîné par la destruction du béton en cas de modification d'un ouvrage.

Caractéristiques mécaniques du Béton

Dans cette modélisation nous avons fait changer résistance mécaniques du béton.

Suivant le règlement parasismique algérienne RPA99 version2003 le Béton ordinaire peut être varié entre 20 à 45 MPa de ce fait, nous avons proposé une variation de la résistance entre 20 et 40 MPa avec un pas de 5 MPa. Le tableau I, démontre la variation des contraintes de compression et le calcul du module d'élasticité suivant le BAEL 90 version 99

Modélisation	Béton « Rc »	Module d'élasticité « E »
M_1	20 MPa	29858.6 MPa
M_2	25 MPa	32164.2 MPa
M_3	30 MPa	34179.6 MPa
M_4	35 MPa	35981.7 MPa
M_5	40 MPa	37619.5 MPa

Modélisation de la structure

Nous avons repris les mêmes dimensions des travées et hauteur d'étage utilisé dans le chapitre étude sismique pour démontrer l'influence des propriétés mécaniques sur le comportement dynamique de la structure et ont adopte les mêmes dimensions des éléments verticales (poteaux et voile) et des éléments horizontales (poutres et planchers et balcon

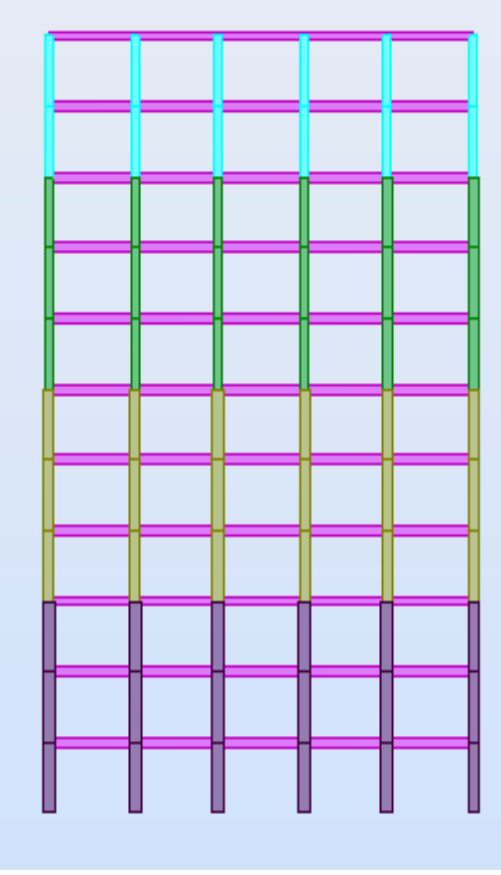


Figure6.4.caractéristiques horizontaux de la structure

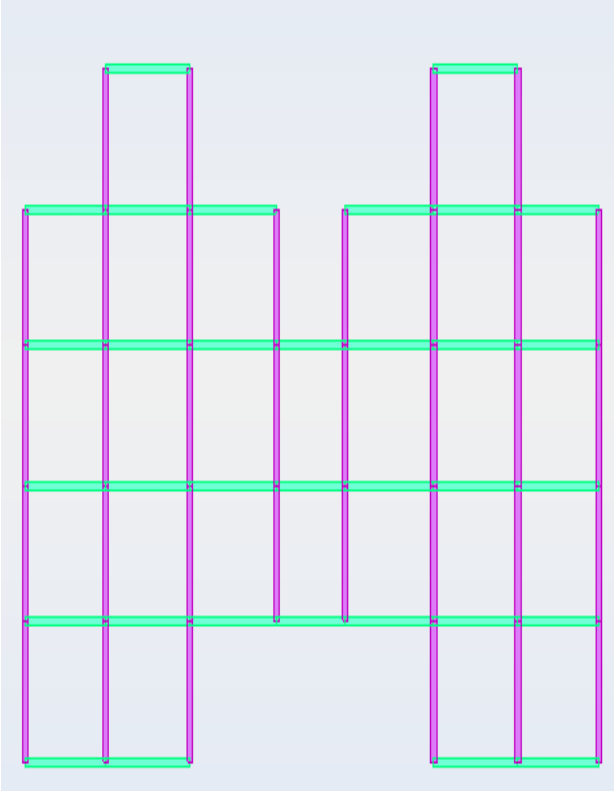


Figure6.5.caractéristiques verticaux de la structure

Dans cette étude nous avons utilisé la méthode dynamique pour différentes vérifications ; la période, l'effort tranchant à la base, effort normal …etc.

6.5. Période

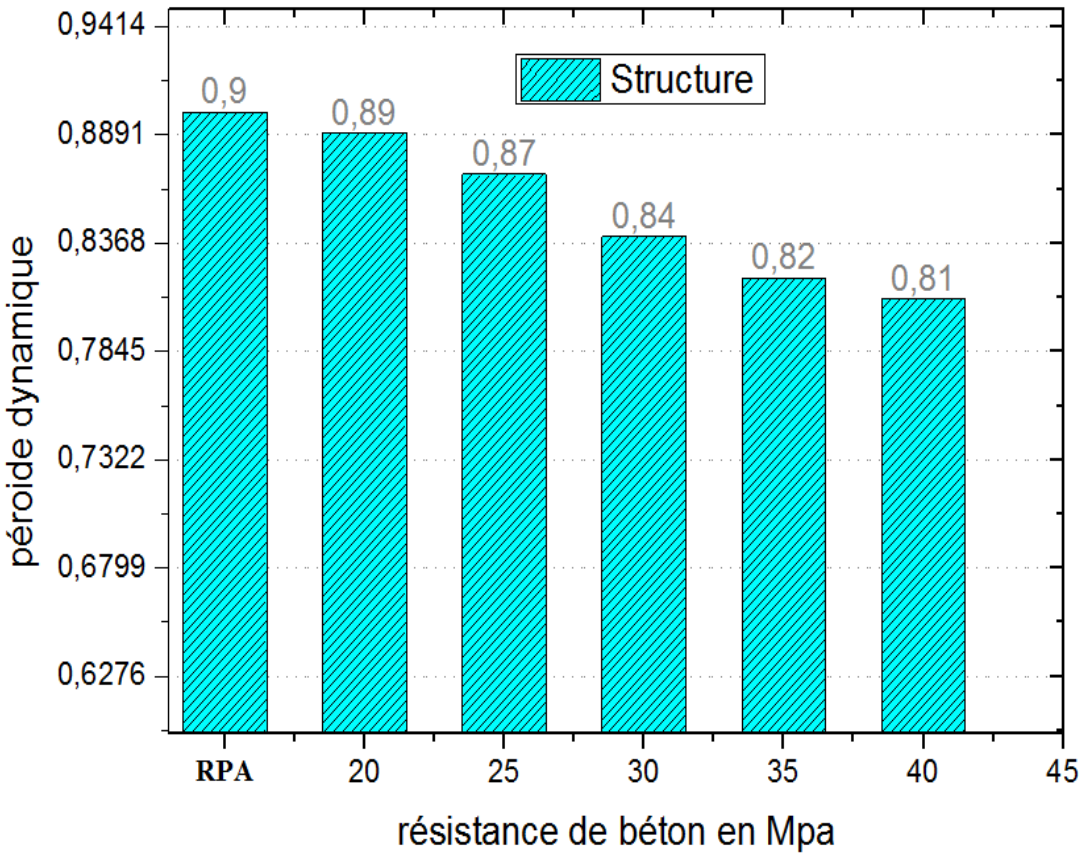


Figure 6.6. diagramme de l'évolution de la période dynamique par rapport au résistance de béton

Le commentaire : On a remarqué sur la **figure 6.6**, une diminution de la période en fonction des caractéristiques mécaniques du béton (module élasticité et la résistance à la compression) La structure de R 20 Mpa donné un période 0.89 et La structure de R 25 Mpa donné un période 0.87 et La structure de R 35 Mpa donné un période 0.82 et La structure de R 40 Mpa donné un période 0.81.

6.6.Effort tranchant à la base

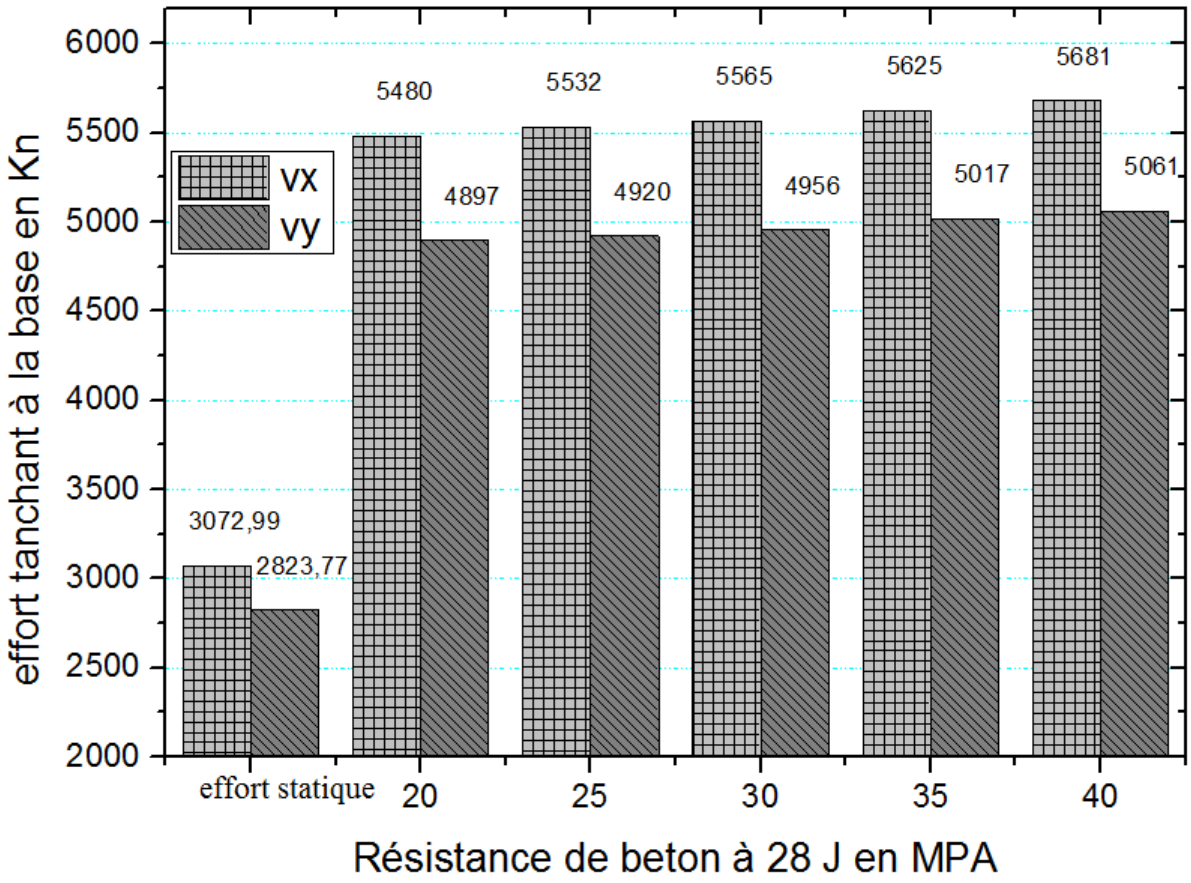


Figure 6.7. Diagramme de influence de résistance de béton sur de l'effort tranchant a la base

Le commentaire :

Les figures 6.7 montre l'évolution de la force sismique à la base en fonction des différentes caractéristiques mécaniques du béton.

On remarque que l'effort tranchet a la base de touts structure sont supérieur a 80 % par rapport effort statique

L'effort tranchet a la base au sens XX plus grand par rapport sens YY pour toute la structure

La résistance de béton de structure augment l'effort tranchet a la base augmente (Tx =5480 kn por R 20Mpa ; Tx =5681 kn por R 40Mpa)

6.7. L'effort normal :

L'effort N_d est tiré du Robot 2014, pour chaque section des poteaux et pour trois niveaux et en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismique suivantes : $\begin{cases} G + Q + E \\ G + Q + 1.2E. \\ 0.8G + E. \end{cases}$

Les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dans cette explication

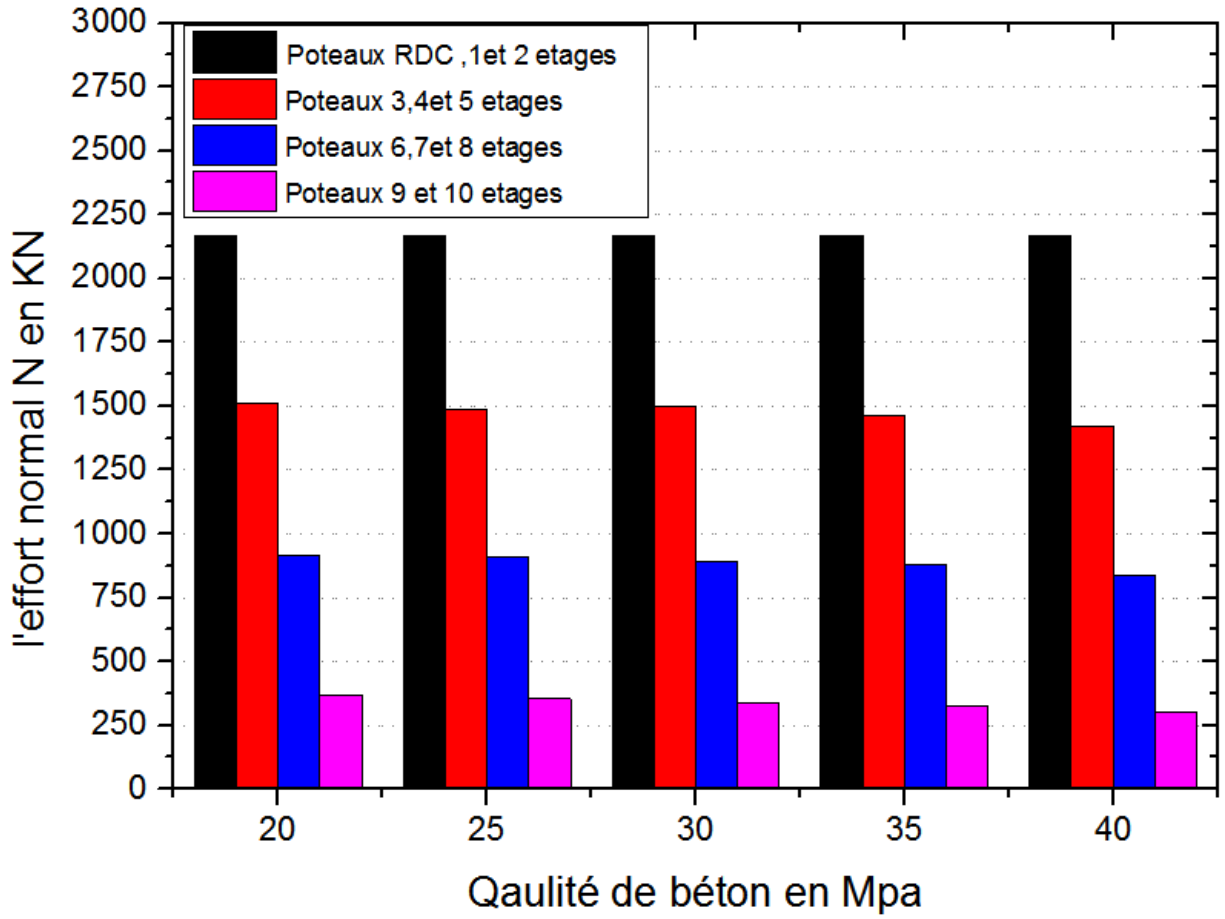


Figure 6.8. Diagramme de l'effort normal N par rapport a la qualité du bétont

Le commentaire :

On remarqué que l'effort normal réduit reste fixé suivant les changements de résistance de béton (R20Mpa Nd=2165 Mpa ; R40Mpa Nd=2165 Mpa)

l'effort normal réduit Nd sont déminer suivant augmentation des étages

6.8.Conclusion :

Dans cette partie ont commencé une présentation simple sur les caractéristique de béton et essais adopté pour conforme la résistance de béton.

Ensuite on a fait une quarte modélisation des mêmes structures avec déclaration de béton variable entre 20 et 40 Mpa

On a aussi fait les vérifications nécessaires telles que l'effort tranchant à la base qui doit dépasser 80% de l'effort tranchant et le période et les efforts normaux.

La caractéristique du béton (résistance de module de Yong) sont influe directement sur la stabilité sismique de la structure

CHAPITRE 7

ETUDE

PORTIQUE

7. ETUDE DES PORTIQUES

7.1. INTRODUCTION

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto -stable).

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ROBOT 2014**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferraillage de ces éléments devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

Poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

Flexion simple :

Une section est sollicitée en flexion simple lorsqu'elle soumise a :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort tranchant (T)

Le calcul en flexion simple se décompose en deux étapes :

✓ Calcul a l'état limite ultime de résistance (ELUR) :

Il s'agit de déterminer les armatures de section conformément aux règles **BAEL91**.

✓ Après avoir fait un choix d'armatures à l'ELUR nous devons procédés aux vérifications suivant :

- Condition de non fragilité.
- Vérification vis-à-vis de l'effort normale.
- Vérification a l'état limite de service.
- Vérification de la flexion.

- **Flexion composée :**

Une section est sollicitée en flexion composée lorsqu'elle est soumise a :

- Un moment fléchissant (M).
- Un effort normal (N).
- Un effort tranchant (T).

Dans le calcul de flexion composée deux états limite sont a considérer en plus de deux déja cités :

- ✓ Etat limite ultime de stabilité de forme.
- ✓ Etat limite de service.

7.2. ETUDE DES PORTIQUES

7.2.1. Les actions

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température) :

- Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- Action variable notée Q.
- Action accidentelle notée E.

7.2.2. Les sollicitations

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et les moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaison d'action, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

7.2.3. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et une étape nécessaire pour la détermination des Sollicitations revenant aux éléments de résistance.

Les combinaisons prises en compte sont :

- **Combinaisons fondamentales** :

$\begin{cases} 1{,}35G + 1{,}5Q \\ G + Q \end{cases}$ …… (**BAEL 91**).

❖ **Combinaisons accidentelles** :

D'après le **RPA99** (**Art5.2**) on a les cas suivants :

- ✓ G + Q + E …… (1).
- ✓ 0,8G ± E ……. (2).
- ✓ G + Q ± 1,2…. (3).

Avec : G : charge permanente.
Q : charge d'exploitation non pondérées.
E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

7.3. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dallesauxpoteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifie 99, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

On a deux types de poutres à étudier :

- ✓ **Poutre principale :**(30 × 40) cm².
- ✓ **Poutre secondaire :**(30 × 40) cm².

➢ **La section d'armatures imposées par le RPA99 (7.5.2) :**

Pour le ferraillage des poutres on doit respecter les recommandations données par le **RPA 99** :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

→ 4% en zone courante.

→ 6% en zone de recouvrement.

➢ **La longueur minimale de recouvrement est de :**

- 40Ø en zone I et II.
- 50Ø en zone III.

➢ **Armatures transversales :**

$A_t = 0{,}003 . S . b$

Avec : b : La largeur de la section.
S : L'espacement des armatures transversales.

D'après RPA 99 :

→ S = min $(\frac{h}{4}, 12\emptyset_l)$ ⇒ Dans la zone nodale.

Avec:{$\emptyset_l$: le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinal.

→ S≤ $\frac{h}{2}$⇒ En dehors de la zone nodale.

Avec :{ h : La hauteur de la section.

Evaluation des moments pour les différents types des poutres :

Tableau 7.1. Tableau des sollicitations pour les différentes poutres

		Moment en travée $(KN.m)$			**Moment en appuis** $(KN.m)$			**Tmax**
PP	**Niveau**	Mt^u	Mt^s	Mt^{acc}	Ma^u	Ma^s	Ma^{acc}	**KN**
	Terrasse	**59,23**	**43,53**	**32,56**	**123**	**90**	**67,09**	**110,89**
	E Courant RDC	**50,85**	**36,99**	**26,71**	**90,09**	**67,02**	**65,97**	**100,19**
PS	**Terrasse**	**15,90**	**11,65**	**7,50**	**36,68**	**26,85**	**19,64**	**14,52**
	E Courant RDC	**16,61**	**12,10**	**7,96**	**29,38**	**21,43**	**13,82**	**13,24**

➢ **Exemple de calcul (Poutres principales terrasse) :(30 × 40) cm² :**

- **Calcul des armatures longitudinales selon le RPA 99 :**

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min} = 0{,}5\% \times 30 \times 40 = 6\ cm^2. \\ A_{min} = 4\% \times 30 \times 40 = 48\ cm^2 \Rightarrow \text{en zone courante.} \\ A_{min} = 6\% \times 30 \times 40 = 72\ cm^2 \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

a) En travée :

✓ **A l'ELU :**

M_t= 59.23 KN.m

$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{59.23 \times 1000}{14{,}17 \times 30 \times 36^2} = 0.107$

avec: $d = 0{,}9\ h = 40\text{cm}$ Onprend $d = 36\text{cm}$

Avec : $\sigma_b = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14{,}17$ MPA

$\mu < \mu_{AB} = 0{,}186 \Rightarrow$ A'∄

$$\Rightarrow \ poivot \quad A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \ MPa \end{cases}$$

$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.141$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}9436$

$\alpha = 0{,}141$ et $\beta = 0.9436$

$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{59.23}{0.9436 \times 36 \times 348} \times 10^3 = 5.01\ cm^2$

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

$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1{,}30\ cm^2$ **(BAEL91 p 275)**

- **<u>Choix des barres :</u>**

$A_s = 5.01\ cm^2$

6T12 = $6.79\ cm^2$

- ✓ **<u>Vérification à l'ELS :</u>**

M_s=43.53 KN.m

Fissuration peu nuisible

Flexion simple$\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Section rectangulaire

✓ Acier FeE 400

On vérifie si : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{59.23}{43.53} = 1.36$

α = 0,141< 0,43 ……Condition vérifiée.

⇒Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

b) En appui :

✓ **Détermination des armatures à l'ELU :**

M_a= 123 KN.m

$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{123 \times 1000}{14{,}17 \times 30 \times 36^2} = 0{,}223$

avec: $d = 0{,}9\ h = 40$cm Onprend $d = 36$cm

Avec : $\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ = 14,17 MPA

$\mu < \mu_{AB}$ = 0,186⇒A∄

$$\Rightarrow \text{ poivot } B \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \dfrac{f_e}{\delta_s} = \dfrac{400}{1{,}15} = 348\text{MPa} \end{cases}$$

$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.319$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0.8724$

α = 0.319 et β = 0.8724

$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{123}{0.8724 \times 36 \times 348} \times 10^3$= 11.25 cm²

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

A_{min} = 0,23.b.d.$\frac{f_{t28}}{f_e}$= 0,23 × 30 × 36 × $\frac{2.1}{400}$= 1,30 cm² **(BAEL91 p 275)**

➢ **Choix des barres :**

A_s= 11.23 cm² ⇒6T16= 12.06 cm²

✓ **Vérification à l'ELS :**

M_s=90 KN.m

Fissuration peu nuisible

Flexion simple⇒$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Section rectangulaire

✓ Acier FeE 400

On vérifie si : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{123}{90} = 1.36$

$\alpha = 0{,}319 < 0{,}43$ ……Condition vérifiée.

⇒Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

➢ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant dans la poutre principale :**

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

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

$V_{umax} = 110.89kN$

$\tau_u = \frac{v_u}{b_0.d} = \frac{110.89\times10^{-3}}{0.30\times0.36} = 1.026$ MPa

$\bar{\tau}_u = \min\begin{cases} 0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5\ MPa \end{cases} = \min\begin{cases} 3{,}33\ MPa \\ 5\ MPa \end{cases} = 3{,}33$ MPA **(BAEL 91 p 192)**

$\tau_u = 1.026$ MPA $< \bar{\tau}_u = 3{,}33$ MPA…… Condition vérifiée.

⇒**Donc le Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre $\emptyset_t$ des armatures d'âme doit être égal au minimum des trois quantités suivantes :

$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_{L_{min}}\right)$ **(BAEL 91 p 196)**

Avec : h: Hauteur totale de la poutre.
$\emptyset_L$: Diamètre maximale des armatures longitudinales.
b: Largeur.

$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 16\text{ mm}\right) \Rightarrow \emptyset_t \leq \min(11{,}42; 30; 16) = 11{,}42$mm

⇒On prend : $\emptyset_t = 8$ mm avec une nuance d'acier FeE235.

➢ **Choix des barres :**

4∅8 = $A_t = 2{,}01$ cm².

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

- K= 1 : en flexion simple. **(BAEL 91 p 195)**
- $St_1 \leq \min(0{,}9d; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq min(32{,}4; 40\text{cm}) = 32.4\text{cm}$
- $St_2 \leq \frac{A_t.f_t}{0{,}4.b_0} = \frac{2{,}01.235}{0{,}4.30} = 39{,}36\ cm \rightarrow St_2 \leq 39{,}36\ cm$

- $St_3 \leq \dfrac{0,9 . A_t . f_{et}}{b.(\tau_u - 0,3 . K . f^*_{tj})}$

$$K = 1 \begin{cases} flexion\ \ simple\ ; \\ fissuratio\ \ n\ peu\ \ nuisible\ ; \\ pas\ \ de\ reprise\ \ de\ bétonnage\ . \end{cases}$$

$f_{tj}^* = \min(3,3; f_{tj}) = \min(2,1;3,3) = 2,1 MPa$

$$St_3 \leq \frac{0,9.2,01 \cdot 235}{30(1.026 - 0,3.1.2.1)} = 35.78 \text{ cm}$$

$$St \leq min(St_1; St_2; St_3) = 32.4 \text{ cm}$$

$St = 15\ cm\ \ en\ \ zone\ \ courante\ .$

$St = 10\ cm\ \ en\ \ zone\ \ nodale\ .$

Les espacements choisis vérifient la condition.

- **Recouvrement des barres longitudinales :**

$L_r = 40\ \phi \quad en\ \ zone\ \ I$

$L_r = 40\ .1,2 = 48\ cm \qquad soit\ \ L_r = 50\ cm$

- **Poutre secondaire (30×40) cm² :**

✓ **Armatures longitudinales :**

Avec le même principe de calcul, on trouve les résultats suivants :

a) En travée **:**

$A = 1.30\ \text{cm}^2$ Soit: $A_t = 3T12 = 3.39\ \text{cm}^2$

b) En appui **:**

$A = 3.03\ \text{cm}^2$ Soit: $A_t = 3T12 = 3,39\text{cm}^2$

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$V_{umax} = 14.52\ kN$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \cdot d} = \frac{14.52 \times 10^3}{300.360} = 0,134\ MPa$$

$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 . \dfrac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right) = 3,33\ Mpa$ Fissuration peu nuisible.

$\tau_u = 0{,}134\ MPa < \tau_u = 3{,}33 MPa$ ⇒Les armatures transversales droites $\alpha = 90°$.

✓ **Armatures transversales :**

a) Le diamètre (ϕ_t) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(11.42; 12; 30) mm_1$$
$$\phi_t \leq 11.42\text{mm}$$

On prend $\phi_t = 8\,mm$.

b) Section des armatures transversales :

$At \geq 0{,}003 \,.St\,.b$

$St = 15\ cm\ \ en\ \ zone\ \ courante$.

$St = 10\ cm\ \ en\ \ zone\ \ nodale$.

$At \geq 0{,}003\ .15\ .30 = 1{,}35\ cm^2$.

Soit : $A_t = 4\ \phi\ 8 = 2{,}01\ cm^2$

c) Espacement (St) :

- $St_1 \leq \min(0{,}9d; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq min(32.4\ ;\ 40\text{cm}) = 32.4\ \text{cm}$
- $St_2 \leq \dfrac{A_t . f_t}{0{,}4 . b_0} = \dfrac{2{,}01\ .235}{0{,}4\ .30} = 39{,}36\ cm \rightarrow St_2 \leq 39{,}36\ cm$
- $St_3 \leq \dfrac{0{,}9\ .A_t\ .f_{et}}{b.\left(\tau_u - 0{,}3\ .K\ .f^*_{tj}\right)}$

$$K = 1 \begin{cases} flexion\ \ simple\ ; \\ fissuratio\ \ n\ peu\ \ nuisible\ ; \\ pas\ \ de\ reprise\ \ de\ bétonnage\ . \end{cases}$$

$f^*_{tj} = \min\left(3{,}3; f_{tj}\right) = \min\left(2{,}1; 3{,}3\right) = 2{,}1 MPa$

$$St_3 \leq \frac{0{,}9.2{,}01.235}{30(0{,}134 - 0{,}3.2{,}1)} < 0$$

$St = 15\ cm\ \ en\ \ zone\ \ courante$.

$St = 10\ cm\ \ en\ \ zone\ \ nodale$.

Les espacements choisis vérifient la condition.

- **Recouvrement des barres longitudinales :**

$L_r = 40\,\phi$ *en zone I*

$L_r = 40 \times 1{,}2 = 48\ cm$ *soit* $L_r = 50\ cm$

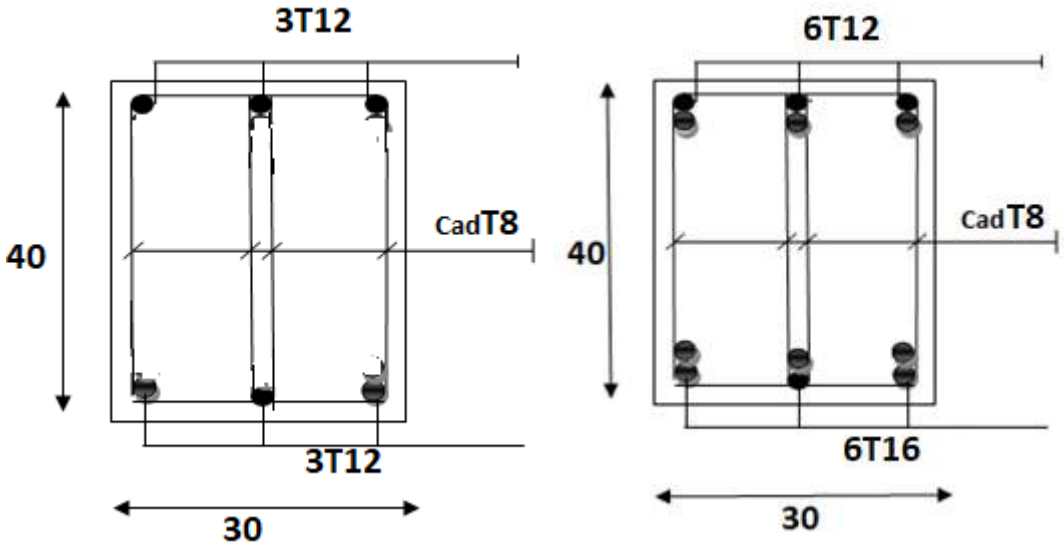


Figure 7.1. Schéma de ferraillage des poutres

7.4. ETUDE DES POTEAUX

On a 4 types des poteaux à étudier :

-**Type 1**.....(60 × 60) cm².

- **Type 2**.....(55 × 55) cm².

- **Type 3**.....(50 × 50) cm².

- **Type 4**.....(45 × 45) cm².

- **Armatures longitudinales proposée par le RPA :**

– Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.

– Le pourcentage minimum imposé par le **RPA 99** est :

A_{min} = 0,7 % de la section totale : en zone I.

– Le pourcentage maximum imposé par le **RPA99** est :

$$\begin{cases} A_{max} = 4\% \text{ de la section totale; en zone courante.} \\ A_{max} = 6\% \text{ de la section totale; en zone recouvrement.} \end{cases}$$

- Le diamètre minimum de l'acier est :$\emptyset_{min}$ = 12 mm.
- La longueur de recouvrement est : 40$\emptyset$.
- La distance entre les barres verticales doit être ≤ 25 cm.

Tableau 7..2 : Tableau récapitulatif des prescriptions du RPA.

Section du poteau ($\mathbf{cm^2}$)	***Amin R(cm²)***	***Amax RPA (cm²)***	
		Zone courante	***Zonede recouvrement***
60× 60	25.2	144	216
55× 55	21.175	121	181.5
50× 50	17.5	100	150
45× 45	14.17	81	121.5

Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (**RPA99**) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a . V_u}{h_1 . f_e}$$

Avec : V_u : l'effort tranchant de calcul.
h_1 : hauteur totale de la section brute.
f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

Et : $\rho_a = \begin{cases} 2{,}5 \Rightarrow si\ \lambda_g \geq 5 \\ 3{,}75 \Rightarrow si\ \lambda_g < 5 \end{cases}$

Avec :

- λ_g : L'élancement géométrique du poteau = $\left\{\frac{L_f}{a}\ ou\ \frac{L_f}{b}\right.$.
- t : L'espacement des armatures transversales :

↳ Dans la zone nodale : $\begin{cases} t \leq \min(10\emptyset_l, 15\ cm \Rightarrow \text{en zone I et II.} \\ t \leq 10\ cm \Rightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$

- Dans la zone courante : $\begin{cases} t' \leq 15\emptyset_l \Rightarrow \text{en zone I et II.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\emptyset_l\right) \Rightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$

– La quantité d'armatures transversales minimale donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0{,}3\ \%. \\ \text{Si : } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0{,}8\ \%. \\ \text{Si : } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limite précédents.} \end{cases}$$

7.4.1. La zone nodale

La zone nodale est considérée par le nœud poteau poutre proprement dit ; la détermination de cette zone est nécessaire parce que c'est à ce niveau qu'on va disposer les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit, donc, les jonctions par recouvrement doivent être faibles si possible, à l'extérieur des zones nodales les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figures ci-dessous.

Avec :

h' = max($\frac{h_e}{6}$, b_1, h_1, 60 cm) L' = 2h

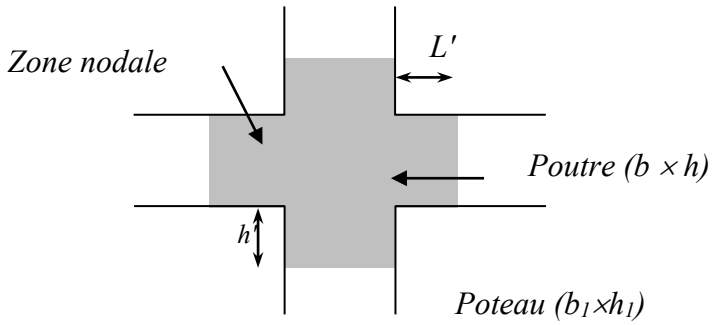


Figure 7.2. Schéma du zone nodale

Tableau 7.3. Les sollicitations pour les différents poteaux

		Poteau	Poteau	Poteau	Poteau
		(60× 60)	(55 × 55)	(50 × 50)	(45× 45)
ELU	N_{max}	2165.56	1422.36	838.53	30.77
	M_{22}^{corr}	30.37	42.66	53.13	58.95
	M_{33}^{corr}	32.64	24.06	18.63	15.68
	T_{max}	15.90	9.57	7.65	0.45
ELS	N_{max}	1582.12	1039.24	612.92	220.31
	M_{22}^{corr}	22.16	31.06	38.31	42.97
	M_{33}^{corr}	23.81	17.98	13.59	11.44
G + P ± E	T_{max}	11.58	6.95	5.55	0.28
	N_{max}	1491.02	981.13	541.80	174.22
0,8G ± E	M_{22}^{corr}	59.49	73.46	79.30	73.50
	M_{33}^{corr}	33.28	29.55	25.83	22.05
	T_{max}	63.87	50.95	39.09	20.58

Exemple de calcul (Poteau RDC 60 × 60 cm²) :

Le ferraillage des poteaux se calcule en fonction de l'excentricité due à la présence d'un effort de compression et du moment fléchissant dans les deux directions.

- **Exemple de calcul :**

✓ **ELU :**

❖ **Cas 1 :**

N_{max} =2165.56 KN ; M_{corr} =30,37 KN.m $T_{max} = 15.90$ KN

Calcul de l'excentricité :

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2cm; \frac{306}{250} = 1{,}22cm\right\} = 2cm$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{30.37}{2165.56} + 0{,}02 = 0.034\ m = 3.40\ cm$$

a) Sollicitations ultimes corrigées par le flambement :

•Elancement géométrique :

$l_f = 0{,}7.1 = 0{,}7 \times 3{,}06 = 2.142\ \text{m}$

$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{2{,}14}{0{,}60} = 3{,}56$

$20 \times \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{3.40}{60} = 1.13$

$\Rightarrow \lambda_g = 3{,}56 < max\{15; 0{,}62\} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots C.V$

Calcul en flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement

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

Avec :

lf : Longueur de flambement.

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considérée.

$$\begin{cases} \alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1{,}5 M_{ser}}\right) = 10\left(1 - \frac{30.37}{1{,}5 \times 22.16}\right) = 0{,}86 \\ \varphi = 2 \end{cases}$$

$e_2 = \frac{3 \times 2{,}14^2}{10^4 \times 0{,}60}(2 + 0{,}86 \times 2) = 0.008\ \text{m}$

$e_0 = e_1 + e_2 = 0{,}034 + 0{,}008 = 0{,}042\ \text{m}$

b) Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :

$M_u = N_u \times e_0 = 2165.56 \times 0{,}042 = 90.95\ \text{KN} \cdot \text{m}$

c) Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0{,}042 + \left(0{,}54 - \frac{0{,}60}{2}\right) = 0{,}282\ \text{m}$

$M_{UA} = N_u \times e_A = 2165.56 \times 0{,}282 = 610.68\ \text{KN} \cdot \text{m}$

***d)* Ferraillage :**

$\mu_{bc} = 0{,}8 \times \frac{h}{d}\left(1 - 0{,}4\frac{h}{d}\right) = 0{,}8 \times \frac{0{,}60}{0{,}54}\left(1 - 0{,}4 \times \frac{0{,}60}{0{,}54}\right) = 0{,}49$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{610.68 \times 10^{-3}}{14{,}17 \times 0{,}6 \times 0{,}54^2} = 0{,}24$$

$\mu bu = 0{,}24 < \mu bc = 0{,}49$ Section partiellement tendue (on calcul la section à la flexion simple).

$\mu bu = 0{,}24 < \mu lu = 0{,}392$ Pas d'armatures comprimées ($A' = 0$).

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0{,}34$$
$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}86$$

$$A_s = \frac{M_{UA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{610.68 \times 10^{-3}}{0{,}86 \times 0{,}54 \times 348} \times 10^4$$

$\Rightarrow A_s = 37.78\ cm^2$

- **Armatures en flexion composée :**

$A' = 0$

$$A = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = \left(37.78 \times 10^{-4} - \frac{2165.56 \times 10^{-3}}{348}\right) \times 10^4 = -24.44\ cm^2$$

$A = -24.44\ cm^2 < 0 \rightarrow$ On prendra Amin

- **Section minimale :**

→Selon le BAEL :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times f_{t28} \times b_0 \times d}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times 2{,}1 \times 0{,}60 \times 0{,}54}{400} \times 10^4 = 3.91\ cm^2$$

→ Selon le RPA 99 :

$Amin = 0{,}7\ \%\ b.h = 0{,}007 \times 60 \times 60 = 25.2\ cm^2$

On adopte $8T20 + 2T12 = 27{,}39\ cm^2$

- **Combinaison accidentelle :**

- **Cas 2 :**

$$\begin{cases} M_{max} = 59.49 KN \cdot m \\ N_{corr} = 1491.02\ KN \\ T_{max} = 63.87\ N \end{cases}$$

✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2\text{cm}; \frac{306}{250} = 1.22\text{cm}\right\} = 2\text{cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{59.49}{1491.02} + 0{,}02 = 0{,}039\text{m}$$

b) **Sollicitations ultimes corrigées par le flambement :**

• Elancement géométrique :

$$l_f = 0{,}7.l = 0{,}7 \times 3{,}06 = 2{,}14\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{2.14}{0{,}60} = 3.56$$

$$20 \times \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{3.90}{60} = 1.3$$

$$\Rightarrow \lambda g = 3.56 < m\{15\ ;\ 2{,}12\} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{C.V}$$

Calcul en flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

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

Avec :

lf: Longueur de flambement.

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré.

$$\begin{cases} \alpha = 10\left(1 - \dfrac{M_u}{1{,}5M_{ser}}\right) = 10\left(1 - \dfrac{30.37}{1{,}5 \times 22.16}\right) = 0{,}86 \\ \varphi = 2 \end{cases}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2{,}14^2}{10^4 \times 0{,}60}(2 + 0{,}86 \times 2) = 0{,}008\text{m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0{,}039 + 0{,}008 = 0{,}047\text{m}$$

b) Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$M_u = N_u \times e_0 = 1491.02 \times 0{,}047 = 70.07\ \text{KN} \cdot \text{m}$$

c) Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0{,}047 + \left(0{,}54 - \frac{0{,}60}{2}\right) = 0.287\text{m}$$

$M_{UA} = N_u \times e_A = 1491.02 \times 0{,}287 = 427.92\ KN \cdot m$

d) Ferraillage :

$$\mu_{bc} = 0{,}8 \times \frac{h}{d}\left(1 - 0{,}4\frac{h}{d}\right) = 0{,}8 \times \frac{0{,}60}{0{,}54}\left(1 - 0{,}4 \times \frac{0{,}60}{0{,}54}\right) = 0{,}49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{427.92 \times 10^{-3}}{18{,}48 \times 0{,}6 \times 0{,}54^2} = 0{,}132$$

μbu $= 0{,}132 <$ μbc $= 0{,}49$ Section partiellement tendue (on calcul la section à la flexion simple).

$\mu_{bu} = 0{,}132 < \mu_{lu} = 0{,}392 \rightarrow$ Pas d'armatures comprimées $(A' = 0)$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.17$$
$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}92$$

$$A_s = \frac{M_{UA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{427.92 \times 10^{-3}}{0{,}92 \times 0{,}54 \times 400} \times 10^4$$

$\Rightarrow A_s = 21.53\ cm^2$

▪ Armatures en flexion composée :

$A' = 0$

$$A = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = \left(21.53 \times 10^{-4} - \frac{1491.02 \times 10^{-3}}{400}\right) \times 10^4 = -15.74\ cm^2$$

A = -15.74$cm^2 < 0 \rightarrow$ On prendra Amin

▪Section minimale :

→Selon le BAEL :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times f_{t28} \times b_0 \times d}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times 2{,}1 \times 0{,}60 \times 0{,}54}{400} \times 10^4 = 3.91 cm^2$$

→ Selon le RPA 99 :

Amin $= 0{,}7\ \%\ b.\ h = 0{,}007 \times 60 \times 60 = 25.2 cm^2$

On adopte 8T20 + 2T12 = 27,39 cm^2

Tableau 7.4 : Tableau récapitulatif.							
Cas	***Section*** (cm^2)	***N (KN)***	***M (KN. m)***	***Ai (cm^2)***	***As (cm^2)***	***ABAEL m (cm^2)***	***ARPA m (cm^2)***
1er cas	**60× 60**	**2165.56**	**30.37**	**-24.44**	**0**	**3.91**	**25.2**
2éme cas	***60*× 60**	**1491.02**	**59.49**	**-15.74**	**0**	**3.91**	**25.2**

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

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

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

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{63.87 \times 10^{-3}}{0{,}60 \times 0{,}54} = 0.197 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \min\begin{cases} 3{,}33 MPa \\ 5\ MPa \end{cases}\right. = 3{,}33 \text{ MPa}$$ **(BAEL 91 p 192).**

τ_u = 0,197 MPa < $\bar{\tau}_u$= 3,33 MPa…… Condition vérifiée.

- **Armatures transversales:**
  - Selon le RPA 99 :
    - ✓ Dans la zone nodale :

$t \leq \min(10\emptyset_l ; 15\ cm \Rightarrow$ en zone I.

$\Rightarrow t \leq \min(10 \times 1.2 ; 15\ cm = 12$ cm

$$\lambda_g = \begin{cases} \frac{L_f}{a} \\ ou \\ \frac{L_f}{b} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{2.14}{0.60} = 3{,}56 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3{,}56$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{\rho_a . V_u . t}{h_1 . f_e} = \frac{3.56 \times 63.87 \times 10^{-3} \times 0.12}{0.60 \times 235} \times 10^4 = 1.93 \text{ cm}^2$$

A_{min} = 0,785%b.h= 0,785% × 0,60 ×0,60= 0,28 cm²

At = 4T8 = $2.01cm^2$

- ✓ Dans la zone courante :

$t' \leq 15\emptyset_t \Rightarrow$ en zone I.

$\Rightarrow t' \leq 15 \times 1{,}2$ = 18 cm

$A_t = \frac{\rho_a . V_u . t}{h_1 . f_e} = \frac{3.56 \times 63.87 \times 10^{-3} \times 0.18}{0.60 \times 235} \times 10^4$ = 2.90 cm²

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau (60× 60) cm². Le reste des calculs est présenté dans le tableau et qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque type de poteau et selon les règlements utilisés **BAEL 91** et le **RPA 99**.

Tableau 7.5. Récapitulation de calcul des armatures longitudinales

Poteau (cm²)	A_{cal} (cm²)	A_{RPA} (cm²)	A_{Adop} (cm²)	Section (cm²)	A_{trans} (cm²)	Section (cm²)	S_t (cm²)	S_t' (cm²)
60 × 60	9.6	25.2	25.2	8T20+ 2T12= 27.39	4T8	2.01	12	18
55 × 55	8.8	21.17	21.17	8T16+ 4T14= 22.24	4T8	2.01	12	18

50 × 50	8	17.5	17.5	6T20= 18.85	4T8	2.01	12	18
45 × 45	7.2	14.17	14.17	8T16= 16.08	4T8	2.01	12	18

➢ **Longueur de recouvrement :**

✓ Selon le R.P.A 99 :

L_r = 40∅⇒ en zone I.

⇒L_r = 40 × 2 = 80 cm

- **Détermination de la zone nodale :**

$$\begin{cases} h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{ cm}\right) \\ L' = 2h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h' = \max\left(\frac{306}{6}, 60, 60, 60\text{ cm}\right) = 60\text{cm}. \\ L' = 2 \times 60 = 120\text{ cm}. \end{cases}$$

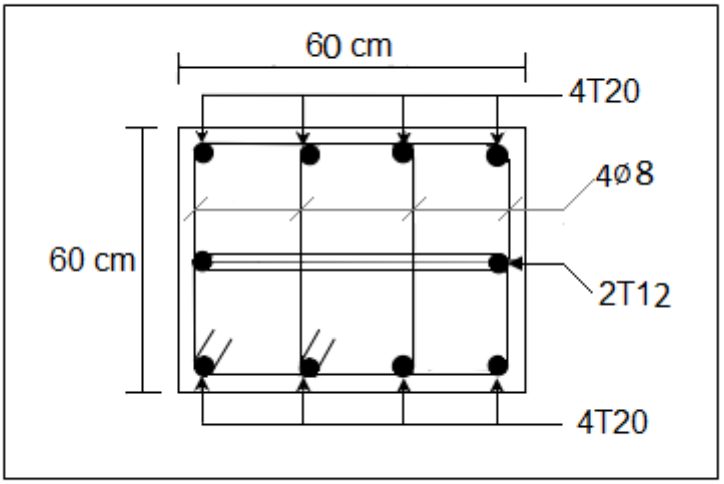


Figure 6.3. Schéma de ferraillage du poteau (60×60)

7.5. ETUDE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT

7.5.1. Introduction

Les voiles sont des éléments destinés à reprendre les efforts horizontaux tels que le vent et le séisme, et aussi à équilibrer la structure vis à vis de la rotation autour de l'axe vertical passant par le centre de torsion.

Ils deviennent indispensables quand les portiques (poteaux, poutres) ne sont pas capables de reprendre la totalité de ces efforts, et lorsqu'on veut atteindre la rigidité nécessaire.

7.5.2. Combinaison d'action

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du **ROBOT 2014**, sous les combinaisons de calcul suivantes :

- ✓ G + Q + E …… (1).
- ✓ 0,8G± E …… (2).
- ✓ G + Q ± 1,2…… (3).

7.5.3. Ferraillage des trumeaux

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procèdera de la manière suivante :

1) Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.

2) Détermination de la nature de la section en flexion composée selon 3 cas :

- Soit section entièrement tendue.
- Soit section entièrement comprimée.
- Soit section partiellement comprimée.

Tout en admettant que : $\begin{cases} N > 0 \ effort\ de\ compression. \\ N < 0 \ effort\ de\ traction. \end{cases}$

3) Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

➢ **Ferraillage minimum :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux dans la section est donné comme suivant :

→ Globalement dans la section du voile : A_{min}=0,15%.h.b

→ En zone courante : A_{min}=0,10%.h .b[1]

On devra disposer le ferraillage suivant :

- ✓ Des aciers verticaux.
- ✓ Des aciers horizontaux.

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontales du béton tendu.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets. Mais au niveau des parties courantes, la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement) .

- A chaque extrémité du voile (trumeaux) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$de la largeur du voile (voir figure VII.4) cet espacement d'extrémité doit être au plus à égale à 15 cm.

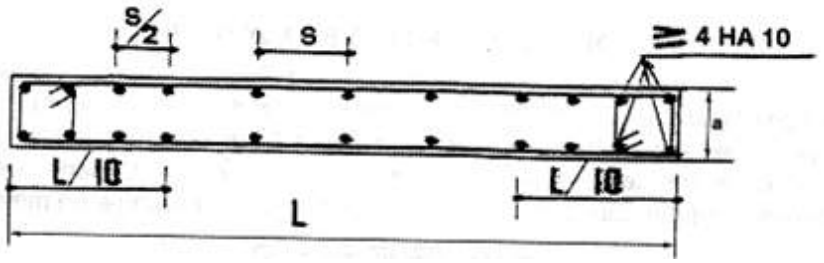


Figure 7.4. Ferraillage du voile

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un encrage droit.

- **Remarque :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1{,}5b$.
- $S_t \leq 30$ cm.

Avec :

$$\{b : \text{L'épaisseur du voile en (cm).}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingle au mètre carré (m²). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où renversement du signe des efforts est possible.
- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{v_j} = \frac{1{,}1 \times V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

7.5.4. Calcul du Ferraillage

Le ferraillage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions.

- **Les sollicitations (M, N, T) :**

On calcule une bande de largeur 1m et de 20 cm d'épaisseur.

- ✓ **Verticalement :** $\begin{cases} N_{max} = -218.80\text{KN} \\ M_{max} = 37.19\ \text{KN.m} \end{cases}$
  - T = -4.66 KN
- ✓ **Horizontalement :** $\begin{cases} N_{max} = -2179.71\ \text{KN} \\ M_{max} = -11.70\ \text{KN.m.} \end{cases}$
  - T = -49.95 KN

- **Exemple de calcul :**

a. Ferraillage de sens vertical : $\begin{cases} N_{max} = -218.80\text{KN} \\ M_{max} = 37.19\text{KN.m} \end{cases}$

Calcul de l'excentricité :

$e_T = e_1 + e_2 + e_a$

$\Rightarrow e_1 = \frac{M_{max}}{N_{max}}|2| = \frac{37.19}{218.80} = 0.169$

M = 37.19 KN.m

$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b . b . d^2} = \frac{37.19 \times 10^{-3}}{14{,}17 \times 1 \times 0{,}135^2} = 0{,}144$

avec : $d = 0{,}9.h = 13{,}5\,cm$ On prend $d = 13{,}5\,cm$

Avec : $\sigma_b = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14{,}17$ MPA

$\mu < \mu_{AB} = 0{,}186 \Rightarrow A' \nexists$

$$\Rightarrow \text{poivot} \quad A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ MPa \end{cases}$$

$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0{,}195$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0.922$

$\alpha = 0.195$ et $\beta = 0{,}922$

$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta . d . \sigma_s} = \frac{37.19 \times 10^{-3}}{0.922 \times 13{,}5 \times 348} \times 10^4 = 0{,}085\text{cm}^2$

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

$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 100 \times 13{,}5 \times \frac{2.1}{400} = 1{,}63\ \text{cm}^2$ **(BAEL91 p 275)**

Choix des barres :

$A_s = 0{,}085 cm^2$ 2T12= $2{,}26 cm^2$

Vérification à l'ELS :

M_s=0,87 KN.m

Fissuration peu nuisible

Flexion simple$\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Section rectangulaire

✓ Acier FeE 400

On vérifie si : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2,08}{0,87} = 2,39$

α = 0,010< 2,39 ……Condition vérifiée.

⇒Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

- **Selon BAEL modifier 99 :**

$A'_s \geq \max\left\{\frac{100\times 15}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}\right\} \Rightarrow A'_s \geq \max\{1,55 ; 1,63\} = 1,63$ cm²

A'_s = 1,63 cm²

$\{A_s; A_s^*\} = \{0,004\text{cm}^2; 1,63\text{cm}^2\}$

- **Selon RPA modifier 99 :**

A_{min} = 0,15% × b × h = 0,15% × 100 × 15 = 2,25cm²

➢ **Choix des barres :**

A = 3T12 = 3,39 cm² par nappe.

b. Ferraillage horizontal :

$$\begin{cases} N_{max} = -2179.71 \\ M_{max} = -11.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de l'excentricité :[2]

$e_T = e_1 + e_2 + e_a$

$\Rightarrow e_1 = \frac{M_{max}}{N_{max}} = \frac{11.70}{2179.71} = 0,005$ m

M_t= 11.70 KN.m

$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{11.70\times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,135^2} = 0,045$

avec : $d = 0,9.h = 13,5\,cm$ On prend $d = 13,5\,cm$

Avec : $\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17$ MPA

$\mu < \mu_{AB}$ = 0,186⇒A'∄

$$\Rightarrow \quad poivot \quad A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \dfrac{f_e}{\delta_s} = \dfrac{400}{1{,}15} = 348 \ MPa \end{cases}$$

$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{1-2\mu})$ =0.057

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0.976$

α = 0,057 et β = 0,976

$A_{\text{cal}} = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{11.70\times10^{-3}}{0.976 \times 13{,}5 \times 348} \times 10^4$= 0,025 cm²

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

A_{min} = 0,23.b.d.$\frac{f_{t_{28}}}{f_e}$= 0,23 × 100 × 13,5 × $\frac{2.1}{400}$= 1,63 cm² **(BAEL91 p 275)**

- **Choix des barres :**

A_s = 0,025cm^2 2T12=2,26cm^2

- ✓ **Vérification à l'ELS :**

M_s=0,87 KN.m

Fissuration peu nuisible

Flexion simple⇒$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Section rectangulaire

✓ Acier FeE 400

On vérifie si : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c_{28}}}{100}$

$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2{,}08}{0{,}87}$ = 2,39

α = 0,008< 2,39 ……Condition vérifiée.

⇒Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

- **Selon BAEL modifier 99 :**

$A'_s \geq \max\left\{\frac{100\times 15}{1000} ; 0{,}23 \times 100 \times 13{,}5 \times \frac{2{,}1}{400}\right\} \Rightarrow A'_s \geq \max\{1{,}55 ; 1{,}63\}$= 1,63 cm²

A'_s = 1,63 cm²

$\{A_s ; A'_s\} = \{-0,66\ cm^2 ; 1,63\ cm^2\}$

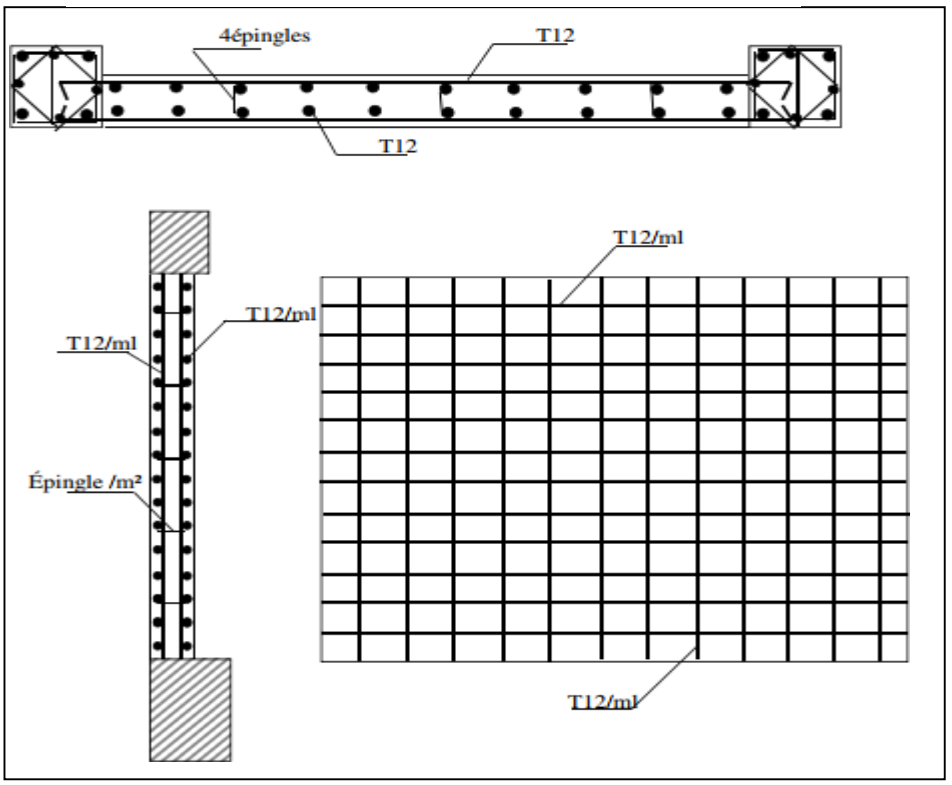
- **Selon RPA modifier 99 :**

A_{min} = 0,15% × b × h = 0,15% × 100 × 15 = 2,25cm²

➢ **Choix des barres :**

A = 5T12 = 5,65 cm² par nappe

Figure 7.5. ferillage du voile de contreventement



8.Conclusion:

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferraillée en flexion composée. Le ferraillage adopté est le maximum donné par le **RPA.** Il est noté que le ferraillage minimum **RPA** est souvent plus important que celui calculé Par le **BAEL.**

Les poutres ont été calculées à la flexion simple en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **Robot 2014.**

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée en utilisant les sollicitations données par le **Robot2014 .**

- ***Références utilisée*** **:[1]… BAEL.91 r99/art B.7.4. [2]…BAEL.91r99/artA**

CHAPITRE 8

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

8.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une structure sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

8.2 . FONDATION:

8.2.1. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.
Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 2 bars à une profondeur de 2 m.

8.2.1.1.Vérification des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à base de poteau le plus sollicité de RDC. $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :
N : effort normale a la semelle considérée
S : surface de la semelle
$\bar{\sigma}$sol : Contrainte admissible du sol.

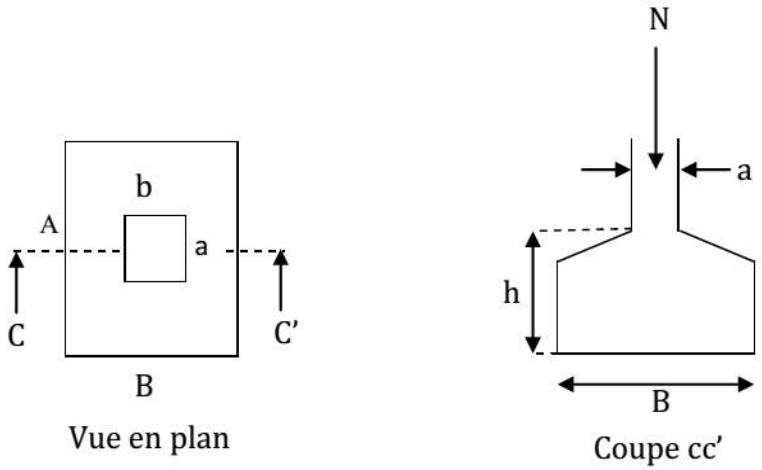


Figure 8.1. Schéma d'une semelle isolée

Semelle isolée de le poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (a× a) donc, on opte pour une semelle carré (A x A).

N = 1582 KN

$\bar{\sigma}_{sol}$ = 2 bars

.

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On aura :

$$A = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1582}{200}} = 7{,}91\text{m}$$

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées, on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions pour cela on doit vérifier les semelles filantes.

8.2.1.2.Vérification des semelles filantes :

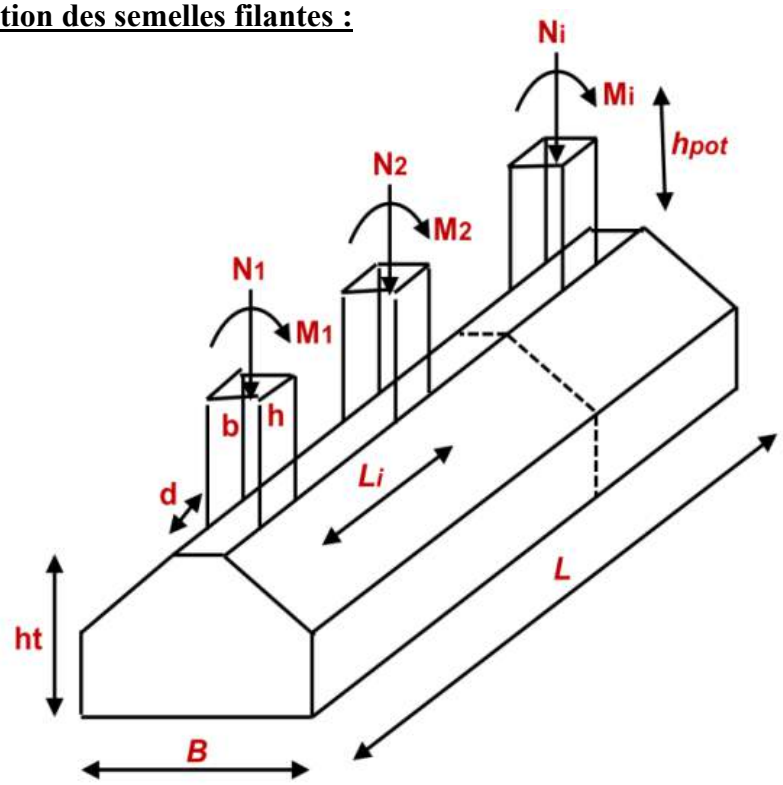


Figure.8.2.Semelles filantes sous poteaux

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 7 poteaux.

Portique sens y-y:

N = $\sum Ni$ = 9923,58 KN

L = 22,60 m

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{S} = \frac{N}{B*L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}*L}$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}*L} = \frac{9923{,}58}{200*22{,}6} = 2{,}19\ m$$

Vu la distance entre les axes des deux portiques parallèles on remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles filantes, d'où l'emploi des semelles filantes est impossible, donc on passe au radier général.

8.2.2.Etude du radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures.
Le radier général présent les avantage suivants :

- Aucune difficulté de coffrage.
- Facilité de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

8.2.2.1 Pré dimensionnement de radier général :

Epaisseur de Nervure du radier :

L'épaisseur du nervure doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire:

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \geq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

Lmax : La longueur maximale entre les axes des poteaux. L_{max} = 4,6 m

⇒ 57,5 < h_r < 92……..(1)

a) condition de rigidité :

Pour un radier rigide, il faut que : $\frac{\pi}{4}.Le \geq Lmax$

Avec :

*L*max : La longueur maximale entre les poteaux .L max = 4,60 m

Le : Longueur élastique. Le ≥ $\sqrt[4]{\frac{4\times E\times I}{K\times b}}$

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. (K =40000 KN/m3).

E : Module d'élasticité du béton E =32164195 KN/m2.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

I : Inertie de la section du radier.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48.k.Lmax^4}{E.\pi^4}}$

$h \geq \sqrt[3]{\frac{48.\times 40000\times 4,6}{32164195.\times 3.14^2}} \Rightarrow h > 0.47$ m……..(2)

Finalement : d'après (1), (2) on opte pour : $h_r = 60$ cm

c)condition de coffrage :

$b \geq \frac{Lmax}{10} = \frac{460}{10} = 46$ m

on prend b = 60 cm

Epaisseur de la dalle du radier :

$h_r \geq \frac{Lmax}{20} \Rightarrow \frac{460}{20} = 23 \Rightarrow h_r \geq 23$

on prend $h_r = 40$ cm

calcul de la surface du radier :

$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$

$N_{ser} = 79579$ KN

$S_{rad} \geq \frac{79579}{200} = 397,895$ m²

La surface totale de l'immeuble est de (S = 503.11 m²), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord **(D)** minimum.

calcul de D (débordement) :

$D \geq \max(\frac{h}{2}; 30\text{ cm}) \Rightarrow D \geq \max(35; 30\text{ cm}) \Rightarrow D \geq 35$ cm

On prend : D = 40 cm

$S_{rad} = S_{bat} + S_{debord}$

$S_{debord} = D \times P_b$ avec : P_b : peremetre de batiment

$S_{debord} = 0.40 \times 132 = 52,8$ m²

$S_{rad} = 503,11 + 52,8 \Rightarrow S_{rad} = 555,91$ m²

Vérification du radier :

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

Avec :

$$\begin{cases} T_u = \frac{q \times l}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \end{cases}$$

Calcul qu :
Nu = N +Poids radie

Nu = 109275.64+ 5559,1 = 114834.74 KN

$q_u = \frac{114834.741}{555,91}$ = 205.392 KN /m

$T_u = \frac{205.392 \times 4,6}{2}$ = 472.40 KN

$\tau_u = \frac{472.40 \times 10}{1 \times 0.54}$ = 0.87 MPa

$\tau_u = 0.87$ MPa $\leq \overline{\tau_u} =$ 1.16 MPa …… condition verifiee

Donc Pas de risque de cisaillement.

Vérification au non poinçonnement :

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

U_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

Nu : Charge de calcul à l'E.L.U

h_r: Epaisseur totale du radier.

- **Sous poteau :**

Figure 8.3. Le travail de l'effort normal sur le poteau

On prendra pour la vérification le poteau le plus sollicité de section (60*60) cm²

Nu = 1582 KN

$U_c = 2 (a+ b + 2 \times h_r) = 2 \times (0,60+0,60 +2*0,60) = 4,8m$

$2.15MN \leq 0.045 \times 4,8 \times 0,60 \times \frac{25}{1.5} = 2.16$ MN …….. condition verifiee

- **Sous voile :**

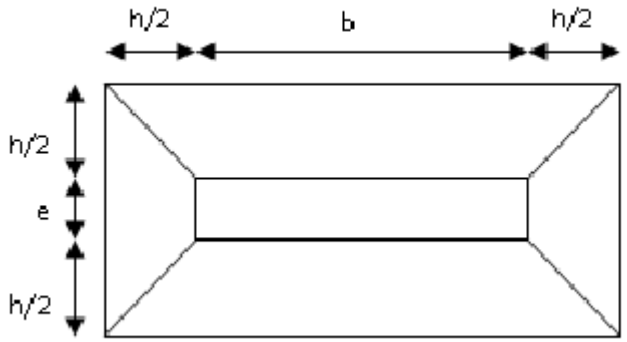


Figure 8.4. Schéma de transmission des charges.

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité de langueur L=4,6 m.

Nu = 1582 KN

$U_c = 2 (e + b + 2 \times h_r) = 2 \times (0.15 + 4,6 + 2 \times 0,60) = 11,9$ m

$1.22 \text{ MN} \leq 0.045 \times 11,9 \times 0.60 \times \frac{25}{1.5} = 5,35MN$ …….. condition verifiee

La condition est vérifiée donc il n y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement

<u>Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique</u> :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait envérifiant que :

$$W \geq Fs \times \gamma \times Z \times S$$

avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

W = W radié + W bâtiment

W = 5559,1 + 50072= 55631,1 KN

Fs : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement Fs = 1,5.

γ: poids volumique de l'eau (γ = 10KN / m3).

Z : profondeur de l'infrastructure (Z = 2 m).

S : surface du radier (S = 373.648 m²).

$\Rightarrow$ Fs× γ × Z× S = 1,5×10×2×555,91 = 116677,3KN

Donc: W= 57162.18 KN ≥ 11209.44 KN…… Condition vérifiée

8.2.2.2. Ferraillage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

A. Calcul des sollicitations :

ELU : $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{= 114834.74}{555,91} \Rightarrow q_u = 205.392$ KN

ELS : $q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{79579}{555,91} \Rightarrow q_{ser} = 143,15$ KN

Détermination le sens de la dalle :

$L_X = 4.50$ m
$L_y = 4,60$ m

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} \Longrightarrow \alpha = \frac{4,50}{4,60} \Longrightarrow \alpha = 0,97 > 0.4$$

donc : La dalle travaille dans les deux sens.

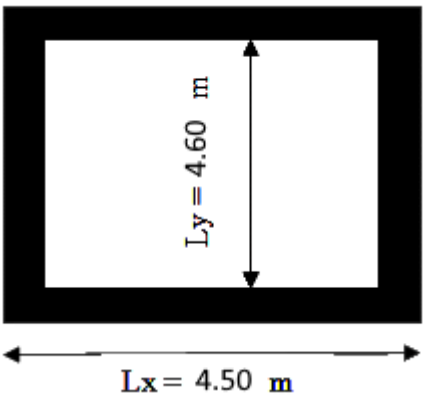


Figure 8.5. dimension de panneau du dalle de radier

ELU :

$$v = 0 \Longrightarrow \begin{cases} \mu x = 0.0392 \\ \mu y = 0.9322 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée
$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \Longrightarrow M_{ox} = 0.0392 \times 205.932 \times 4,5^2 = 163.46$ KN.m

$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \Longrightarrow M_{oy} = 0,932 \times 163.46 = 152.34$ KN.m

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

moments en appuis :

$M_{ax} = -0.5\ M_{ox} = -81.73$ KN.m

$M_{ay} = -0.5\ M_{oy} = -76.17$ KN.m

moments en travee :

$M_{tx} = 0.85\ M_{ox} = 138.94$ KN.m
$M_{ty} = 0.85\ M_{oy} = 129.48$ KN.m

➢ **<u>En travée</u>:**

- **<u>Sens XX:</u>**

$$M_u^t = 138.94\ KN.m$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b.d^2.\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0,075 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,097$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,96$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta.\sigma_s.d} = 11.54\ cm^2$$

$$A_u^t = 11.55\ cm^2/ml$$

Choix de la section appliquée :

On prend : 6T16= 12.06cm^2

- **<u>Sens YY :</u>**

$$M_u^t = 129.48\ KN.m$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b.d^2.\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0,070 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,090$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,964$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta.\sigma_s.d} = 10.68\ cm^2$$

$$A_u^t = 10.68\ cm^2/ml$$

Choix de la section appliquée :

- On prend : 6T16= 12.06cm^2

➢ **<u>En appuis</u> :**

- **<u>Sens XX</u> :**

$$M_a^u = 81.73\ KN.m$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b.d^2.\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0,044 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,977$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta.\sigma_s.d} = 6.54\ cm^2$$

$$A_u^t = 6.54\ cm^2 / ml$$

- On prend : 6T16= 12.06cm^2
- **<u>Sens YY</u> :**

$$M_a^u = 76.17\ KN.m$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b.d^2.\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0,041 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,052$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,979$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta.\sigma_s.d} = 6.21\ cm^2$$

$$A_u^t = 6.21\ cm^2 / ml$$

- On prend : 6T16= 12.06cm^2

Tableau 8 .1. Tableau du ferraillage du radier

Localisation		Moment (KN.m)	Acalculée (cm²)	AMin (cm²)	A adoptée (cm²)	Espacement (cm)
Sens x-x	**En travée**	138.94	11.55	4,8	6T16 =12.06	20
	En appuis	-81.73	6.54		6T16 =12.06	20
Sens y-y	**En travée**	129.48	10.68	5.74	6T16 =12.06	20
	En appuis	-76.17	6.21		6T16 =12.06	20

Vérification a ELU :

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$\overline{\tau_u} =$ 1.16 MPa

$\tau_u = \frac{352,15}{1 \times 0.54} = 0.65 < \bar{\tau}_u =$ 1.16 MPa ……. Condition vérifiée

Vérification a ELS :

Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28} \leq \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Yser \\ \sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right\} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 8.2. verification des contraintes

Sens	**Sens**	**Mser (KN.m)**	**A (cm2)**	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} **(MPa)**	σ_s **(MPa)**	$\overline{\sigma_{bc}}$ **(MPa)**	$\bar{\sigma}_s$ **(MPa)**
Xx	Travée	138.94	11.55	10.9	35.66	2.81	198.52	15	201.63
	Appuis	-81.73	6.54	10.9	35.66	1.65	118.91	15	201.63
Yy	Travée	129.48	10.68	9.52	27.11	2.98	201.30	15	201.63
	Appuis	-76.17	6.21	9.52	27.11	1.76	148.33	15	201.63

8.2.2.4. Schéma de ferraillage de la dalle:

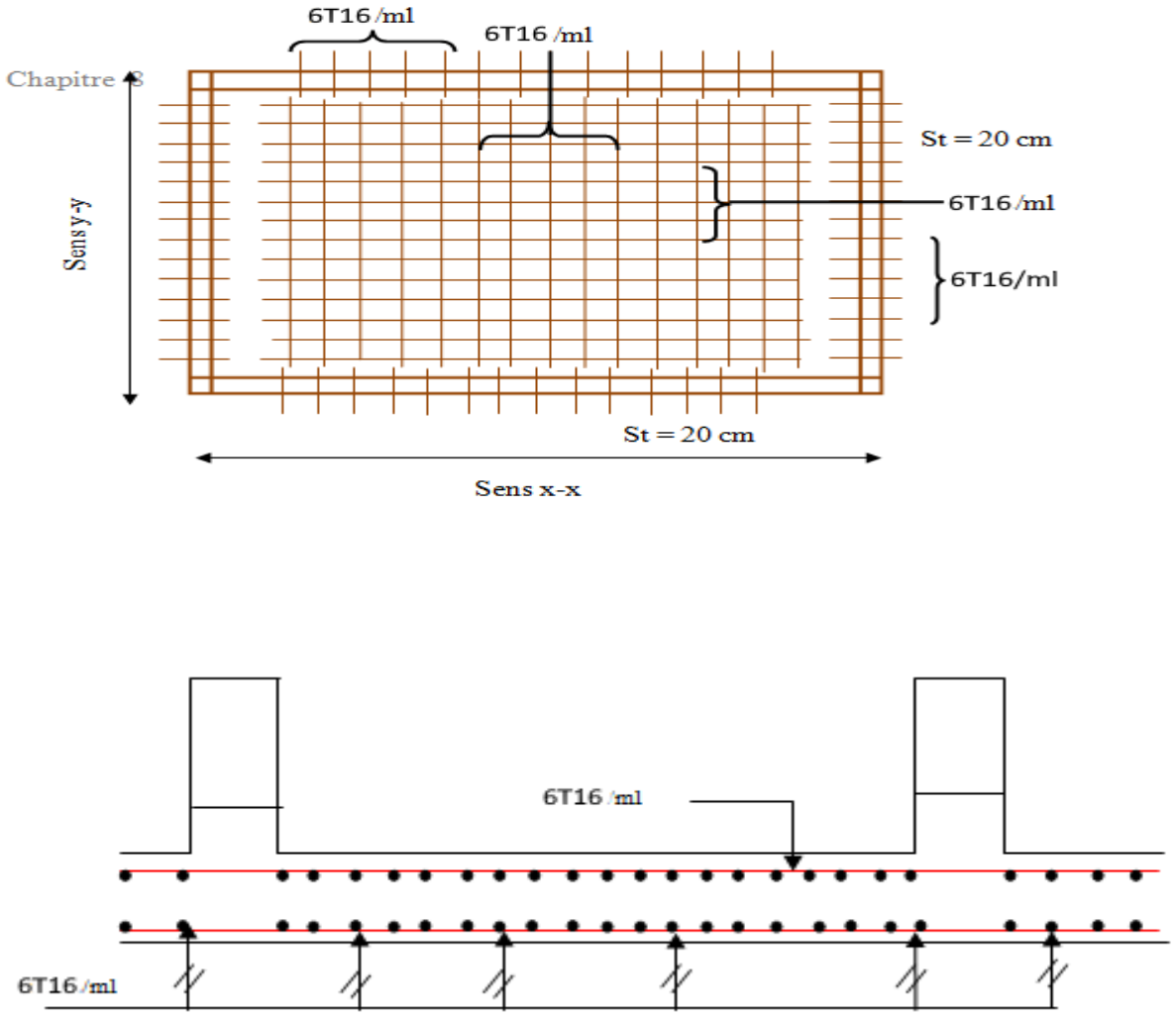


Figure. 8.6. Schéma de ferraillage de la dalle

8.2.3.Ferraillage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L=0.8 m, le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1m à l'ELU

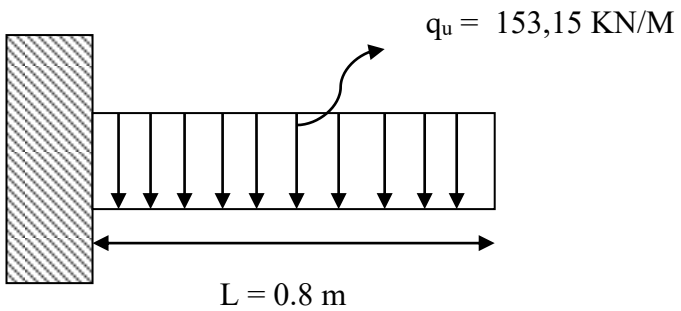


Figure 8.7 : Répartition des efforts sur le débord

Sollicitation maximale :

$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{153,15 \times 0.8^2}{2} \Rightarrow$ Mu = 49,00 KN.m

$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = \frac{143,15 \times 0.8^2}{2} \Rightarrow$ Mser = 45,80 KN.m

Le ferraillage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

h = 40 cm ; b = 1 ml ; d = 0.9h = 0.36m

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.3. Ferraillage des débords

Mu(kN.m)	μ	α	Z	Acal(cm²)	Amin(cm²)	Choix	St (cm)
65.30	0.012	0.015	0.357	3.02	4,34	4T12 = 4,52	20

Armatures de répartition:

$A_r = \frac{As}{4} \Rightarrow \frac{4,52}{4} = 1.13\ cm$

Choix :

On prend 4T12 = 4.52 cm²

Vérification a ELU :

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Sachant que :

Tu = $q_u \times$ L $\Rightarrow$ Tu = 122,52 KN

$\bar{\tau}_u =$ 1.16 MPa

$\tau_u = \frac{122,52}{1 \times 0.36}$ = 0,340 < $\bar{\tau}_u = 1.16\ Mpa$……. Condition vérifiée

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 8.4.Verification des contraintes

Mser (kN.m)	A (cm2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
45,80	4,52	10.9	35.66	1.5	107.58	15	201.63

8.2.4.Ferraillage des nervures :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles sont supportées une charge sous forme trapèze pour Ly (la grande portée) et triangle pour Lx (la petite portée).Pour notre cas on prend la poutre la plus sollicité.

a.Sollicitation de la nervure :

- **ELU :**

$M_{0u} = \frac{q_u \times L_y^2}{8} \times \left[1 - \frac{\alpha^2}{3}\right]$

$L_y = 4{,}60$ m $\quad q_u = 153{,}11$KN/m $\quad \alpha = 0{,}78$

$\Rightarrow M_0 = 322{,}84$ KN.m

- **ELS :**

$M_{0ser} = \frac{q_{ser} \times L_y^2}{8} \times \left[1 - \frac{\alpha^2}{3}\right]$

$L_y = 4{,}6$m $\quad q_{ser} = 143{,}15$ KN/m $\quad \alpha = 0.95$

$\Rightarrow M_{0ser} = 263{,}45$ KN.m

Les moments en travée :

$0.85\ M_{0u} = 274{,}41$ KN.m

$0.85\ M_{0ser} = 223{,}93$ KN.m

Les moments en appuis :

$0.5\ M_{0u} = 161{,}42$ KN.m

$0.5\ M_{0ser} = 131{,}72$ KN.m

b.Ferraillage de la nervure :

Le ferraillage se fera pour une section b*h en flexion simple.

h = 60 cm; b = 60 cm.

Les résultats de calcul de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 8.5. Ferraillage de nervure

Localisation	Mu(kN.m)	μ	α	Z	Acal(cm²)	Amin(cm²)	Choix
Travée	274,41	0,058	0,074	0.543	14,52	3,91	4T20+2T16 =16.59
Appuis	142.55	0,040	0,050	0,529	7,88	3,91	4T16+2T14 =11.12

Remarque :

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Ap = 3× 0,6= 1,8 cm

Soit : 2HA12 = 2.26 cm² par face.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l\right) \Rightarrow \emptyset_t \leq \min(20 ; 50 ; 14) = 14$ mm

$\Rightarrow$ on prend $\emptyset_t = 10$ mm

Espacement des armatures transversales :

$St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; \emptyset_l \times 12\right) = \min(17.5 ; 16.8)$

$\Rightarrow$ on prend $s_t = 15$ cm

Section des armatures transversales :

A_{trans} = (2 cadre+1 épingle)= $3\times\emptyset_t$ = 3.14cm²

Recouvrement des barres longitudinales :

Lr = 40 $\emptyset$ $\Rightarrow$ Lr = 40 × 1.4

$\Rightarrow$ Lr = 56

Ancrage des armatures tendues :

$\overline{\tau_s} = 0.60 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$ (ψ = 1,50 Barre à haute adhérence courante).

$\overline{\tau_s} = 0.60 \times 1.5^2 \times 2.1 \Rightarrow \overline{\tau_s} =$ 2.83 MPa

Longueur de scellement droit :

$Ls = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s} \Rightarrow Ls = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.83}$

⇒ Ls = 49.46 cm

8.2.5.Schéma de ferraillage des nervures :

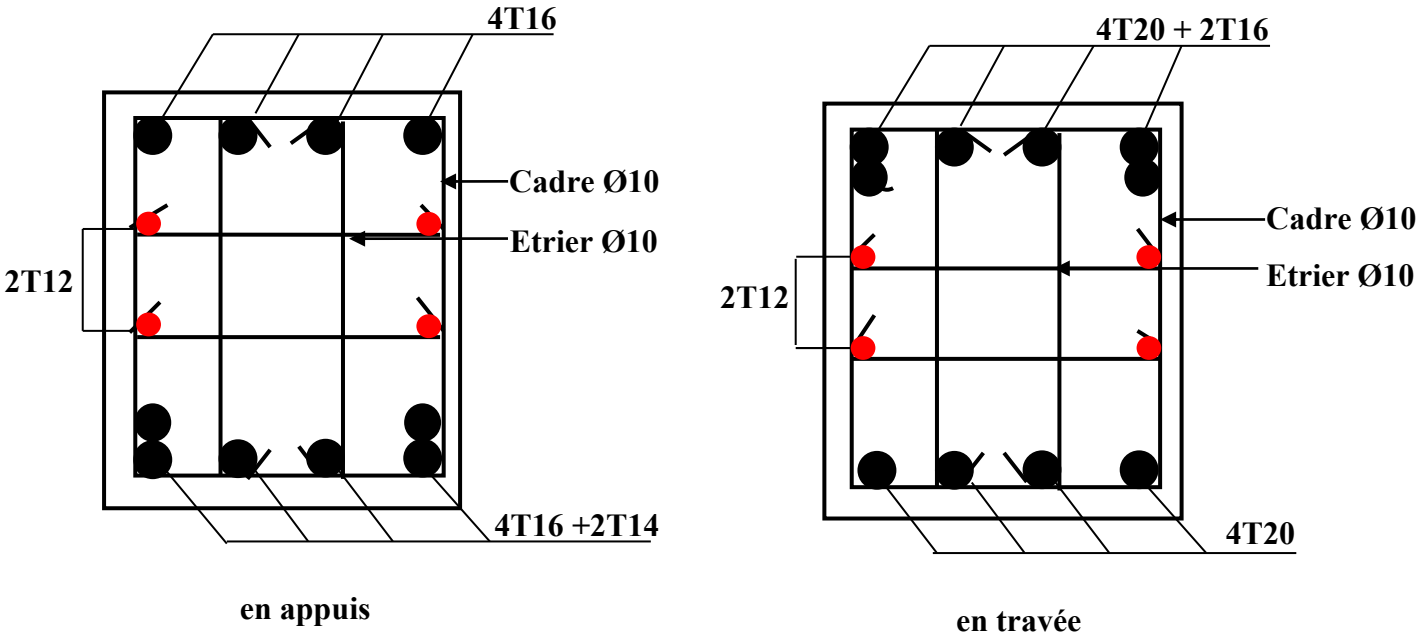


Figure 8.8.Schéma de ferraillage des nervures

8. 3.Etude du voile périphérique :

8.3. 1.Définition :

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC D'après le RPA99/version2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci dessous :

- Épaisseurs ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens.
- Un recouvrement de 40 φ pour le renforcement des angles.
- Poids spécifique : γ_h = 20 KN / m2
- Angle de frottement : φ =35°
- La hauteur d'ancrage est h_0 = 3.5 m

8.3. 2.Dimensionnement du voile

On adopte une épaisseur **e = 15 cm**.

La hauteur de voile périphérique **h = 3 m**

La longueur du panneau max **L = 4,60 m**.

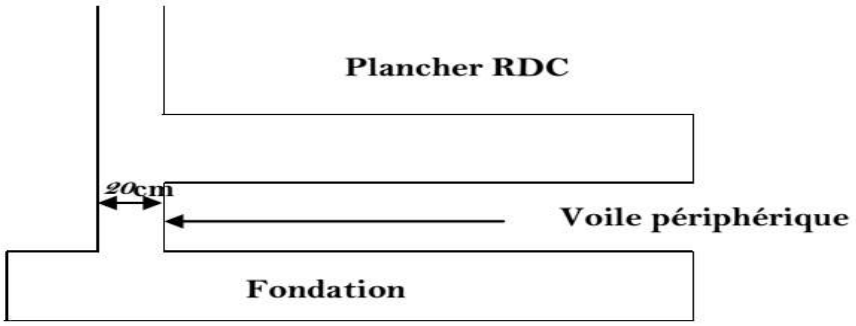


Fig. 8.9. Voile périphérique

8.3.3.Evaluation des charges :

Le voile périphérique est sollicite par la poussée des terres. Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée

Calcul de La forece de poussée :

$Fp = \frac{1}{2} \times (k_a \times \gamma \times h^2)$

K0: Coefficient de poussée

$K_a = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = 0.27$

$Fp = \frac{1}{2} \times (0.27 \times 20 \times 3^2) = 24.3$ kn/ml

ELU : $Q_U = 1.35 \times Fp \Rightarrow Qu = 1.35 \times 24.3 \Rightarrow Qu = 32.80$ KN/ml

ELS : $Q_S = Fp \Rightarrow Qs = 24.3$ KN /ml

8.3.4.Détermination des sollicitations :

$L_X = 3m$

$L_y = 4{,}60$ m

$\alpha = \frac{Lx}{Ly} \Rightarrow \alpha = \frac{3}{4{,}60} \Rightarrow \alpha = 0.65 > 0.4$

donc : La dalle travaille dans les deux sens.

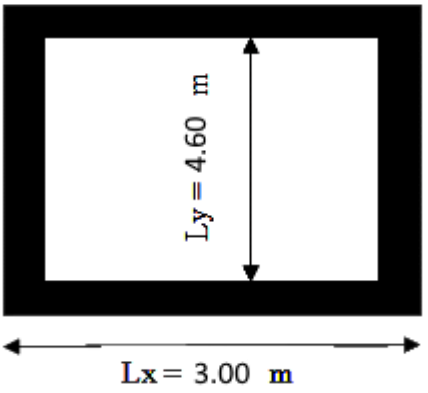


Figure 8.10. dimension de panneau

ELU :

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu x = 0.0751 \\ \mu y = 0.361 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \Rightarrow M_{ox} = 0.0751 \times 32.80 \times 3^2 = 21.89$ KN.m

$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \Rightarrow M_{oy} = 0.361 \times 21.89 = 7.90$ KN.m

moments en appuis :

M_{ax} = -0.5 M_{ox} = - 10.94 KN.m

M_{ay} =-0.5 M_{oy} = - 3.95 KN.m

moments en travee :

Mtx= 0.85 M_{ox} = 18.60 KN.m

Mty= 0.85 M_{oy} = 6.71 KN.m

8.3.5.Ferraillage du voile périphérique :

Section minimale des armatures :

selon le B.A.E.L 91:

$A_{min}= 0.23 \times 30 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 1.26$ cm²

selon le R.P.A 99 :

$A_{RPA}= 0.1\%(b \times e) \Rightarrow A_{RPA} = 0.001(100 \times 15) = 1.5$ cm²

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau 8.6. calcul de ferraillage du voile

Localisation		Moment (KN.m)	Acalculée (cm²)	AMin (cm²)	ARPA (cm²)	A adoptée (cm²)	Espacement (cm)
Sens x-x	En travée	18.60	4.12	1.26	1.5	5T12 = 5.65	20
	En appuis	-10.94	2.40			5T12 = 5.65	20
Sens y-y	En travée	6.71	1.45	1.26	1.5	5T12 = 5.65	20
	En appuis	-3.95	0.85			5T12 = 5.65	20

Vérification a L'ELS :

Vérification de contrainte

Pour le béton :

$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$ avec $\gamma = \frac{Ma\,u}{Ma\,ser}$

les vérifications sont indiquée dans le tableau suivants :

Tableau 8.7. verification des contraintes

Sens	Endroit	$\gamma = \frac{Mu}{Mser}$	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$	Comparaison
Sens x-x :	**Travée**	1.33	0.093	0.415	0.093 < 0.415
	Appui	1.33	0.053	0.415	0.053 < 0.415
Sens y-y :	**Travée**	1.36	0.031	0.43	0.031 < 0.43
	Appui	1.45	0.027	0.475	0.027 < 0.475

Pour l'acier :

aucune limitation des contraintes, lorsque les fissurations considérants comme peu préjudiciable.

Vérification d'effort tranchant :

$\alpha = 0.65 > 0.4 \Longrightarrow$ Vx = Pser $\times \frac{Lx}{2} \times \frac{1}{1+\left(\frac{\alpha}{2}\right)}$ $\Rightarrow$ Vx = 27.50 KN

Vy = Pser $\times$(Lx/3) $\Rightarrow$ Vy = 24.3

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable

T_u = max (Tx, Ty) = 27.50 KN.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ ……F.P.P

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d}$

$\overline{\tau_u} = 0.07 \frac{25}{1.5}$ = 1.16 MPA

$\tau_u = \frac{27.50 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)} = 0.20$ MPA

τ_u= 0.20 MPA < $\overline{\tau_u}$ = 1.16 MPA …….....CV

8.3.6.Schéma de ferraillage :

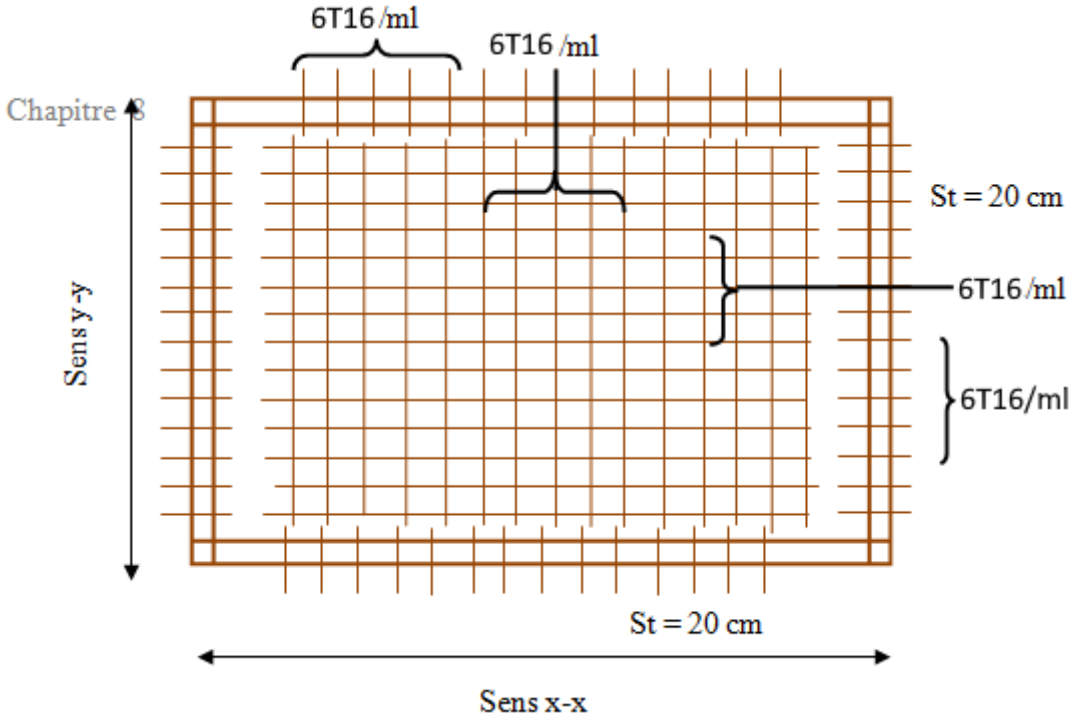


Figure 8.11. le ferraillage du voile périphérique.

Conclusion :

L'étude de l'infrastructure est une étape importante dans le calcul d'ouvrage, le choix dela fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.
Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées, cette solution aété écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarterla solution de la semelle filante. Donc nous avons opter pour le radier général.

CONCLUSION

GENERALE

Conclusion générale :

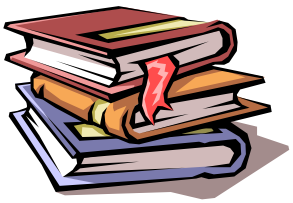
On a pu à travers ce projet de fin d'étude mettre en pratique tous ce que nous avons acquis durant notre parcours universitaire et notamment lors de ces deux années de master, ce travail a été l'occasion pour nous d'un coté de découvrir ce qui est un réel projet de construction et d'autre part voir de plus près le travail rigoureux et la responsabilité auquel un ingénieur en structure est confronté lors de l'accomplissement de ses taches.
Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui ont fait l'objet des quatre premiers chapitres, nous nous sommes intéressés au Chapitre Cinq pour tester le comportement dynamique à travers différentes caractéristiques mécaniques du béton et notamment sa résistance traduite par deux valeurs dans notre travail (20 et 40 MPA) et mettre en évidence l'influence de cette dernière sur la stabilité sismique des structures ce qui nous a permis d'opter pour la solution la plus adapté économiquement après l'interprétation des résultats qui ont montré l'efficacité des deux valeurs de résistance mise en étude lors de ce chapitre.
De plus la manipulation des différents outils informatiques utilisés durant ce projet et plus particulièrement (Robot, AutoCAD), ainsi que la réglementation en vigueur, a permis de consolider nos connaissances théorique dans le domaine du bâtiment.
La réussite d'un projet de conception et de calcul de structure en génie civil est le fruit d'une étroite collaboration entre les différents acteurs lies a un projet de construction, un constat auquel on s'est aperçu au cours de l'élaboration de ce projet.
Enfin nous espérons que ce travail nous permettra d'entamer la vie professionnelle avec plus d'ambitions et et un projet professionnel de plus en plus précis et adéquat par rapport notre personne.

REFERENSES

BIBLIOGRAPHIQUES

bibliographie

bibliographie



✓ REGLEMENTS :

- Règles Parasismiques Algériennes **RPA99 version2003.**
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA93**.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91.**
- Documents Techniques Règlementaires **B.C-2.2.**

✓ LIVRES :

- Cours de béton arme **BAEL91** modifie 99 et DTU associes (Jean Pierre Mougin).
- Règles de conception et calcul des structures en béton arme **CBA93** (Belazouggi).

✓ THESES :

- **Sellaf H et Mokhfi Dj** .Etude d'un bâtiment R+10 à usage multiple a mascara 2007
- **Chikh Hanane et al** . ;Étude d'un bâtiment R + 9 avec 2 sous-sols 2014
- **Mahdi B et Meskine K** ;Etude et calcul d'un bâtiment en béton arme RDC + 14 à usage multiple implante a saida ().2016
- **Laoufi A** Etude et calcul d'un bâtiment en béton arme à usage d'habitation (RDC + 12 étages) a SAIDA. 2020
- **Akanshu Sharma, G.R. Reddy, K.K. Vaze**. Nonlinear seismic analysis of reinforced
- concrete framed structures considering joint d istortion. BARC/2011/E/026. Government of India Atomic Energy Commission, 2011.
- **HADADOU.N.** "étude de la durabilité et la stabilité des BHP" mémoire d'ingénieur, Boumerdes 2000
- **De Larrard F., Sedran T.**, Une nouvelle approche de la formulation des Bétons. Annales du bâtiment et des travaux publics, no.6, Décembre 1999, p. 39-54.

✓ LOGICIELS :

- Logiciel d'analyse des structures **ROBOT**version 2014.
- Logiciel de ferraillage **SOCOTEC.**
- EXCEL 2010.
- WORD 2010.
- **AUTOCAD** 2014.

✓ RAPPORT

- rapport ESN°05-juin 2020 : Etude du sol N °05 en juin 2020 a laboraoite SAFAXwilaya sidi bel abbes
- rapport FBO°21- 2019 : formulation de beton ordinaire N °21 en 2091 a SAFAXwilaya sidi bel abbes

- ✓ **COURS**

📖 Cour de réalisation des chantiers Mr RABHI.
📖 Cour de recherche documentaire et conception de mémoire Mr REZGANI.
📖 Cour résistance des matériaux Mr KACI.
📖 Cour mécanique des sols Mr SEKKAL

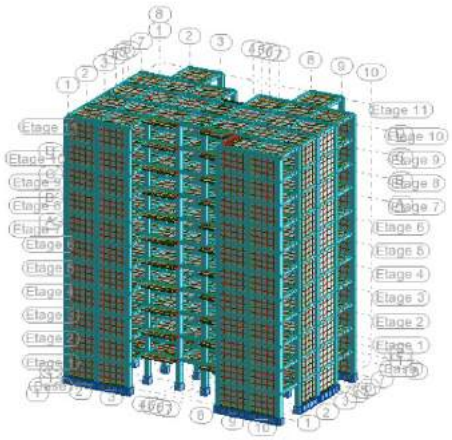
ANNEXE

NOTE DE CALCUL

Projet: projet ikhlef kebaili

Auteur:

vue de la structure



Coordonnées du centre de gravité de la structure:
X = 14.945 *(m)*
Y = 10.355 *(m)*
Z = 17.574 *(m)*
Moments d'inertie centraux de la structure:
Ix = 559991814.309 *(kg*m2)*
Iy = 789042532.784 *(kg*m2)*
Iz = 574124800.888 *(kg*m2)*
Masse = 4101132.737 *(kg)*

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:
X = 14.947 *(m)*
Y = 10.351 *(m)*
Z = 17.574 *(m)*
Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:
Ix = 836063761.738 *(kg*m2)*
Iy = 1463338276.830 *(kg*m2)*
Iz = 1524492492.363 *(kg*m2)*
Masse = 11615919.439 *(kg)*

Description de la structure

Nombre de noeuds:	12404
Nombre de barres:	1229
Eléments finis linéiques:	5795
Eléments finis surfaciques:	13387
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	73836
Cas:	20
Combinaisons:	14

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : pp
Type d'analyse: Statique linéaire

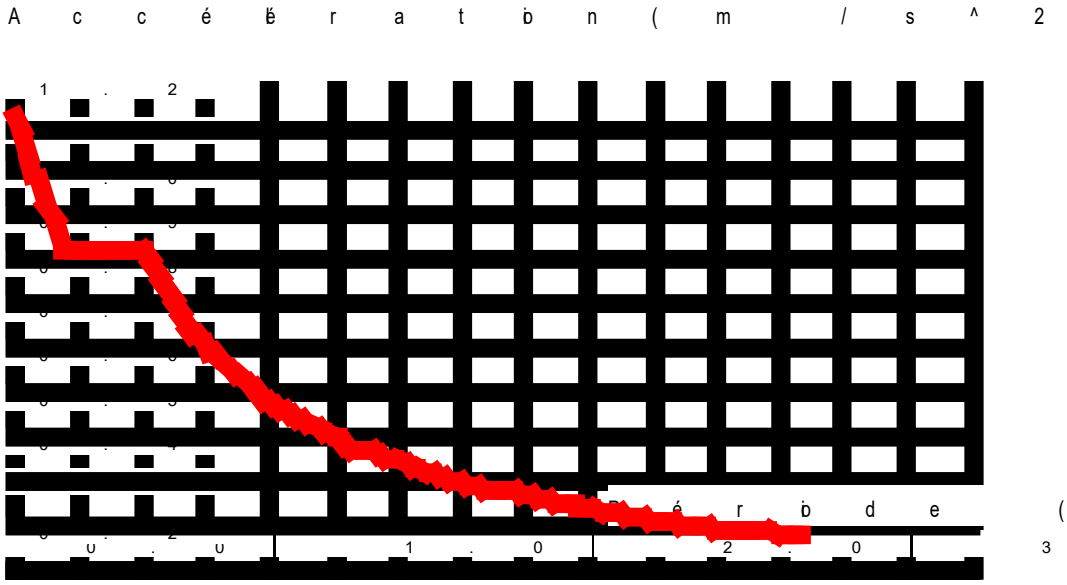
Cas 2 : g
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : p
Type d'analyse: Statique linéaire
Cas 4 : Modale
Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal
Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations
Nombre de modes : 10
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 0.000
Cas 5 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:
X = 1.000
Y = 0.000
Z = 0.000

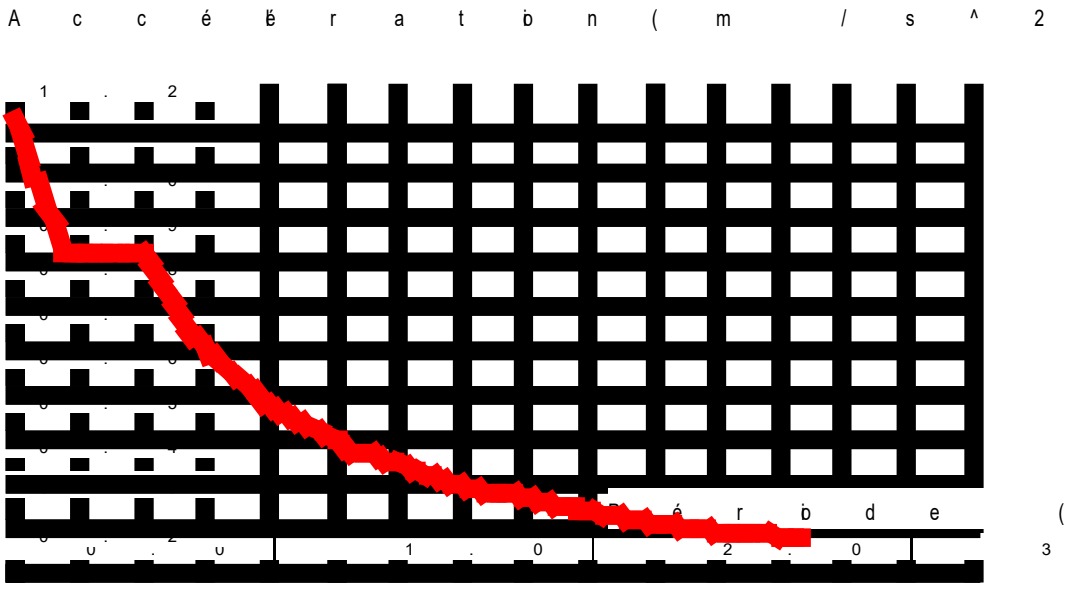


Données:
Zone : I
Usage : 2
Assise : S2
Coefficient de qualité : 1.200
Coefficient de comportement : 3.500
Amortissement : x = 7.00 %

Paramètres du spectre:
Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5}$ = 0.882
A = 0.100
T_1 = 0.150 T_2 = 0.400

Cas 6 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:
X = 0.000
Y = 1.000
Z = 0.000



Données:

Zone	:	I
Usage	:	2
Assise	:	S2
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	3.500
Amortissement	:	x = 7.00 %

Paramètres du spectre:
Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5}$ = 0.882
A = 0.100
T_1 = 0.150 T_2 = 0.400
Cas 7 : ELS
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : ELU
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : 0.8G+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : 0.G-EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : 0.8G+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : 0.8G-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : G+P+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire
Cas 14 : G+P-EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : G+P+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire
Cas 16 : G+P-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire
Cas 17 : G+P+1.2EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

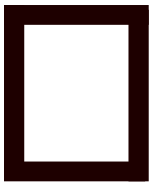
Cas 18 : G+P-1.2EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire
Cas 19 : G+P+1.2EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : G+P-1.2EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

propriétés des profilés

Caractéristiques de la section:

poutre 30*40

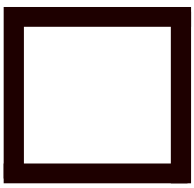


HY=30,0, HZ=40,0 [cm]
AX=1200,000 [cm2]
IX=194898,778, IY=160000,000, IZ=90000,000 [cm4]
Matériau=BETON20

chainage 30*40

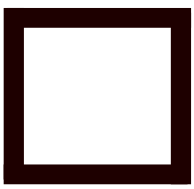
HY=30,0, HZ=40,0 [cm]
AX=1200,000 [cm2]
IX=194898,778, IY=160000,000, IZ=90000,000 [cm4]
Matériau=BETON20

poteau 60*60



HY=60,0, HZ=60,0 [cm]
AX=3600,000 [cm2]
IX=1821956,817, IY=1080000,000, IZ=1080000,000 [cm4]
Matériau=BETON20

poteau 45*45

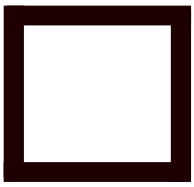


HY=45,0, HZ=45,0 [cm]
AX=2025,000 [cm2]
IX=576478,524, IY=341718,750, IZ=341718,750 [cm4]
Matériau=BETON20

poteau 50*50

HY=50,0, HZ=50,0 [cm]
AX=2500,000 [cm2]
IX=878644,298, IY=520833,333, IZ=520833,333 [cm4]
Matériau=BETON20

poteau 55*55



HY=55,0, HZ=55,0 [cm]
AX=3025,000 [cm2]
IX=1286423,117, IY=762552,083, IZ=762552,083 [cm4]
Matériau=BETON20

Réactions: Extrêmes globaux

Repère global - Cas: 1A3 5A20

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	309,19	403,30	3892,19	151,29	109,43	15,91
Noeud	83	64	64	72	84	2151
Cas	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	8 (C)
Mode						
MIN	-310,68	-403,25	-3038,12	-151,54	-110,40	-15,29
Noeud	90	82	73	65	89	7793
Cas	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
Mode						

Déplacements: Extrêmes globaux

- Cas: 1A3 5A20

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	5,5	7,0	1,0	0,004	0,004	0,001
Noeud	6687	7049	16359	7039	17034	17804
Cas	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	8 (C)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-5,6	-7,0	-1,1	-0,004	-0,004	-0,001
Noeud	6765	7049	16359	15071	17165	17804
Cas	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)
Mode						

Efforts: Extrêmes globaux

- Cas: 1A3 5A20

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]

MAX	3314,66	219,78	169,98	32,31	137,38	179,19
Barre	104	98	123	38	116	98
Noeud	70	64	90	39	83	64
Cas	8 (C)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	8 (C)	18 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-2546,02	-218,40	-169,13	-33,21	-138,05	-177,67
Barre	107	115	116	40	123	115
Noeud	73	82	83	40	90	82
Cas	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	8 (C)	17 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
Mode						

Contraintes: Extrêmes globaux

- Cas: 1A3 5A20

	S max [MPa]	**S min [MPa]**	**S max(My) [MPa]**	**S max(Mz) [MPa]**	**S min(My) [MPa]**	**S min(Mz) [MPa]**	**Fx/Ax [MPa]**
MAX	16,03	9,15	16,02	4,98	-0,00	-0,00	9,21
Barre	1266	104	1266	98	1015	689	104
Noeud	468	70	468	64	334	306	70
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	1	8 (C)
Mode							
MIN	-5,53	-16,28	0,00	0,00	-16,02	-4,98	-7,07
Barre	98	1266	1015	689	1266	98	107
Noeud	14	468	334	306	468	64	73
Cas	20 (C) (CQC)	8 (C)	17 (C) (CQC)	1	8 (C)	19 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
Mode							

ANNEXE 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = Lx / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

	u/lx / v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	**0.0**	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M_2	**0.0**	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

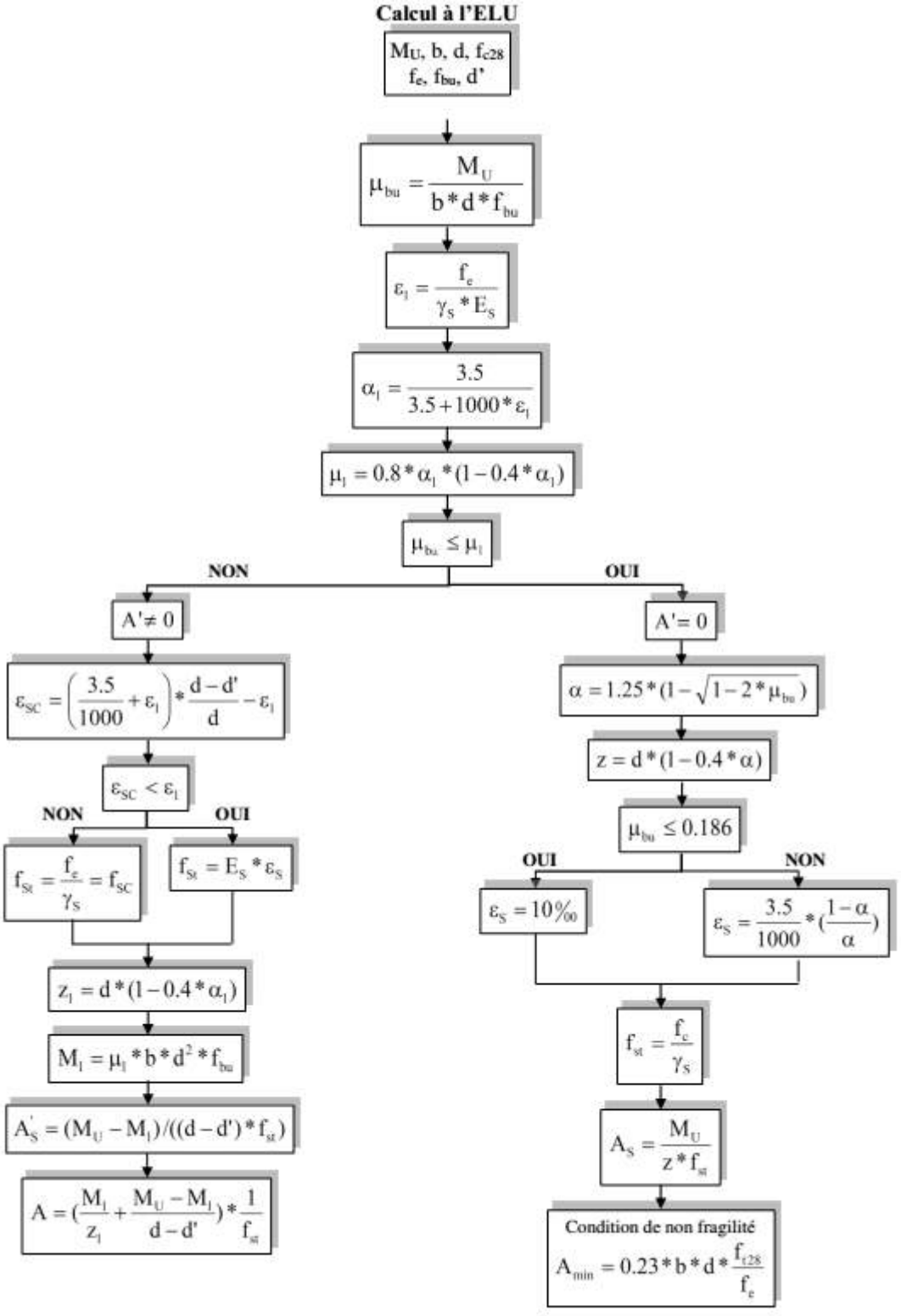
Annexe 3

Tableau des Armatures
(en cm2)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

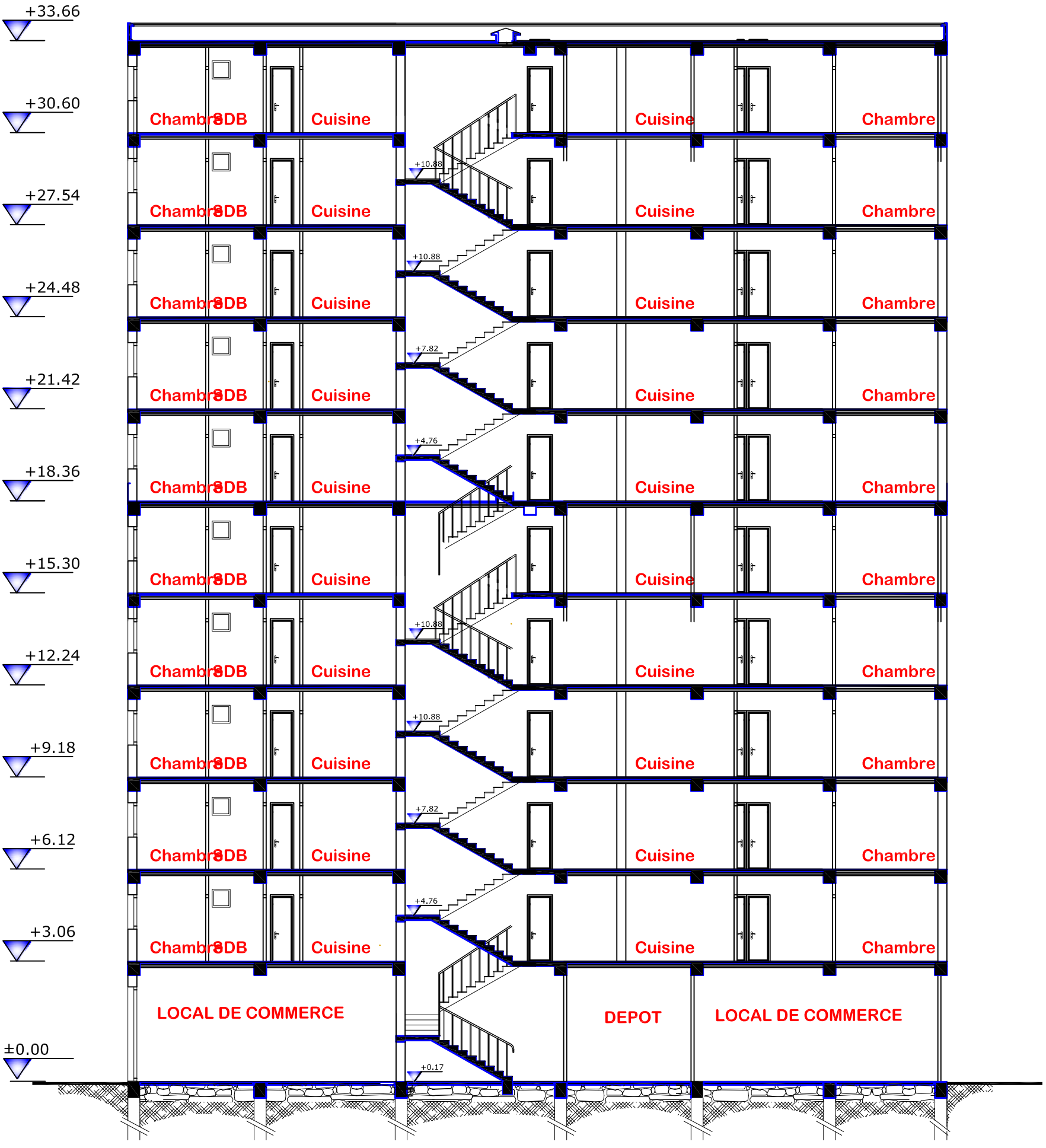
Annexe 4

Flexion simple : Section rectangulaire



LES PLANS

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

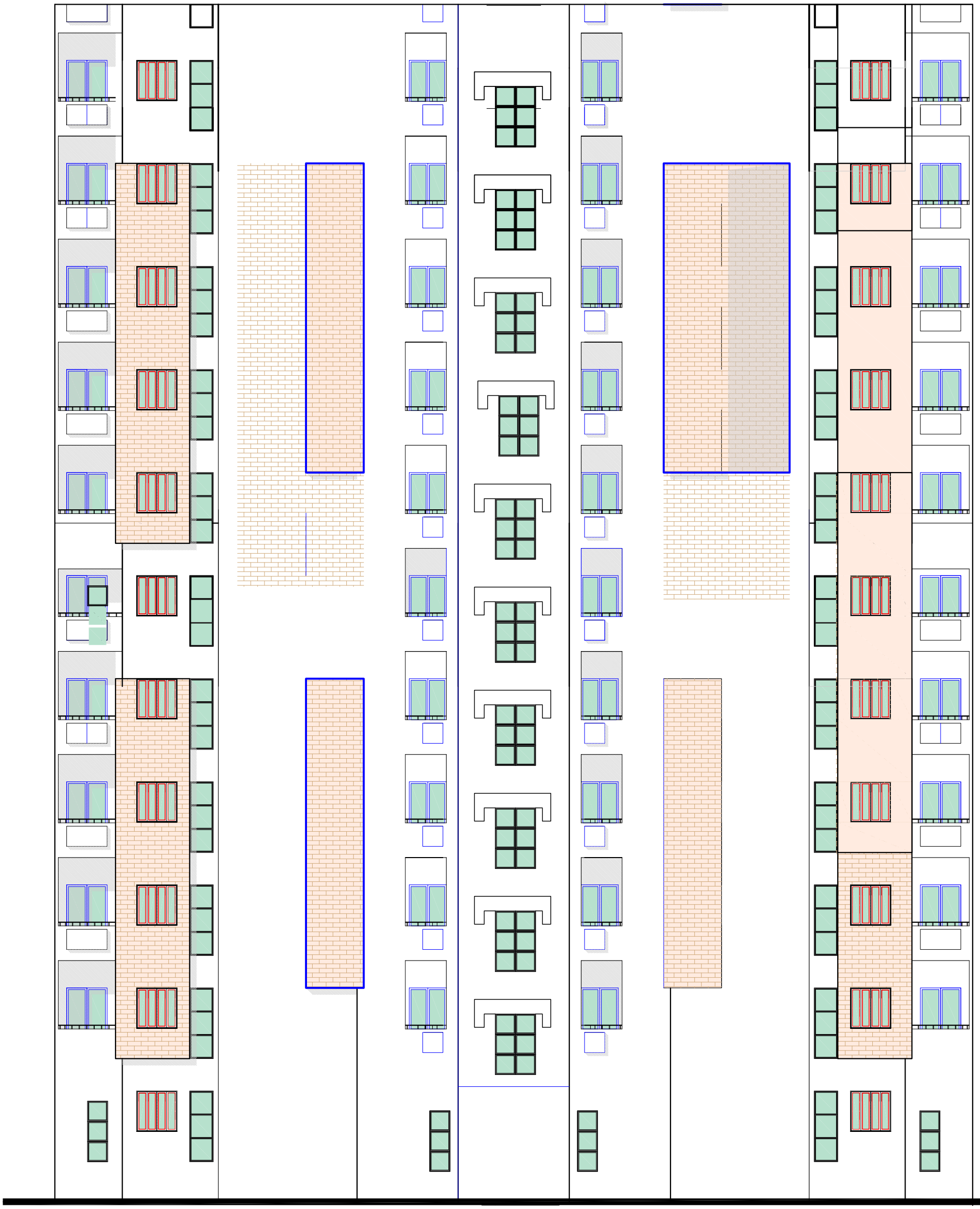


COUPE A-A

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FACADE POSTERIEUR DU BLOC -B-

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FACADE PRINCIPALE DU BLOC -B-

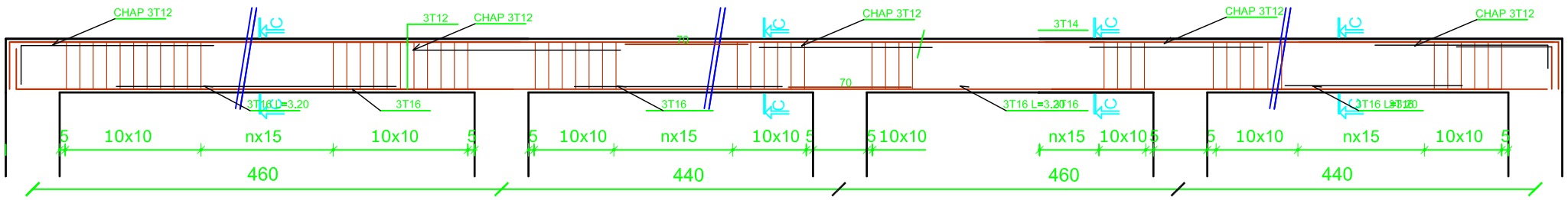
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

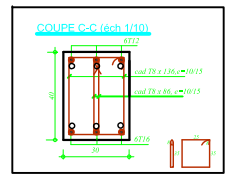
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES

POUTRE Axe A H (éch: 1/25)

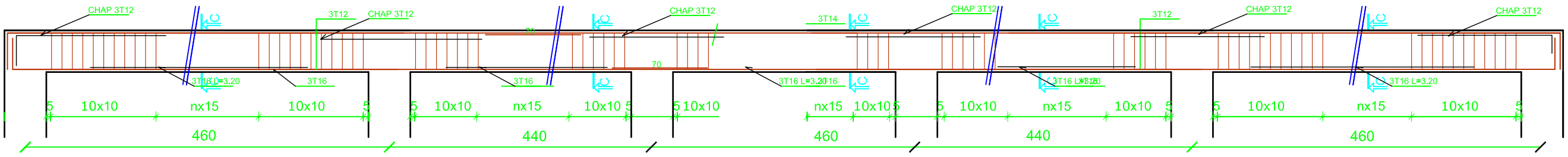
niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m 21.42 m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m





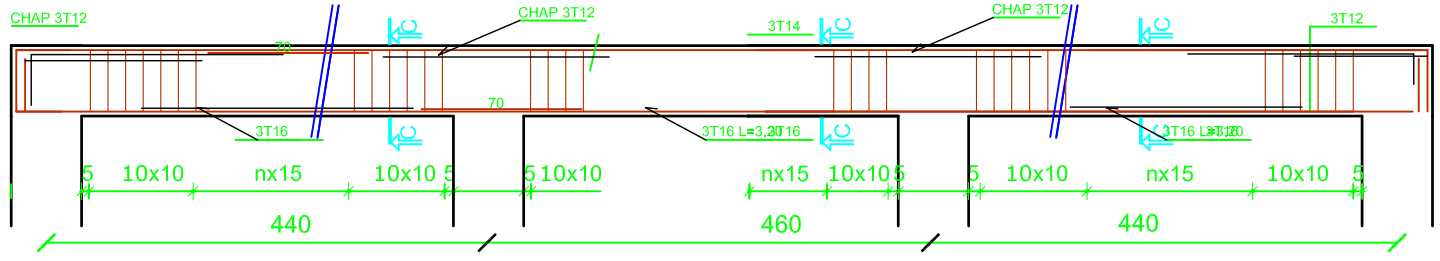
POUTRE Axe B C F G (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m 21.42 m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m



POUTRE Axe D E (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m 21.42 m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m

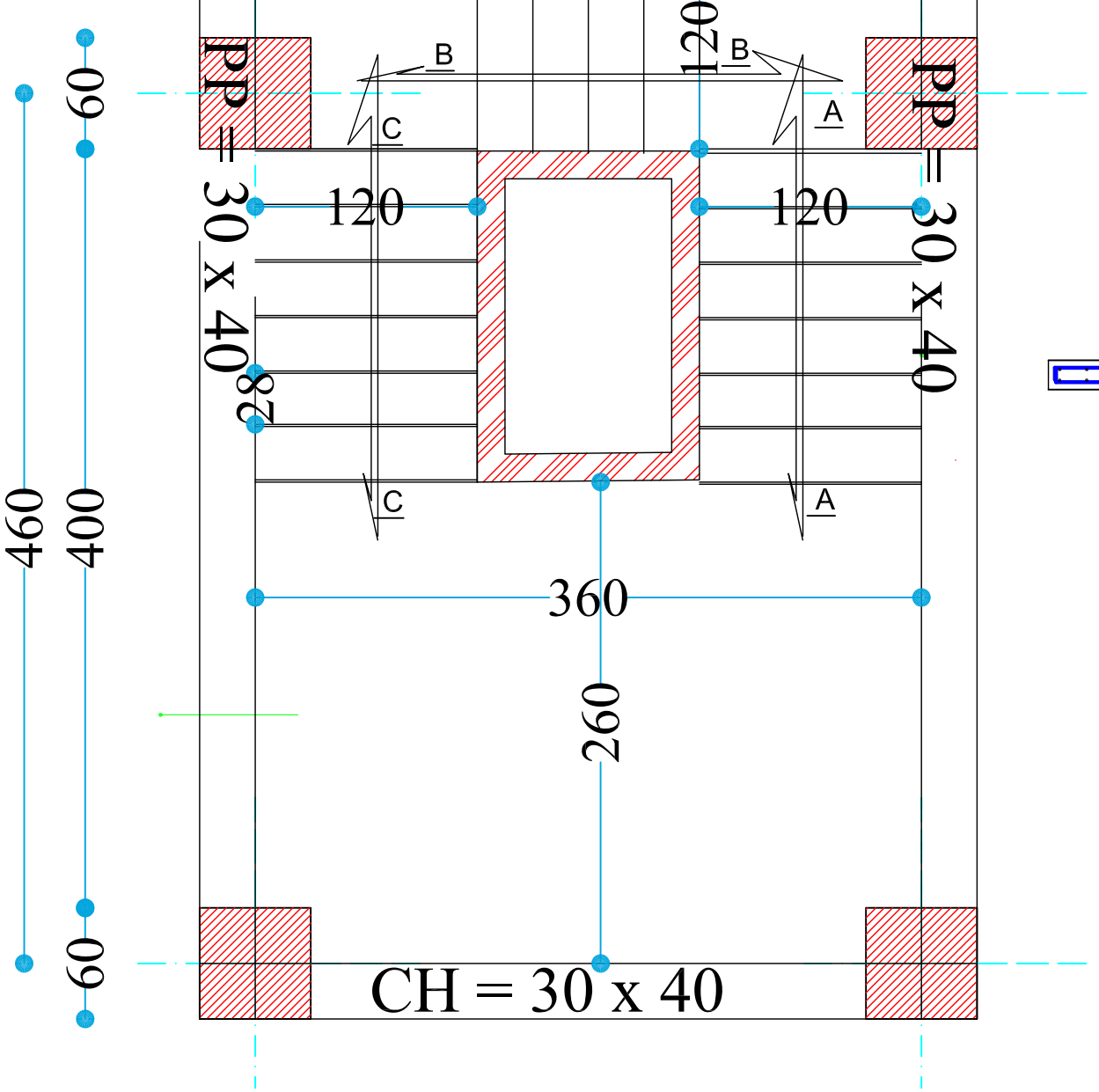


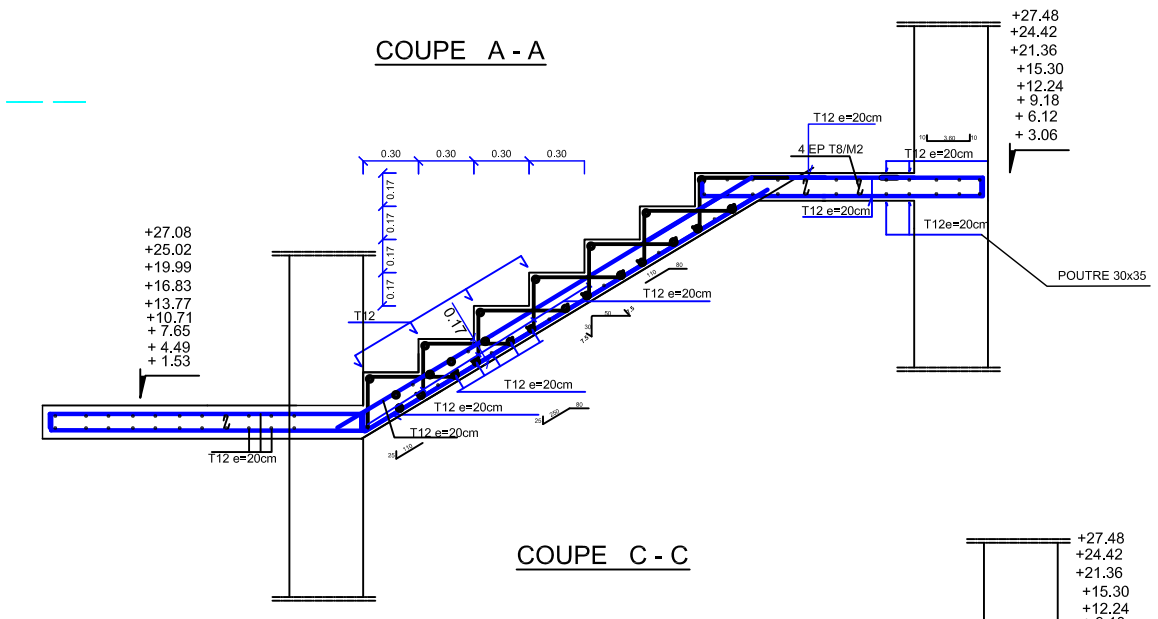
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

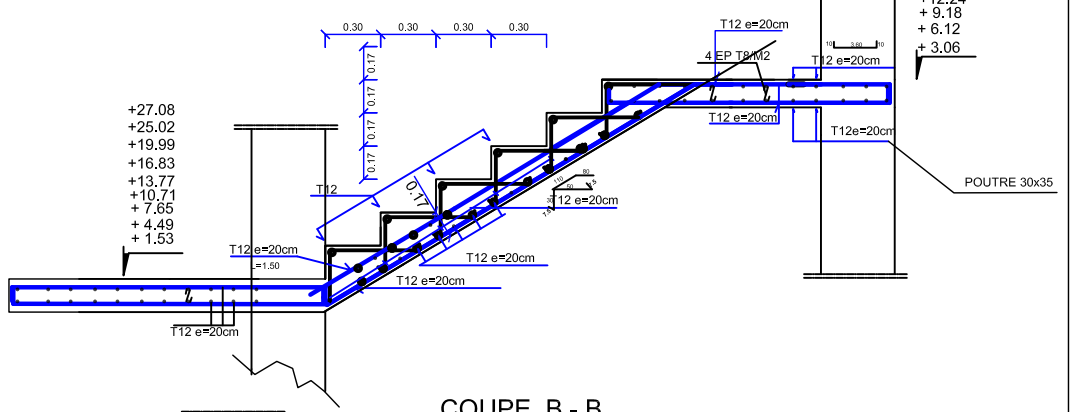
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

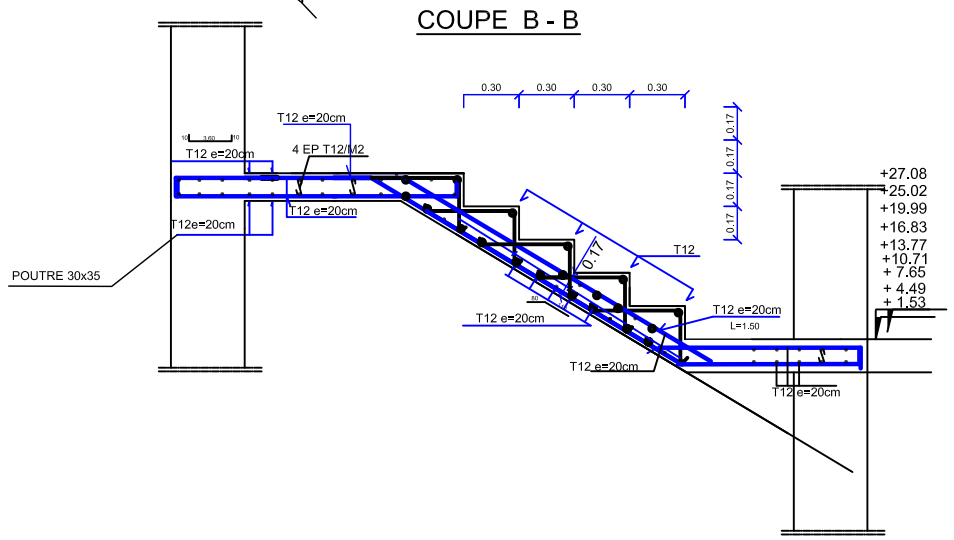
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN DE FERRAILLAGE D'ESCALIER









REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

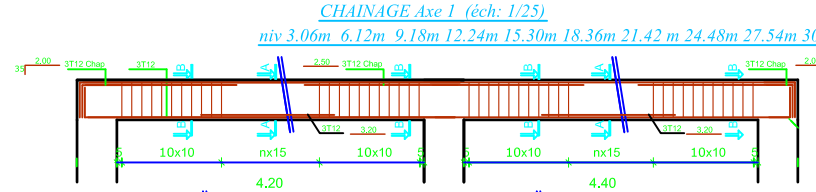
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

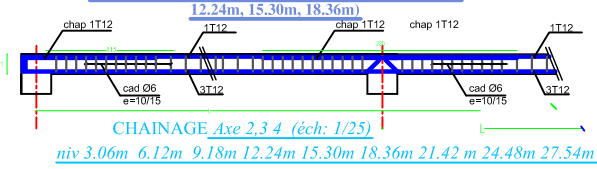
PLAN DE FERRAILLAGE DES CHAINAGES

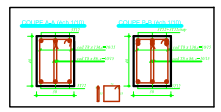
CHAINAGE Axe 1 (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m 21.42 m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m



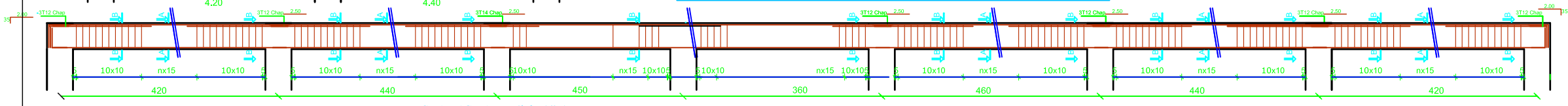
POUTRELLES TYPE: (NIV:+3.06m ,+6.12m ,9.18m , 12.24m, 15.30m, 18.36m)





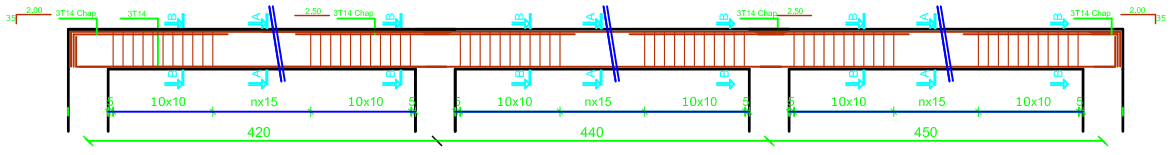
CHAINAGE *Axe 2,3 4 (éch: 1/25)*

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m 21.42 m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m



CHAINAGE Axe 5 (éch: 1/25)

niv 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m 21.42 m 24.48m 27.54m 30.60m 33.66m



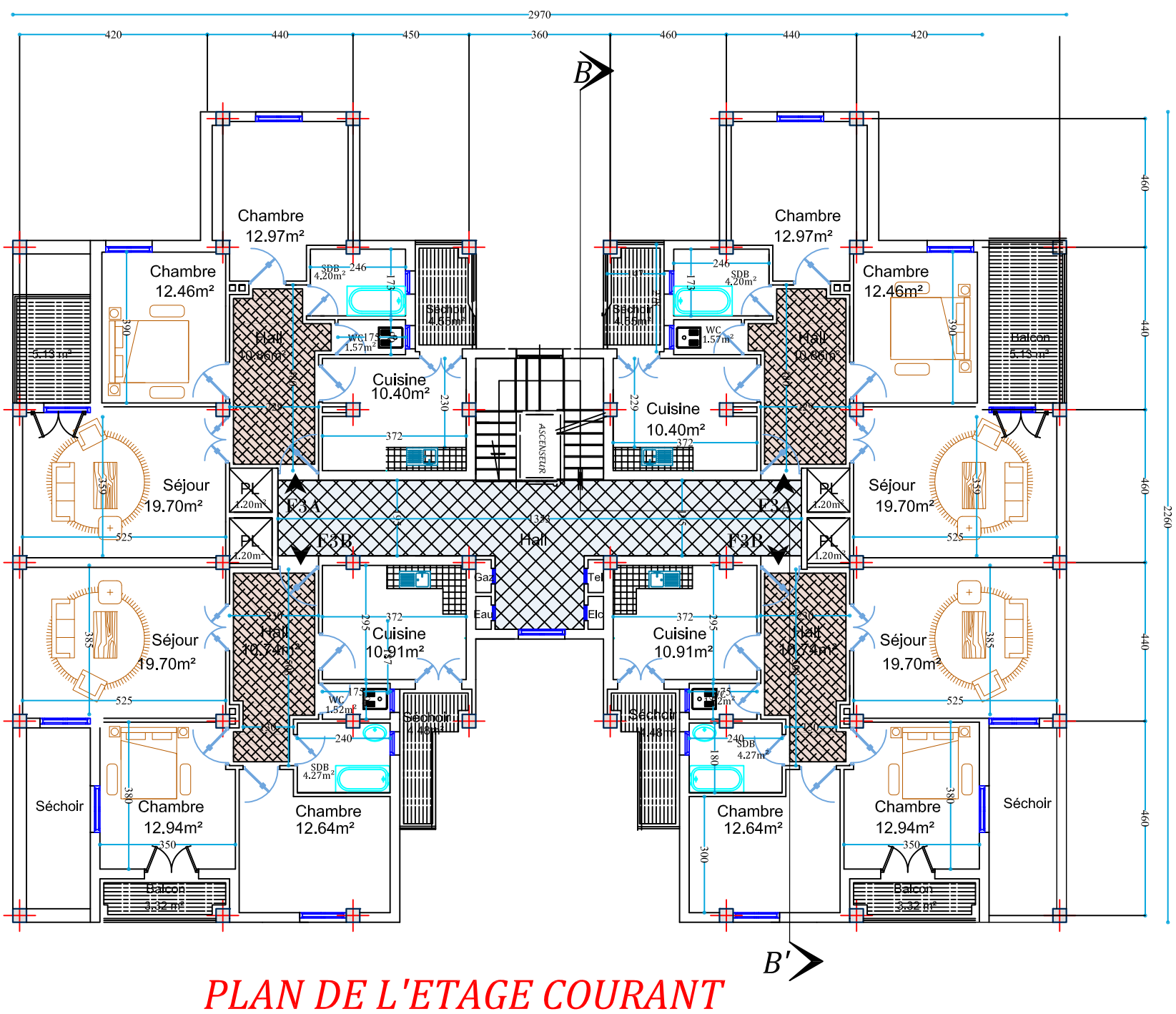
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

250 LOGEMENTS LPA PROGRAMME 2010 A WILAYA DE SAIDA

BLOC -B- R+10 / 04 LOGTS/PALIER



PLAN DE L'ETAGE COURANT

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

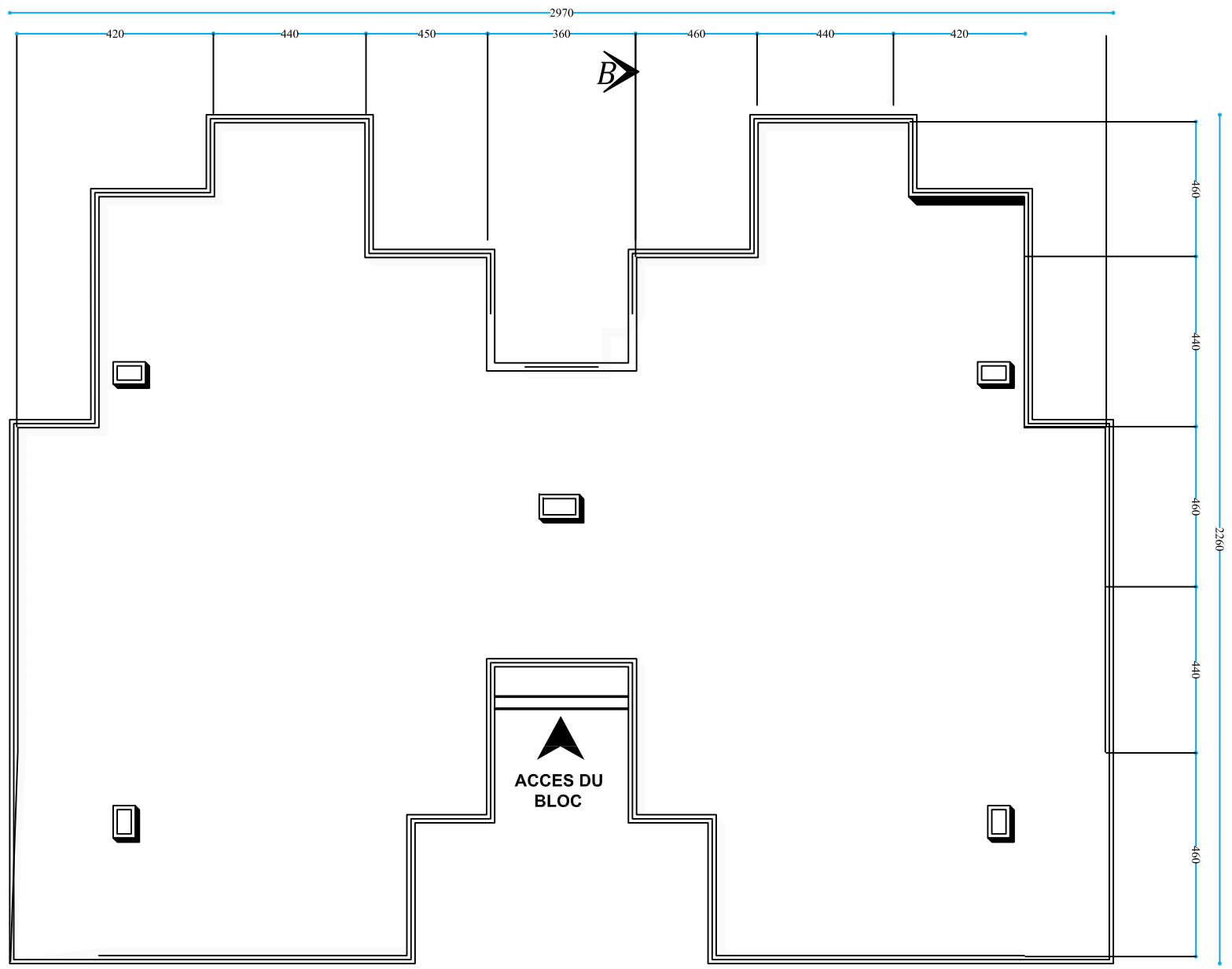
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

250 LOGEMENTS LPA PROGRAMME 2010 A WILAYA DE SAIDA

BLOC -B- R+10 / 04 LOGTS/PALIER



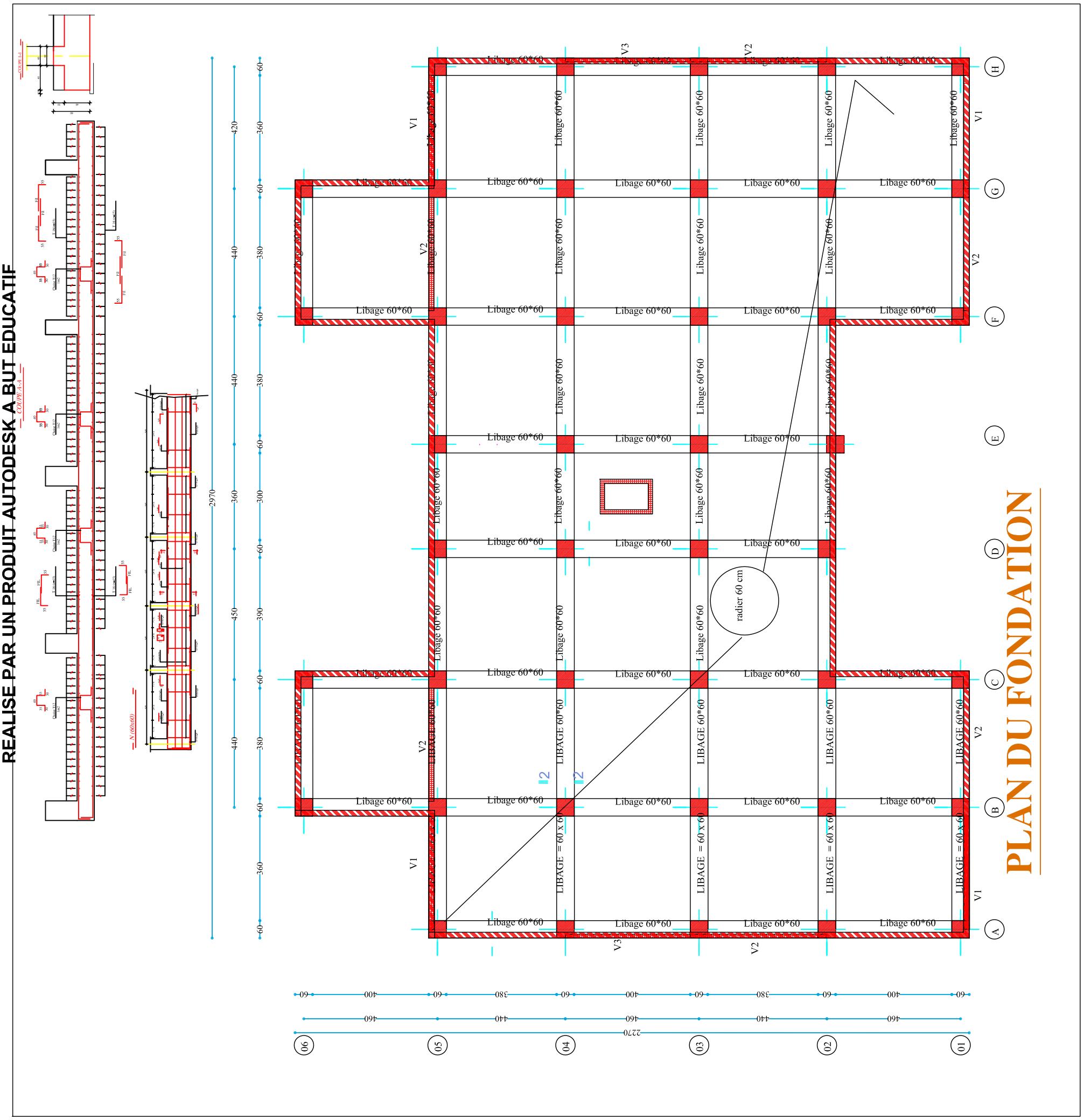
PLAN DE TERRASSE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

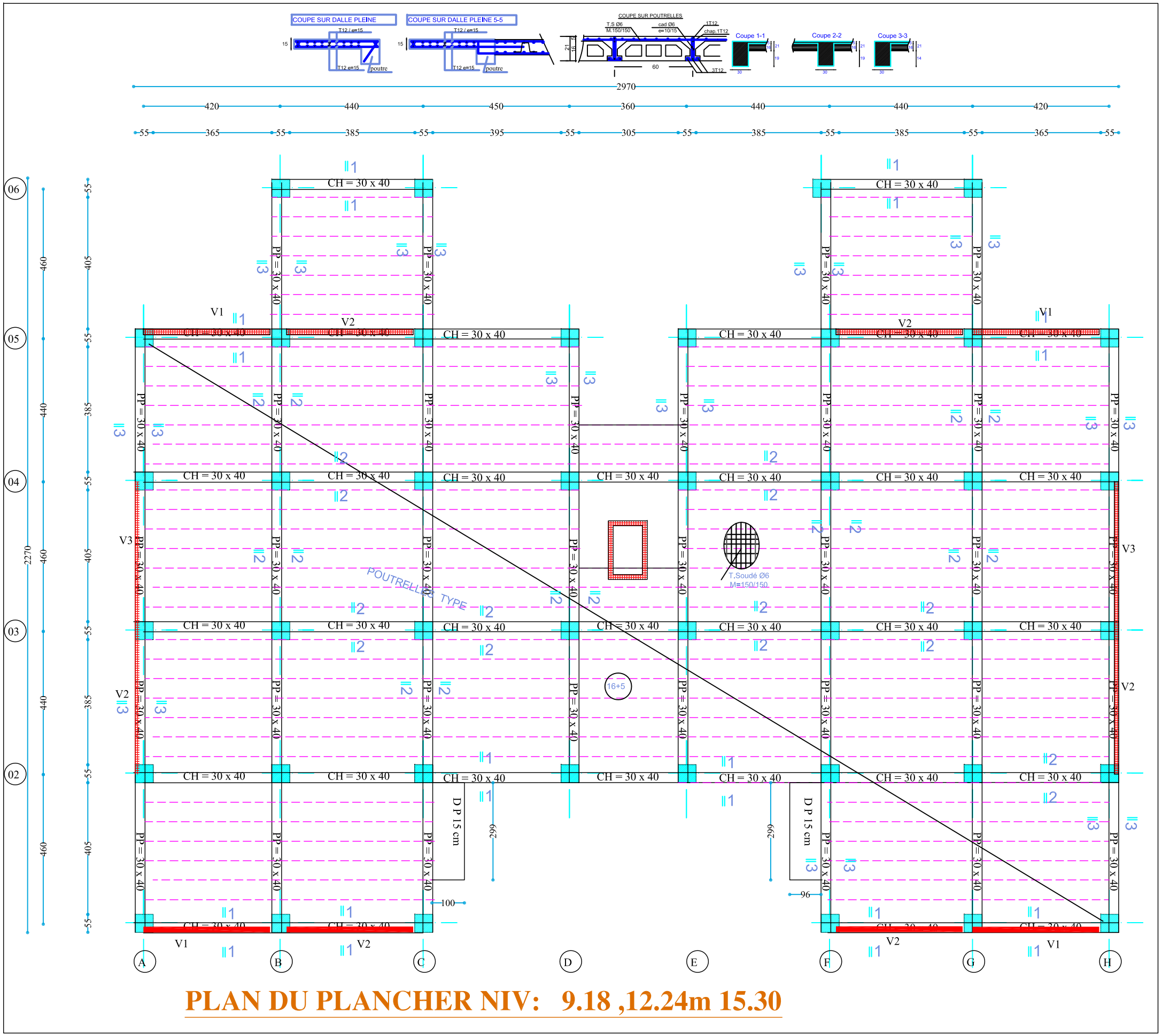
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

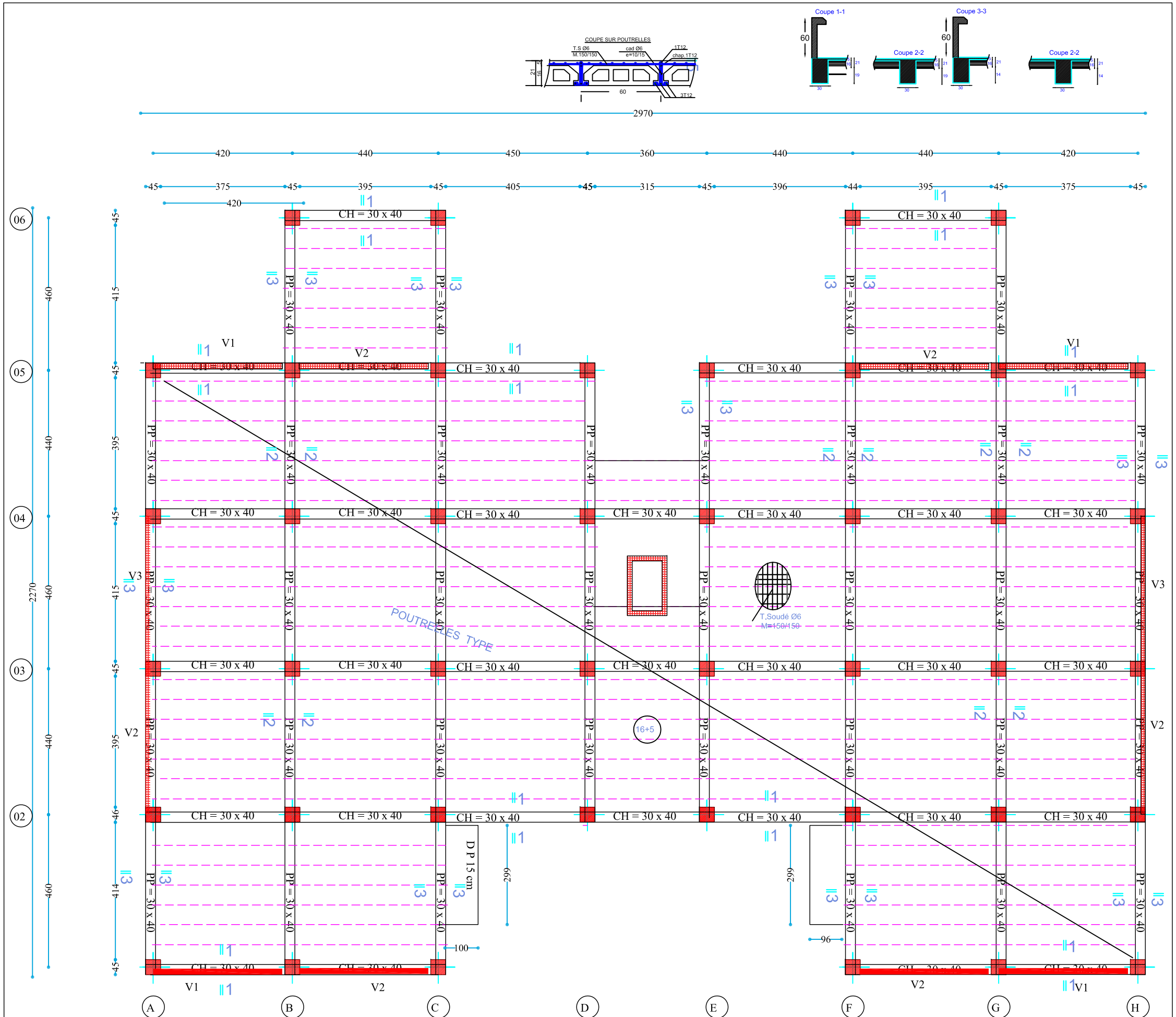


PLAN DU PLANCHER NIV: 9.18 ,12.24m 15.30

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



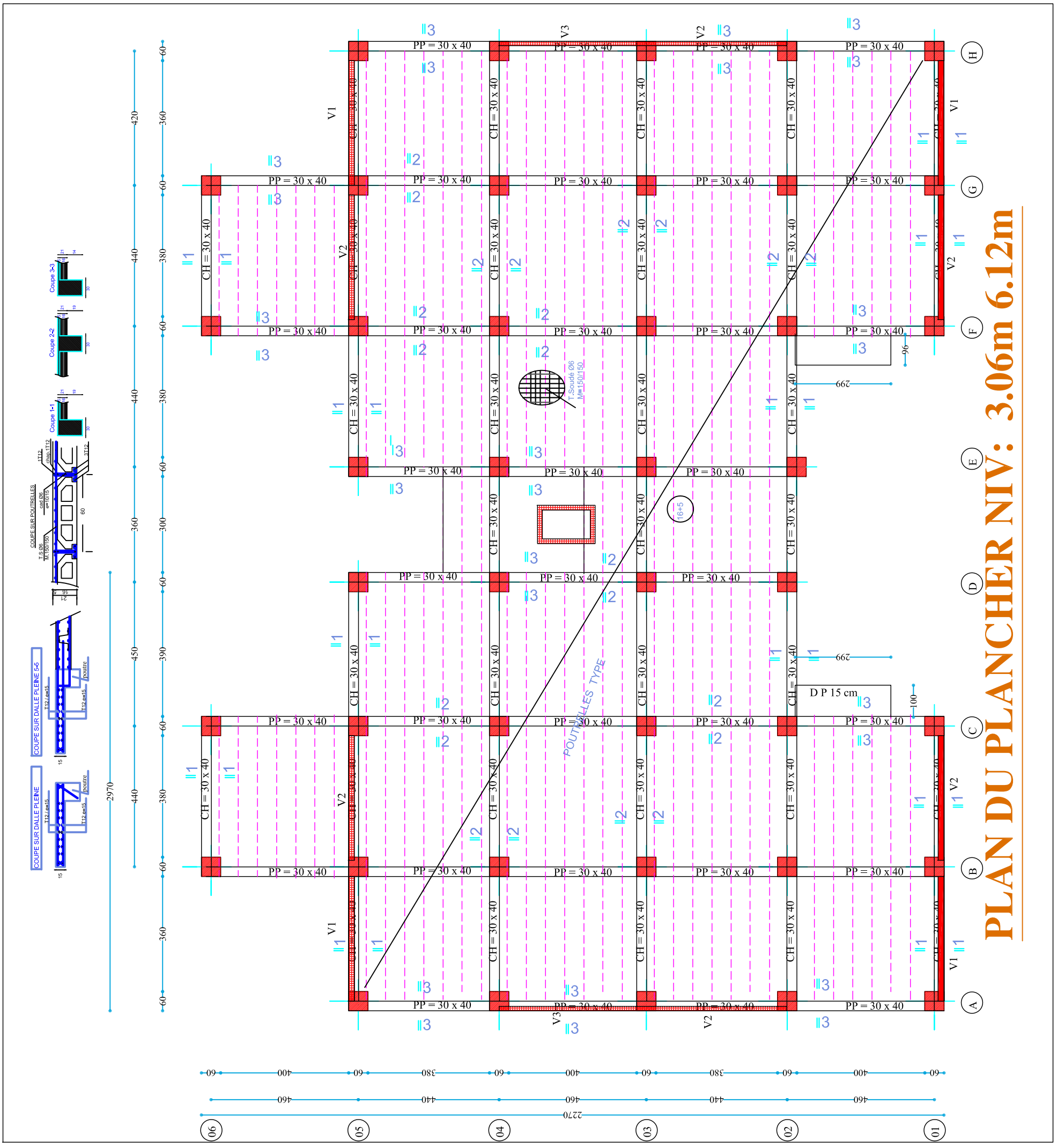
PLAN DU PLANCHER NIV: 27.54m et 33.66

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

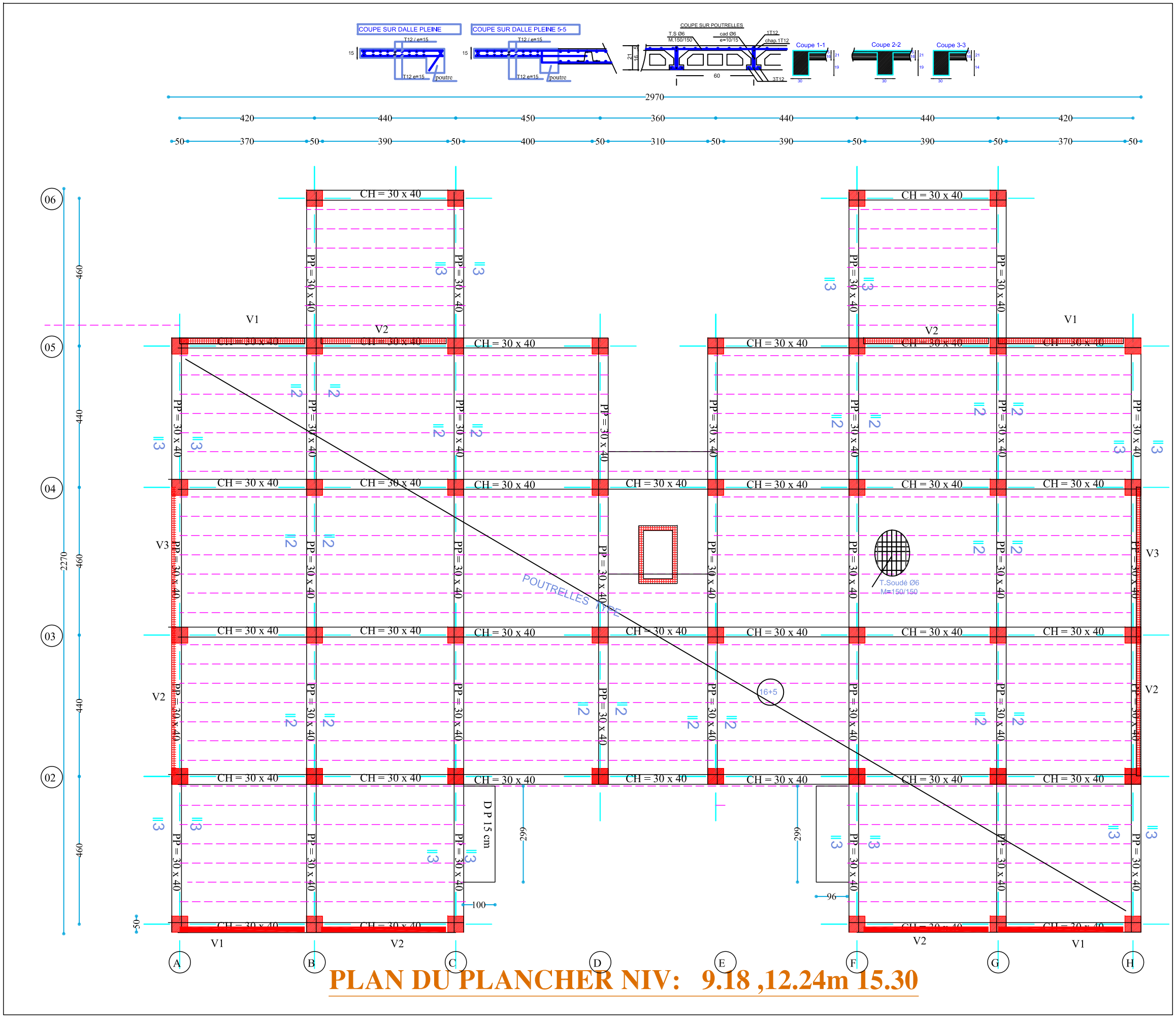
PLAN DU PLANCHER NIV: 3.06m 6.12m



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN DU PLANCHER NIV: 9.18 ,12.24m 15.30

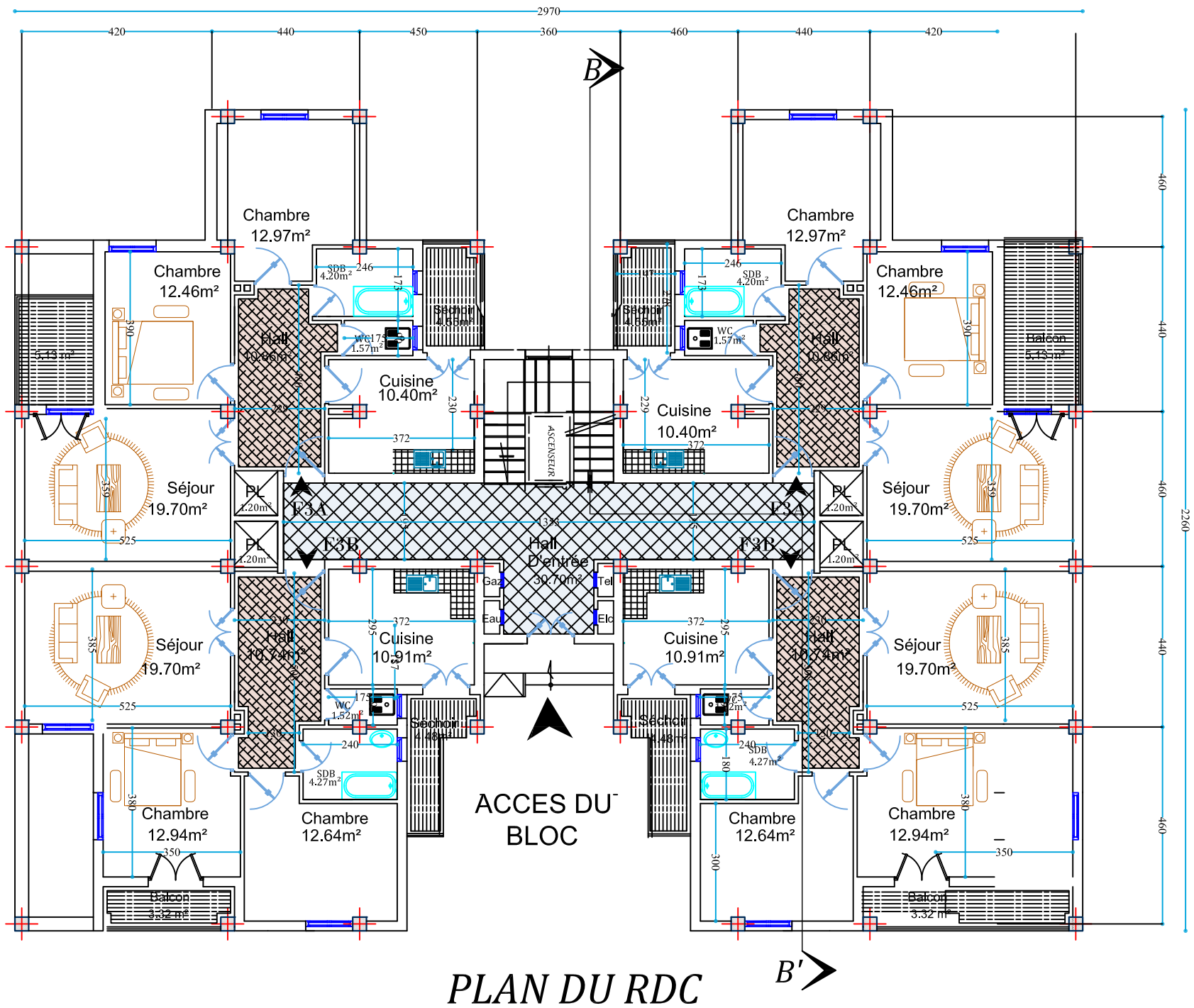
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

250 LOGEMENTS LPA PROGRAMME 2010 A WILAYA DE SAIDA

BLOC -B- R+10 / 04 LOGTS/PALIER



PLAN DU RDC

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN DE FERRAILLAGE POTEAUX VOILES

COUPE SUR POTEAU P1 COUPE A-A

COUPE SUR POTEAU P1 COUPE B-B

COUPE SUR POTEAU P1 COUPE C-C

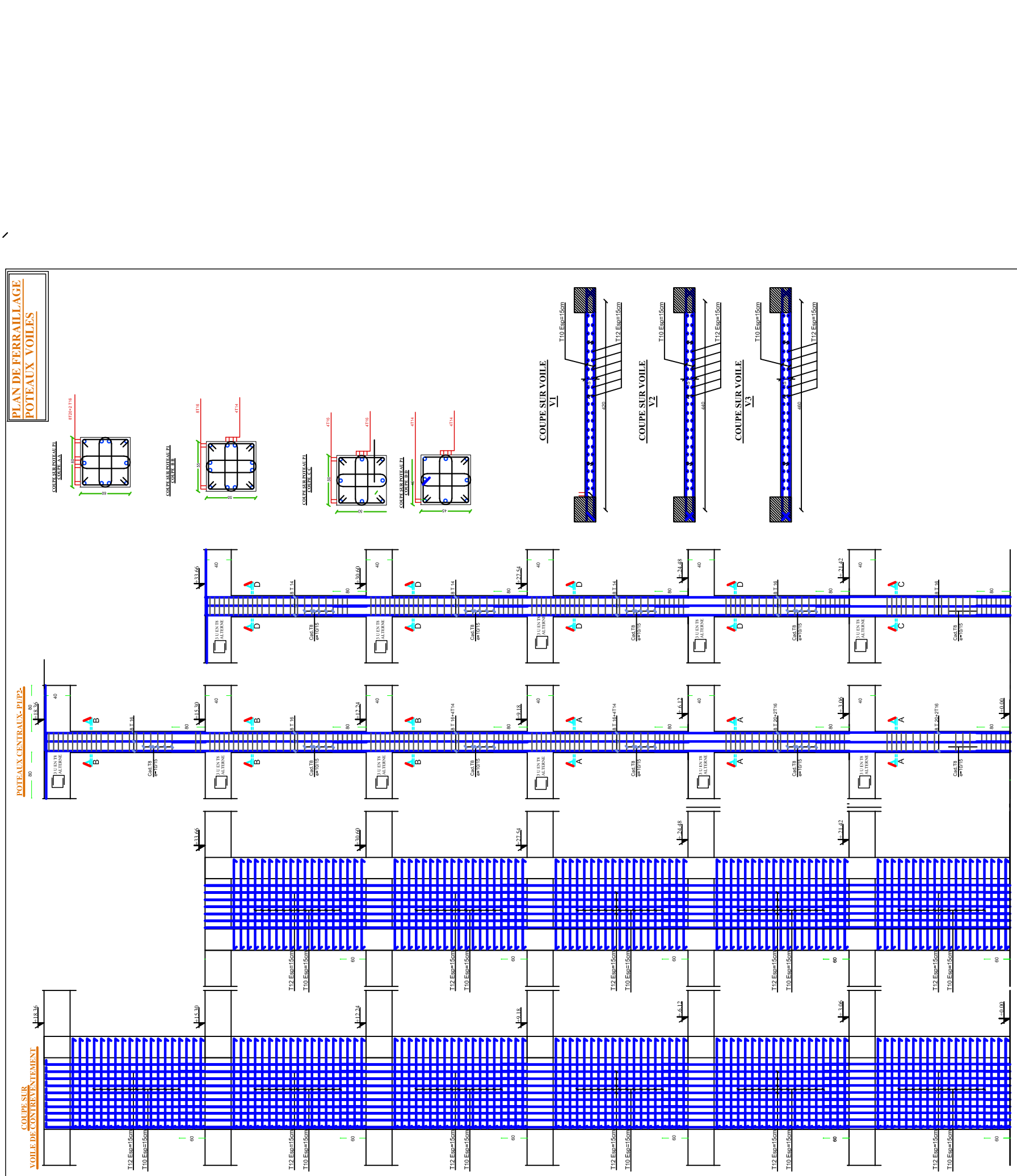
COUPE SUR POTEAU P1 COUPE D-D

COUPE SUR VOILE V1

COUPE SUR VOILE V2

COUPE SUR VOILE V3

POTEAUX CENTRAUX- P1/P2-



COUPE SUR VOILE DE CONTREVENTEMENT

PLAN DE FERRAILLAGE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF