

République Algérienne Démocratique et Populaire
Université Abou Bakr Belkaid– Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option: Ingénierie des Structures

Thème

**Etude technico économique d'un bâtiment
en béton armé
(2 SS + RDC + 7 étages)**

Réalisé par :

- Azzouni mohammed abdessamad.
- Boukli hacene ahmed.

Présenté le 24 MAI 2016 devant le jury composé de :

- | | |
|---------------------|----------------|
| - Mr. cherif.H | (président) |
| - Mr.Taleb. O | (Examineur) |
| - Melle.Medjahed .A | (Examinatrice) |
| - Mr.Houti .F.B | (Encadreur) |
| - Mr.Zendagui .D | (Encadreur) |

Année universitaire : 2015-2016

Remerciements

Avant tout, nous remercions le bon DIEU de nous avoir aidés à accomplir ce modeste travail.

Nous voudrions témoigner notre reconnaissance sincère à nos encadreurs Mr.Farid.Brahim-Houti Et Mr Djawed- zendagui pour leur conseils et leur encouragements tout au long de ce projet.

Nous remercions le président ainsi que l'ensemble des examinateurs pour avoir accepté d'examiner ce travail et pour leurs participations au jury.

Enfin, nous ne saurons terminer ces remerciements sans y associer toute personne qui, de près ou de loin, m'apporté son aide ou sa sympathie.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage multiple constitué de 2 sous sol + rez-de-chaussée + 7étage, implanté dans la wilaya de Oran (bir el jir).

Cette étude se compose de cinq parties.

-la première partie c'est la description général du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

-La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, l'acrotère, et l'ascenseur).

-L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par

SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La quatrième partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

-la dernière partie concerne l'étude économique

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, SAP2000, RPA 99/2003, BAEL91.

Summary

This project presents a detailed study of a regular shape building multi-purpose consists of 2 basement + ground floor + 7 floors, located in the wilaya of Oran (bir el jir).

This study consists of five parts.

-The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural appearance of building elements, then the pre-design of the structure and finally the descent of the load

. - The second part was devoted to the secondary elements (stairs, beams, parapet and elevator).

- The dynamic study of the structure was initiated in the third part by SAP2000 program to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operating and seismic loading).

-The fourth part includes different resistant reinforcement structure (foundation, columns, and beams) elements.

-The last part concerns the economic study

This study, taking into account the recommendations of BAEL91 amended 99 and seismic regulations Algerian RPA 99/2003.

Keywords: building, concrete, SAP2000, RPA 99/2003, BAEL91.

ملخص

يمثل هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى مستوي الشكل يتكون من طابقين أرضيين + 7 طوابق و يقع في ولاية وهران (بئر الجير).

تتكون هذه الدراسة من خمسة أجزاء :

- المحور الأول: تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصر مكون لها

- المحور الثاني: دراسة الأجزاء الثانوية من البناية(المدارج و البلاطات المفرغة و الحاجز والمصعد)

-المحور الثالث :الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامجSAP2000 الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الإعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل

- المحور الرابع يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، العارضات والأساسات) اعتمادا على BAEL91 المعدل في 1999 و RPA99 نسخة 2003

-اما المحور الاخير يتعلق بالدراسة التقنية لتسيير المشروع

الكلمات المفتاحية: عمارة, خرسانة,BAEL91,RPA 99/2003,SAP2000,

SOMMAIRE

1. CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET :	1
1-1.HISTORIQUE :	1
1-2.INTRODUCTION:	1
1-3.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	2
1-4.DESCRPTION GEOMETRIQUE :	2
1-5.CONCEPTION DE L'OUVRAGE :	2
1-5.1.Ossature :	2
1-5.2.Plancher :	3
1-5.2.1. Plancher corps creux :	3
1-5.3.Escaliers :	3
1-5.4.Revêtement:	3
1-5.5.La maçonnerie:	3
1-5.6.Les fondations:	3
1-6.CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :	3
1-6.1.Béton:	3
1-6.1.1. Résistance caractéristique à la compression:	3
1-6.1.2. Résistance caractéristique à la traction:	4
1-6.1.3. Les états limites:	4
1-6.1.4. Coefficient de poisson:	6
1-6.1.5. Module de déformation longitudinale:	6
1-6.2.Acier:	7
1-6.2.1.Contrainte de calcul:	7
1-6.2.2.Contrainte ultime de cisaillement:	8
1-6.2.3. les sollicitations de calcul vis-à-vis les états limites :	8
2. CHAPITRE 2 : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES :	9
2-1.EPAISSEUR DU PLANCHER :	9
2-1.1.Type 1 (bloc A&B) :	9
2-1.2.Type 2 (bloc C) :	9
2-2.DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES DTR (B.C2-2) :	10
2-2.1.Charges permanentes :	10
2-1.1.1.Plancher « terrasse accessible » :	10
2-1.1.2.Plancher « SS, RDC, étage courant » :	11
2-1.1.3.Maçonnerie :	12
2-1.1.4.Acrotère :	13
2-2.2.Surcharges d'exploitations :	14
2-3.PRE-DIMENSIONNEMENT :	14
2-3.1.Poutre :	14
2-3.1.1.Poutres principales « bloc A&B »:	15
2-3.1.2.Poutres secondaires « bloc A&B »:	15
2-3.2.Pré-dimensionnement poteaux :	15

2-3.2.1.Poteaux du sous sol 2 « bloc A&B »:	15
2-3.2.2.Vérification des conditions du RPA 99 version 2003 :	16
2-4.PRE- DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES :	17
2-4.1.Type 1 « bloc A&B » :	17
2-4.2.Type2 « bloc C » :	17
2-6.PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES :	18
3. CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	20
3-1.ACROTERE:	20
3-1.1.Introduction :	20
3-1.2.Evaluation des charges :	20
3-1.3.Calcul des sollicitations :	20
3-1.4.Détermination des ferrailages :	21
3-1.5.Vérification du ferrailage:	21
3-2.ETUDE DES ESCALIERS :	22
3-2.1.Définition :	22
3-2.2.Terminologie :	22
3-2.3.Pré-dimensionnement :	23
3-2.4.Détermination des charges et surcharges :	25
3-2.4.1.Charge permanente G :	25
3-2.4.2. Charge d'exploitation Q :	26
3-2.4.3.Combinaison d'action :	26
3-2.5.Diagrammes des sollicitations :	27
3-2.6.Détermination du ferrailage (volée 1&3):	28
3-2.6.1.ELU :	28
3-2.6.2. ELS	29
3-2.6.3 Vérification au cisaillement :	29
3-2.6.4 Vérification de la flèche :	29
3-2.7 Détermination du ferrailage (Volée 2) :	30
3-2.7.1 ELU :	30
3-2.7.2 ELS	31
3-2.7.3 Vérification au cisaillement :	31
3-2.7.4 Vérification de la flèche :	31
3-2.8 Récapitulation du calcul de ferrailage :	32
3-3 ETUDE DE LA POUTRE BRISEE :	32
3-3.1 Pré-dimensionnement :	32
3-3.2 Descente des charges :	33
3-3.3 Calcul du ferrailage :	33
3-3.4 Vérification au cisaillement :	34
3-3.5 Calcul des armatures transversales :	35
3-3.6 Calcul d'espacement des cadres :	35
3-3.7 Vérification de la flèche :	35
3.3.8 Récapitulation du calcul de ferrailage :	35
3-4.ETUDE DU PLANCHER :	36

3-4.1.Introduction :	36
3-4.2.Les différents types de poutrelles :	37
3-4.3.Dimensionnement des poutrelles :	37
3-4.4.Rappels sur la méthode des trois moments :	37
3-4.5.Calcul des efforts :	38
3-4.6.Ferraillage des poutrelles :	43
3.4.6.1.Type 1 bloc (A&B) :	43
3-4.6.1.1.ELU :	43
3-4.6.1.2.ELS :	44
3-4.6.1.3.Vérification au cisaillement :	45
3-4.6.1.4.Calcul des armatures transversales :	45
3.4.6.1.5. Calcul d'espacement des cadres :	45
3.4.6.1.6. Vérification au glissement :	46
3.4.6.1.7. Vérification de la flèche :	46
3-4.6.2.2.ELS :	48
3.4.6.2.3. Vérification au cisaillement :	49
3.4.6.2.4. Calcul des armatures transversales :	49
3.4.6.2.5.Calcul d'espacement des cadres :	49
3.4.6.2.6.Vérification au glissement :	50
3.4.6.2.7 Vérification de la flèche :	50
3-5.ETUDE DE L'ASCENSEUR :	52
3-5.1.introduction :	52
3-5.2.Etude de la dalle d'ascenseur :	52
3-5.3.Vérification au poinçonnement :	53
3-5.4.ELU :	55
3-5.4.1.Détermination du ferraillage de la dalle :	57
3-5.4.2.Choix des aciers :	60
3-5.4.3.Vérification des armatures transversales :	60
3-5.5.ELS :	61
3.5.5.1.Calcul des sollicitations :	61
3-6.2.Les moments dus aux charges concentrées :	62
3-6.3.Vérification des contraintes dans le béton selon le sens x:	63
3-6.4.Vérification des contraintes dans le béton selon le sens y:	64
3-6.5 Vérification de la flèche :	65
4. CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE.....	66
4-1.ETUDE DYNAMIQUE DU BLOC (A&B)	66
4-1.1.Introduction :	66
4-1.2.Modélisation de la structure:	66
4-1.3.Combinaison d'action :	66
4-1.4.Choix des méthodes d'estimation des forces sismiques:	67
4-1.4.1.Méthode statique équivalente :	67
4-1.4.1.1.Principe de la méthode :	67
4.1-4.1.2.Modélisation :	67

4-1.4.1.3. Domaine d'application :	67
4-1.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale:	68
4-1.4.2.1. Principe de la méthode :	68
4-1.4.2.2. Modélisation :	68
4-1.4.2.3. Domaine d'application :	68
4-1.4.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:	69
4-1.5. Détermination de la force sismique totale [V]:	69
4-1.5.1. coefficient d'accélération [A] :	69
4-1.5.2. Coefficient de comportement de la structure [R]:	69
4-1.5.3. Facteur de qualité [Q]:	70
4-1.5.4. Facteur de correction d'amortissement [η] :	70
4-1.5.5. Période [T ₁] et [T ₂] du site considérée :	71
4-1.5.6. Poids totale de la structure [W] :	71
4-1.5.7. Facteur d'amplification dynamique [D]:	71
4-1.6. Estimation de la période fondamentale de la structure:	71
4-1.7. Les différentes variantes de disposition des voiles:	72
4-1.7.1. Le choix de notre disposition des voiles:	75
4-1.8. Caractéristique géométrique et massique de la structure:	77
4-1.8.1. La force sismique statique :	78
4-1.9. Application de la méthode d'analyse modale spectrale:	78
4-1.9.1. Vérification de la période fondamentale :	79
4-1.9.2. Participation des masses modales :	79
4-1.9.3. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :	80
4-1.9.4. Vérification des déplacements :	80
4-2. RECAPITULATION DE L'ETUDE DYNAMIQUE DU BLOC « C » :	81
5. CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX :	83
5-1. INTRODUCTION :	83
5-2. LES POTEAUX :	83
5-2.1. Combinaisons des charges :	83
5-2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales réduites:	83
5-2.2.1. Etude du bloc (A&B) :	84
5-2.3. Vérification spécifique sous sollicitation tangent :	85
5-2.4. Ferrailage des poteaux:	86
5-2.4.1. Etude du bloc A&B	86
5-2.5.1. récapitulation d'Etude du bloc C :	90
5-2.5.2. Calcul du ferrailage :	90
5-3. LES POUTRES :	91
5-3.1. Introduction :	91
5-3.2. Combinaisons des charges :	91
5-3.3. ferrailage des poutres :	91
5-3.3.1. ferrailage des poutres principales du bloc A&B :	91
5-3.3.2. ferrailage des poutres secondaires du bloc C :d	97

5.4. CALCUL DU FERRAILLAGE DES VOILES :	102
5.4.1. <i>Caractéristiques du voile</i> :	102
5.4.2. <i>Calcul des contraintes</i> :	102
5.4.3. <i>Calcul des armatures longitudinales</i>	102
5.4.4. <i>Calcul des armatures transversales</i> :	103
5.5. ETUDE DES LINTEAUX.....	104
5.5.1. <i>Introduction</i> :	104
5.5.2. <i>Sollicitations dans les linteaux</i> :	104
5.5.3. <i>Ferraillage</i> :	105
5.5.4. <i>Ferraillage minimal</i> :	106
5.5.5. <i>Exemple de calcul</i>	107
5.5.5.1 <i>Vérification de la contrainte de cisaillement</i>	107
5.5.5.2. <i>Calcul des armatures</i>	107
5.5.6. <i>Ferraillage final</i> :	108
6. CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :	109
6.1. INTRODUCTION :	109
6.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION :	109
6.3. CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE :	110
6.3.1 <i>Calcul du bloc (A&B)</i> :.....	110
6.3.1.1 <i>Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau</i> :.....	110
6.3.1.2 <i>Pré-dimensionnement</i> :	111
6.3.1.3 <i>Combinaisons de calcul</i> :	111
6.3.1.4 <i>Calcul du ferraillage</i> :	112
6.3.1.5. <i>Vérification au cisaillement</i> :	115
6.3.1.6. <i>Récapitulatif du calcul des semelles filantes</i> :	115
6.3.2.1 <i>Etude de la semelle isolé « S1 »</i> :	117
6.3.2.2. <i>Détermination du ferraillage</i> :.....	118
6.3.2.3 <i>Vérification de la stabilité au renversement</i> :	119
6.3.2.4 <i>Détermination de la hauteur du patin (e)</i> :	119
6.3.2.5. <i>Espacement</i> :	119
6.3.2.6. <i>Récapitulatif du calcul des semelles isolées</i> :	120
6.3.3. <i>Calcul du Bloc c</i> :.....	120
6.3.3.1. <i>Détermination du ferraillage</i> :.....	120
6.4. ETUDE DE LA LONGRINE :	121
6.4.1. <i>Introduction</i> :	121
6.4.2. <i>Calcul du ferraillage</i> :	121
6.4.3. <i>Calcul du ferraillage transversal</i> :	122
6.4.4. <i>Espacement des cadres</i> :	122
7. CHAPITRE7 : PRESENTATION DE LA SOUMISSION.....	123
7.1. INTRODUCTION :	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
7.1.1. <i>C'est quoi un projet</i> :.....	Error! Bookmark not defined.
7.1.2. <i>Principales caractéristiques d'un projet</i> :.....	Error! Bookmark not defined.

7.1.3. Facteur principale d'un projet :.....	Error! Bookmark not defined.
7.1.4. Cycle de vie d'un projet :	Error! Bookmark not defined.
7.2. PRESENTATION DU PROJET :	123
7.2.1. Introduction :.....	123
7.2.2. Objectifs à atteindre :.....	123
7.3. PROJECT:	124
7.3.1. Le WBS (works breakdown structure):.....	124
7.3.1.1. Description du WBS du projet :.....	124
7.3.2. L'OBS :(organisation breakdown structure).....	124
7.3.2.1. Introduction :.....	124
7.3.2.2. Les ressource :	124
7.3.3. Stratégie adoptée dans l'établissement de l'ordonnancement des travaux :	126
7.4. RESULTAT OBTENU DE LA VARIANTE1 :	127
8. CHAPITRE 8 : OPTIMISATION DU COUT DU PROJET.....	129
8.1. INTRODUCTION :.....	129
8.2. DESCRIPTION DE LA VARIANTE« 2 » :.....	129
8.2.1. L'adjuvant utilisé :	129
8.2.2. Propriétés et effets :.....	129
8.2.3. Coûts supplémentaires engendrés par l'ajout du SFA :.....	129
8.2.4. Le résultat obtenu :.....	129
8.3. DESCRIPTION DE LA « VARIANTE 3 » :.....	130
8.3.1. Les ressources supplémentaires :.....	130
8.3.1.1. Ressources humaines :.....	130
8.3.1.2. Ressources matérielles :.....	130
8.3.2. Résultats obtenus :.....	130
8.4. TRACE DU B.C.W.S ' COURBE S ' :.....	131

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1.1 ÉVOLUTION DE LA RESISTANCE DE COMPRESSION FCJ EN FONCTION DE L'AGE DU BETON.	4
FIGURE 1.1.2 EVOLUTION DE LA RESISTANCE DE TRACTION	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
FIGURE 1.1.3 DIAGRAMME CONTRAINTE DE COMPRESSION, DEFORMATION A L'ELU	5
FIGURE 1.1.4 DIAGRAMME CONTRAINTE, DEFORMATION A ELS.	6
FIGURE 1.1.5 DIAGRAMME DEFORMATION, CONTRAINTE DE L'ACIER.....	7
FIGURE 2.1 ELEMENTS CONSTITUANTS LE PLANCHER TERRASSE.....	10
FIGURE 2.2 CONSTITUANTS LE PLANCHER ETAGE COURANT	11
FIGURE 2.3 COUPE VERTICALE D'UN MUR EXTERIEUR.....	12
FIGURE 2.4 COUPE VERTICALE D'UN MUR INTERIEUR.....	13
FIGURE 2.5 COUPE VERTICALE D'UN ACROTERE.....	13
FIGURE 3.1 COUPE TRANSVERSALE DE L'ACROTERE.	20
FIGURE 3.2 EXEMPLE D'UN ESCALIER	22
FIGURE 3.3 SCHEMA STATIQUE DU CALCUL A L'ELU.....	26
FIGURE 3.4 SCHEMA STATIQUE DU CALCUL A L'ELS	27
FIGURE 3.5 SCHEMA DE PLANCHER	36
FIGURE 3.6 POUTRELLE SUR TROIS APPUIS.	37
FIGURE 3.7 SCHEMA STATIQUE DE POUTRELLE TYPE 1.	38
FIGURE 3.8 SCHEMA D'UN ASCENSEUR MECANIQUE.....	52
FIGURE 3.9 CHARGEMENT APPLIQUE.	53
FIGURE 3.10 CHARGEMENT SUPPORTE PAR LA DALLE.	54
FIGURE 3.10.1 EVALUATION DES SOLLICITATIONS	57
FIGURE 4.1 LA PREMIERE DISPOSITION DES VOILES.	73
FIGURE 4.2 LA DEUXIEME DISPOSITION DES VOILES.....	73
FIGURE 4.3 TROISIEME DISPOSITION DES VOILES.....	74
FIGURE 4.4 LA QUATRIEME DISPOSITION DES VOILES.	74
FIGURE 4.5 LA CINQUIEME DISPOSITION DES VOILES.	75
FIGURE 4.6 LA SIXIEME DISPOSITION DES VOILES	75
FIGURE 4.7 BLOC A & BLOC B	76
FIGURE 4.8 SPECTRE DE REPOSE.	78
FIGURE 4.9 BLOC C.....	81
FIGURE 5.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SS	90
FIGURE 5.2 FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE EN TRAVEE.....	96
FIGURE 5.3 FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE EN APPUI.....	96
FIGURE 5.4 FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE EN TRAVEE.....	101
FIGURE 5.5 FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE EN APPUI.....	101
FIGURE 5.6 COUPE TRANSVERSALE DE VOILE.	102
FIGURE 5.7 FERRAILLAGE LONGITUDINALE D'UN MUR VOILE.	104
FIGURE 6.1 CHARGEMENT DE LA SEMELLE FILANTE A ELS.....	110
FIGURE 6.2 .DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS	112
FIGURE 6.3.DIAGRAMME DES CONTRAINTES AGISSANT SUR LES FONDATIONS	116
FIGURE 6.4 .FERRAILLAGE DE LA SEMELLE D'ANGLE.....	119
FIGURE 6.5.FERRAILLAGE DE LA LONGRINE.....	122
FIGURE 7.1 FACTEURS PRINCIPALES D'UN PROJET	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
FIGURE 7.2 CYCLE DE VIE D'UN PROJET	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
FIGURE 8.1 COURBE BCWS.....	132

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1.1 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE.	2
TABLEAU 1.1.2 VALEURS DE LA LIMITE D'ELASTICITE DES DIFFERENTS TYPES D'ACIERS.	7
TABLEAU 2.1 DESCENTE DE CHARGES DU PLANCHER TERRASSE.	10
TABLEAU 2.2 DESCENTE DE CHARGES DU PLANCHER « SS+RDC+EC »	11
TABLEAU 2.3 DESCENTE DE CHARGES DE LA MAÇONNERIE EXTERIEURE	12
TABLEAU 2.4 DESCENTE DE CHARGES DE LA MAÇONNERIE INTERIEURE.	13
TABLEAU 2.5 RECAPITULATIF DES SURCHARGES.	14
TABLEAU 2.6 RECAPITULATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT.	18
TABLEAU 2.7 RECAPITULATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES.	19
TABLEAU 3.1 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.	21
TABLEAU 3.2 LA LONGUEUR DE LA LIGNE DE FOULEE.	23
TABLEAU 3.3 TABLEAU GEOMETRIQUE D'UN ESCALIER.	25
TABLEAU 3.4 TABLEAU RECAPITULATIVE DES ESCALIERS:.....	32
TABLEAU 3.5 TABLEAU RECAPITULATIF DES POUTRES (PALIERE / BRISEES):.....	36
TABLEAU 3.6 EFFORTS ET SOLLICITATIONS.	43
TABLEAU 3.7 EFFORTS ET SOLLICITATIONS.	47
TABLEAU 3.8 RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRELLES.	51
TABLEAU 3.9 MOMENT ISOSTATIQUE DES RECTANGLES.....	56
TABLEAU 4.1 PENALITE EN FONCTION DE CRITERE DE QUALITE.	70
TABLEAU 4.2 LES DIFFERENTES CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE.....	77
TABLEAU 4.3 TABLEAU DE VERIFICATION DES MASSES MODALES BLOC « A&B ».....	79
TABLEAU 4.4 LES REACTIONS A LA BASE.....	80
TABLEAU 4.5 VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES.	80
TABLEAU 4.6 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS BLOC « A&B ».....	81
TABLEAU 4.7 DE VERIFICATION DES MASSES MODALES « BLOC C ».	82
TABLEAU 4.8 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS « BLOC C ».....	82
TABLEAU 5.1 VERIFICATION DES POTEAUX SOUS SOLLICITATIONS NORMALES.	84
TABLEAU 5.2 VERIFICATION DES POTEAUX SOUS SOLLICITATIONS NORMALES.	85
TABLEAU 5.3 VERIFICATION SPECIFIQUE SOUS SOLLICITATION TANGENTES.....	86
TABLEAU 5.4 SOLLICITATION DE POTEAU SUIVANT LA COMBINAISON PLUS SOLLICITEE	86
TABLEAU 5.5 FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POTEAUX.	88
TABLEAU 5.6 LONGUEUR DE LA ZONE NODALE.....	89
TABLEAU 5.7 VERIFICATION DES POTEAUX SOUS SOLLICITATIONS NORMALES	90
TABLEAU 5.8 REVERIFICATION DES POTEAUX SOUS SOLLICITATIONS NORMALES	90
TABLEAU 5.9 SOLLICITATION DE POTEAU SUIVANT LA COMBINAISON PLUS SOLLICITEE	90
TABLEAU 5.10 RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	91
TABLEAU 5.11 SOLLICITATIONS DES POUTRES PRINCIPALES	92
TABLEAU 5.12 RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES.....	96
TABLEAU 5.13 SOLLICITATIONS DES POUTRES SECONDAIRES	97
TABLEAU 5.14 RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES.....	100
TABLEAU 5.15 TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES DU BLOC C :	101
TABLEAU 6.1 RECAPITULATIF DES EFFORTS INTERNES M ET N.	110
TABLEAU 6.2 LES SECTIONS DES DIFFERENTES SEMELLES FILANTES SOUS VOILES ET POTEAUX.	115
TABLEAU 6.3 LE FERRAILLAGE DES DIFFERENTES SEMELLES FILANTES SOUS VOILES ET POTEAUX.	116
TABLEAU 6.4 RECAPITULATIF DES EFFORTS INTERNES M ET N.....	116
TABLEAU 6.5 RECAPITULATIF DES RESULTATS DES SEMELLES ISOLEES.	120
TABLEAU 6.6 RECAPITULATIF DES EFFORTS M ET N	120
TABLEAU 6.7 RECAPITULATIF DES RESULTATS DES SEMELLES ISOLEES	120
TABLEAU 7.1 TABLEAU-COUTS AFFECTES A DES TACHES.....	127
TABLEAU 8.1 LE COUT ET LA DUREE DES TROIS VARIANTES	131

NOTATIONS

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression
f_{tj}	Résistance à la traction
f_{c28}	Résistance caractéristique a 28jours
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduite
α	Position relative de la fibre neutre
z	Bras de levier
d	Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre
C_p	Facteur de force horizontal
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids sismique au niveau « i »
C_T	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération

1. Chapitre 1 : présentation du projet :

1-1.Historique :

Il y a plus de deux mille ans, les Romains utilisaient déjà de la chaux vive comme liant, jusqu'aux jours qu'un jardinier français « **Joseph-Louis Lambot** » à été le premier à avoir l'idée d'utiliser une armature de métal dans les mortiers. S'inspirant des techniques de moulage en sculpture, il fabriqua avec du fil de fer et du mortier des caisses pour orangers et des réservoirs (en 1845), puis une barque (en 1849).

Le béton étant lui-même un mélange intelligent dans des proportions préétablies de liant

1-2.Introduction:

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. On sait que le monde actuel connaît un développement industriel et une croissance démographique importante, ce qui nous à amener à des systèmes de constructions en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers,).

Cependant cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matérielles.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, Les ingénieurs sont toujours confrontés aux problèmes de la non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

L'objectif de ce mémoire est de présenter simplement des connaissances récentes sur la façon de concevoir une structure qui sera appelée d'un coté à résister à différentes sollicitations d'ordre statique et dynamique et de l'autre coté, l'utilisation d'un logiciel MS Project qui nous permettra surement d'optimiser dans le coût et les délais du projet.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99) dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions

sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le travail qui nous a été confié consiste à une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment et une autre partie Managériale, qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet « Bâtiment » à accomplir afin de définir le délai et le coût global du projet pour en déduire le prix unitaire par appartement.

On entame notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiments, Ensuite on fait un pré-dimensionnement des éléments structuraux non structuraux et la descente des charges, Puis on enchaine avec l'étude dynamique qui a été réalisée par le logiciel SAP2000, Après on fera l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, chainages, voiles...), qui sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment, Enfin on termine par l'étude économique comportant une étude managériale qui à été réalisée par le logiciel MS Project.

1-3.Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous traitons concerne l'étude d'un Bâtiment composé de deux sous sols+ un rez-de-chaussée + de sept étages.

Le rez-de-chaussée est à usage commercial.

Les autres niveaux sont à usage d'habitation.

Notre bâtiment est implanté dans la région de bir el jir qui se situe à la ville d'Oran, Il appartient à la zone de moyenne sismicité zone II, groupe2, selon la classification du RPA99 modifié en 2003.

1-4.Description géométrique :

Longueur totale du bâtiment	37,30 m
Largeur totale du bâtiment	34,00 m
Hauteur totale du bâtiment	38,02 m
Hauteur du RDC	4,42 m
Hauteur du de l'étages courant 1	4,08 m
Hauteur des ss + étages courants (2.....7)	3,06 m

Tableau 1.1 Caractéristique géométrique de la structure.

1-5.Conception de l'ouvrage :

1-5.1.Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisée en système de portique (poteaux- poutres).

1-5.2.Plancher :

Dans notre cas nous avons utilisé un seul type de plancher :

1-5.2.1. Plancher corps creux :

Les poutrelles sont coulées avec le corps creux d'épaisseur : 16 cm, dalle de compression est de 5 cm.

1-5.3.Escaliers :

Ce sont des éléments qui permettent l'accès aux étages, ils sont constitués en béton Armé.

1-5.4.Revêtement:

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

1-5.5.La maçonnerie:

Les murs extérieurs sont constitués par double parois à brique creuses, avec une Épaisseur de (10+10) cm séparés par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont constitués en simple parois de 10 cm d'épaisseur.

1-5.6.Les fondations:

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par des semelles filantes + semelle isolées.

1-6.Caractéristique des matériaux :

1-6.1.Béton:

Le béton est un mélange composé de : Ciment, air, eau, granulats et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène.

Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis, Le béton résiste bien à la compression et n'a pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

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

- 350 kg de ciment CM/II A 42.5.
- 400 kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.
- 800 kg de gravillons 3/18 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.

La masse volumique de béton armé est de 2.50 t/m^3 .

1-6.1.1. Résistance caractéristique à la compression:

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28} , qui est exprimé en MPA.

Pour un nombre de jours $j < 28$, f_{cj} , on suit les lois suivantes, qui sont données par le BAEL 91 modifié 99:

Pour un Béton non traité thermiquement $f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$.

Figure 1.1 Évolution de la résistance de Compression f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

$$\text{si } j < 60 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28}$$

$$\text{Si } : j > 60 \text{ jours} \Rightarrow 1,1 \cdot f_{c28}$$

Béton traité thermiquement : $f_{c28} > 40 \text{MPa}$

$$\text{Si } : j < 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \cdot f_{c28}$$

$$\text{Si } : j > 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

Pour notre cas on va prendre : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

1-6.1.2. Résistance caractéristique à la traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est notée par f_{tj} , elle est exprimée en MPA.

D'après BAEL 91 modifiée 99 :

$$\text{Si } : f_{c28} \leq 60 \text{MPa} \Rightarrow f_{tj} = 0,6+0,06 f_{cj}$$

$$\text{Si } : f_{c28} > 60 \text{MPa} \Rightarrow f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3}$$

Pour notre étude on va prendre :

$$f_{t28} = 2,1 \text{MPa}.$$

1-6.1.3. Les états limites:

Une structure doit être conçue et calculée de telle manière qu'elle doit résister à toutes les sollicitations durant sa vie, elle doit aussi présenter des sécurités vis-à-vis de sa ruine ou d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité ou son aspect.

- Etat Limite Ultime de Résistance(E.L.U.R) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement.

Le comportement réel du béton est modélisé par la figure ci-après, d'après BAEL 91 modifié 99 :

Si : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ \Rightarrow La courbe est sous forme d'une parabole, avec :

$$\sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \times \varepsilon_{bc})$$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

Si : $t > 24$ heures $\Rightarrow \varepsilon_{bc} = 1$

Si : $1 < t < 24$ heures $\Rightarrow \varepsilon_{bc} = 0,9$

Si : $t < 1$ heure $\Rightarrow \varepsilon_{bc} = 0,85$

Si : $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ \Rightarrow la courbe est sous forme d'une droite constante.

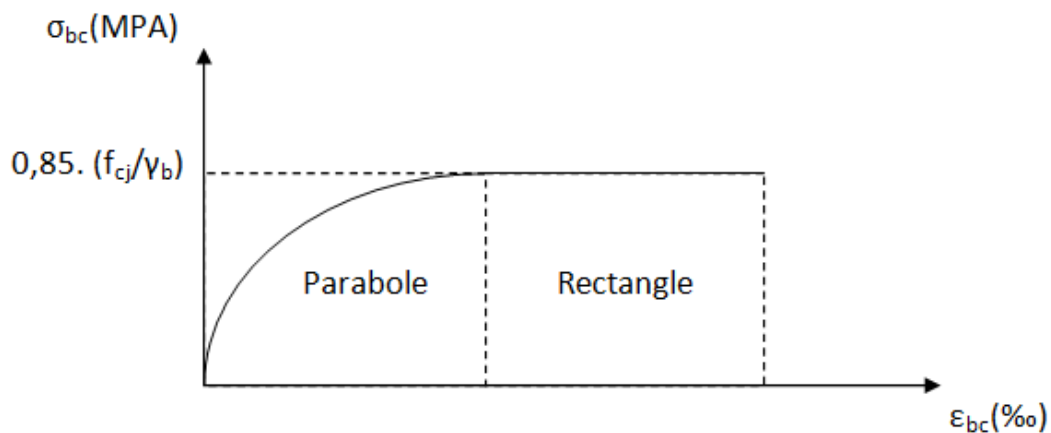


Figure 1.1.2 Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELU

NB : Pour notre cas la valeur : $0,85 \cdot (f_{c_j} / \gamma_b) = 14,17$ MPA

- Etat Limite de Service (E.L.S) :

Consiste à équilibrer les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

Plus que les déformations sont faibles, alors on suppose que le béton reste dans le domaine élastique et on adopte la loi de Hooke, avec $E_b = E_{vj}$ et : $\nu = 0,2$.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

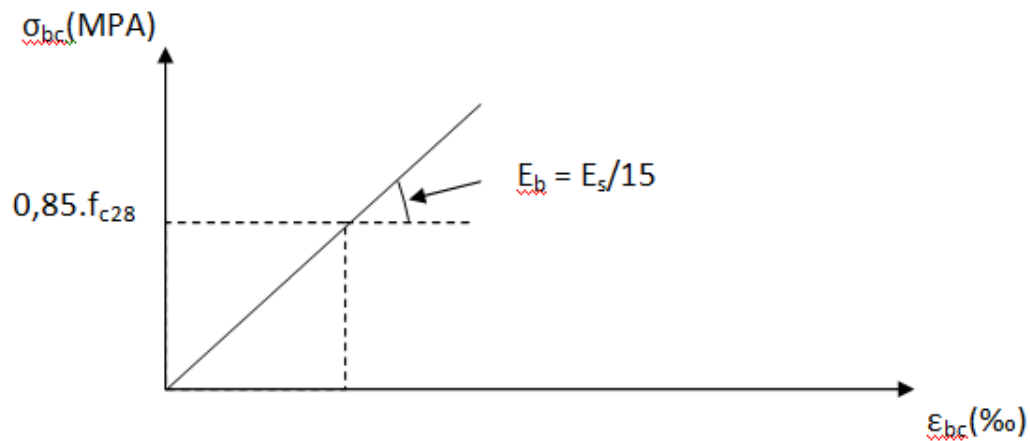


Figure 1.1.3 Diagramme contrainte, déformation à ELS.

1-6.1.4. Coefficient de poisson:

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L).$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} \Delta d/d : \text{déformation relative transversale.} \\ \Delta L/L : \text{déformation relative longitudinale.} \end{array} \right.$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$ à E.L.U (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ à E.L.S (béton non fissuré).

1-6.1.5. Module de déformation longitudinale:

Le module de déformation longitudinale instantané, pour un chargement de courte durée, est donné par :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}, \text{ Avec : } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPA.}$$

Le module de déformation longitudinale différé, pour un chargement de longue durée, est donné par :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} = 10818,865 \text{ MPA.}$$

1-6.2.Acier:

L'acier est un alliage de fer et de carbone, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration. Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé sont :

Type	Nuance	f _e (MPa)
Ronds lisses	f _e E 22	215
	f _e E 24	235
Barres HA	f _e E 40	400
	f _e E 50	500
Fils tréfiles HA	f _e TE 40	400
	f _e TE 50	500
Fils tréfiles lisses	TL 50 ϕ > 6mm	500
	TL 52 ϕ ≤ 6mm	520

Tableau 1.1.2 Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers.

1-6.2.1.Contrainte de calcul:

-Etats limites ultimes (E.L.U)

Le diagramme déformation-contrainte se compose d'une droite et d'une pente avec :

$$\zeta_{sl} = F_e / (\gamma_s \cdot E_s) \quad \text{Si : } \begin{cases} \zeta_s < \zeta_{sl} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \zeta_s \\ \zeta_{sl} \leq \zeta_s < 10 \text{ ‰} ; \sigma_s = F_e / \gamma_s \end{cases}$$

Avec : E_s=200000 MPA. (Module d'élasticité).

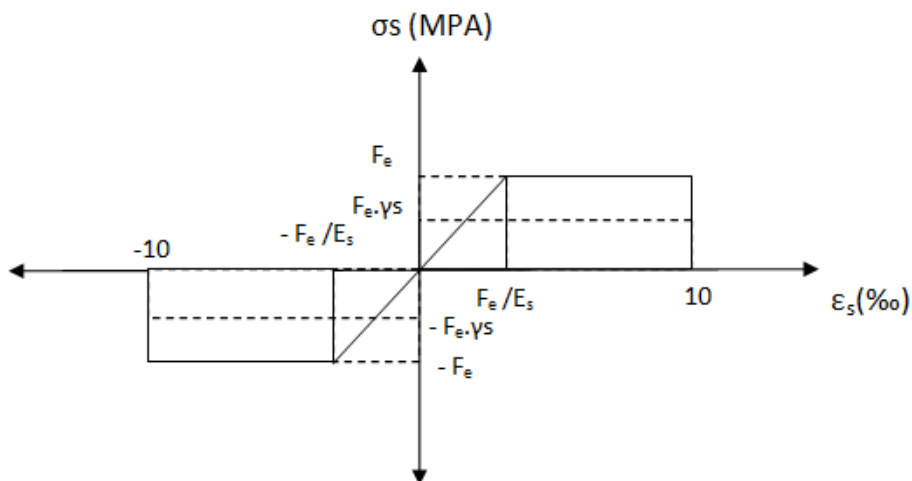


Figure 1.1.4 Diagramme déformation, contrainte de l'acier.

- Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- Fissuration non préjudiciable => Pas de vérification.
- fissuration préjudiciable =>
- fissuration très préjudiciable =>

Avec : (η : coefficient de fissuration) $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les RL} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA} \end{array} \right.$

1-6.2.2.Contrainte ultime de cisaillement:**- Cas d'armatures droites ($\alpha=90^\circ$) :**

$$\tau_u < \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

- Cas d'armatures inclinées ($\alpha=45^\circ$) :

$$\tau_u < \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

1-6.2.3. les sollicitations de calcul vis-à-vis les états limites :**- Etats limites ultimes :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1,35G+1,5Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, alors il faudra appliquer les règles parasismiques Algériennes qui ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

- . $G+Q\pm E$
 - . $0,8G\pm E \Rightarrow$ (Pour les poutres).
 - . $G+Q\pm 1,2E \Rightarrow$ (Pour les poteaux).
- Avec: $\left\{ \begin{array}{l} G: \text{charge permanente.} \\ Q: \text{charge d'exploitation.} \\ E: \text{effort de séisme.} \end{array} \right.$

- Etat limite de service :

La combinaison d'action suivante : $G+Q$.

2. Chapitre 2 : Pré-dimensionnement et Descente des charges :

2-1.Epaisseur du plancher :

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées.

Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

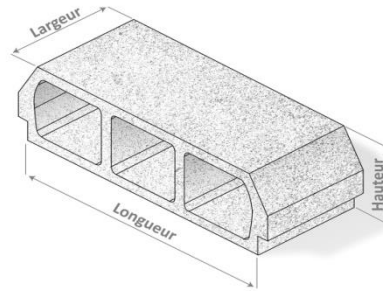
On utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur des planchers h_t .

$$\frac{L}{23} \leq h_t \leq \frac{L}{22}$$

2-1.1.Type 1 (bloc A&B) :

La plus grande portée entre nue est de : $L = 545 \text{ cm}$

$$23,70 \leq h_t \leq 24,77 \text{ cm}$$

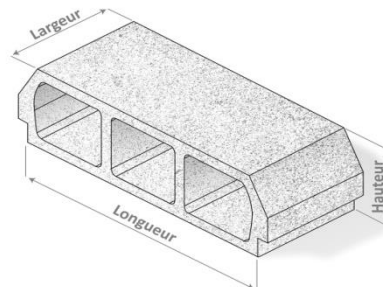


Hauteur (cm)	Longueur (cm)	Largeur (cm)
20	52	20

2-1.2.Type 2 (bloc C) :

La plus grande portée entre nue est de : $L = 360 \text{ cm}$

$$15,65 \leq h_t \leq 16,36 \text{ cm}$$



Hauteur (cm)	Longueur (cm)	Largeur (cm)
16	52	20

2-2.Détermination des charges et surcharges DTR (B.C2-2) :

Pour dimensionner les éléments (planchers, acrotère, poteaux,) on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

2-2.1.Charges permanentes :

2-1.1.1.Plancher « terrasse accessible » :

N°	élément	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
	carrelage	0,02	22	0,44
1	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
2	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
3	Isolation thermique	0,04	4	0,16
4	Dalle en corps creux	0,2+0,05	/	3,25
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
				G = 5,5 KN/m ²

Tableau 2.1 Descente de charges du plancher terrasse.



Figure 2.1 éléments constituant le plancher terrasse.

2-1.1.2.Plancher « SS, RDC, étage courant » :

N°	élément	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Sable de pose	0,03	18	0,54
4	Dalle en corps creux	0,2+0,05	13	3,25
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison légère	/	/	0,9
				G = 5,82 KN/m²

Tableau 2.2 Descente de charges du plancher « ss+RDC+EC »

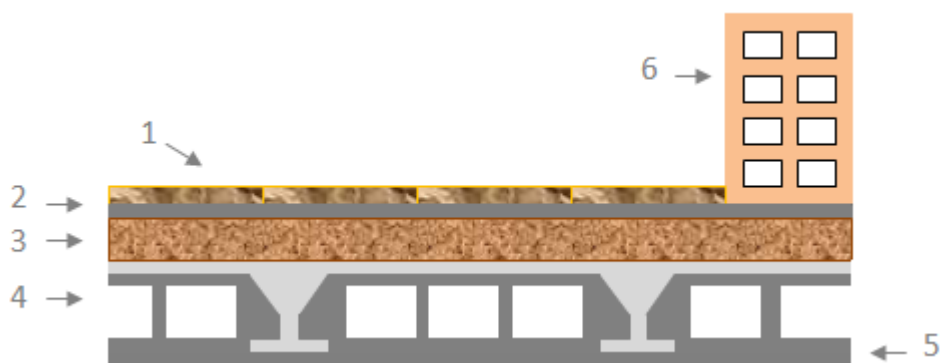


Figure 2.2 constituants le plancher étage courant

2-1.1.3.Maçonnerie :**.Murs extérieures :**

N°	élément	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse	0,10	9	0,90
5	Enduit en plâtre	0,10	10	1
				G = 3,24 KN/m²

Tableau 2.3 descente de charges de la maçonnerie extérieure

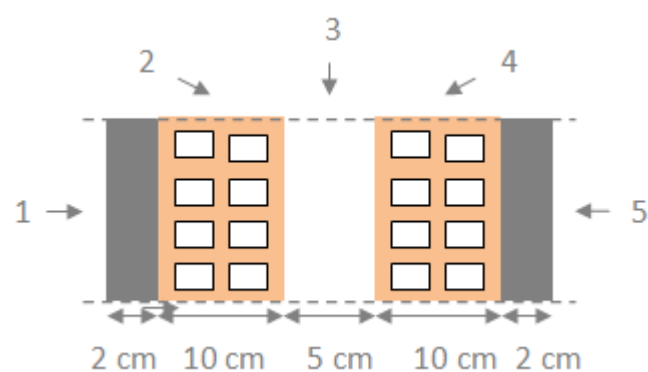


Figure 2.3 Coupe verticale d'un mur extérieur

.Murs intérieurs :

N°	élément	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
				G = 1,30 KN/m²

Tableau 2.4 descente de charges de la maçonnerie intérieure.

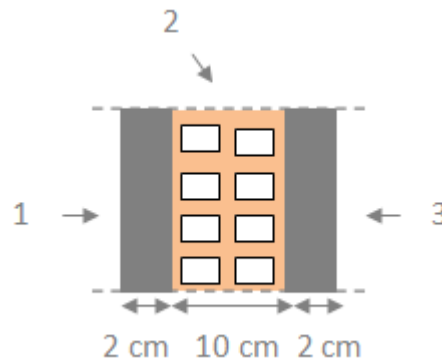


Figure 2.4 Coupe verticale d'un mur intérieur.

2-1.1.4.Acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

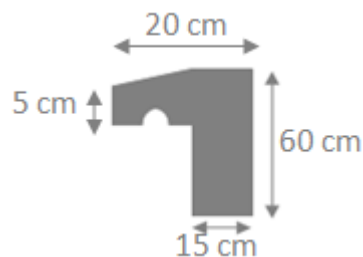


Figure 2.5 Coupe verticale d'un acrotère.

$$S = (0,6 \times 0,15) + (0,005 \times 0,005) + (0,005 \times 0,005 / 2) = 0,09 \text{ m}^2$$

$$G_{ac} = 25 \times 0,09 = 2,25 \text{ KN/m}$$

2-2.2.Surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitations sont déterminées à laide du BAEL 91 modifié 99.

Elément	Surcharge (KN/m ²)
Plancher sous sol	2,5
Plancher RDC	5
Plancher étage courant	1,5
Plancher terrasse accessible	1,5
Plancher terrasse inaccessible	1
escaliers	2,5
acrotère	1

Tableau 2.5 récapitulatif des surcharges.

2-3.Pré-dimensionnement :

2-3.1.Poutre :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

D'après le BAEL 91 les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

Hauteur :
$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10}$$

Avec « L » : la portée libre de la poutre.

Largeur :
$$\frac{h_p}{5} \leq b \leq \frac{h_p}{2}$$

2-3.1.1.Poutres principales « bloc A&B »:

$$\frac{1}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{1}{10} \Rightarrow \frac{635}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{635}{10}$$

$$42,33 \leq h_{pp} \leq 63$$

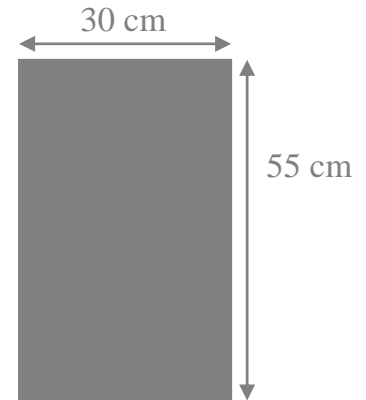
Donc on prend : $h_{pp} = 55\text{cm}$

$$\frac{h_{pp}}{5} \leq b \leq \frac{h_{pp}}{2} \Rightarrow \frac{55}{5} \leq b \leq \frac{55}{2}$$

$$11 \leq b \leq 27,5$$

$b = 30\text{cm}$ (min RPA).

$$b > 20 \quad , \quad h > 30 \quad , \quad \frac{h}{b} < 4 \quad \dots\dots\dots\text{CV}$$

**2-3.1.2.Poutres secondaires « bloc A&B »**

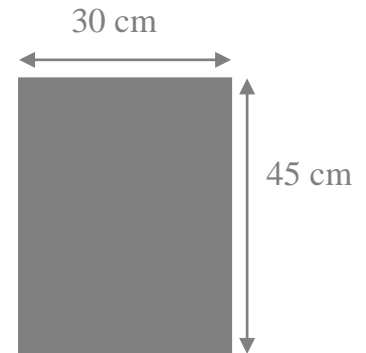
$$\frac{1}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{1}{10} \Rightarrow \frac{590}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{590}{10}$$

$$39,33 \leq h_{ps} \leq 59 \Rightarrow h_{ps} = 45\text{ cm}$$

$$\frac{45}{5} \leq b \leq \frac{45}{2} \Rightarrow 9 \leq b \leq 22,5$$

$b = 30\text{cm}$ (min RPA).

$$b > 20 \quad , \quad h > 30 \quad , \quad \frac{h}{b} < 4 \quad \dots\dots\dots\text{CV}$$

**2-3.2.Pré-dimensionnement poteaux :****2-3.2.1.Poteaux du sous sol 2 « bloc A&B »:****Calcul :**

On suppose une charge moyenne de $Q = 1\text{t/m}^2$

$$N_u = Q * s * n$$

Q : charge moyenne répartie de 1t/m^2

n : nombre d'étage (plancher).

Pour :

(n=10)

$$N_u = 1 * 34,79 * 10 = 347,9 \text{ t} = 3,479 \text{ MN}$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{l_f * 2\sqrt{3}}{\lambda}$$

Avec :

$$\lambda = 35 \text{ (poteau rectangulaire) , } l_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 * 3,06 = 2,142 \text{ m} \Rightarrow \alpha = \frac{2,142 * 2\sqrt{3}}{35} = 0,212$$

$$\beta = 1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \Rightarrow \beta = 1,2$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b * \theta} = \frac{0,85 * 25}{1,5 * 1} = 14,17 \text{ MPA}$$

Pourcentage minimal des armatures est de 0,8%B en zone IIa

On peut considérer que $\frac{A_s}{B_r} = 1\%$ (BAEL 91 modifié 99)

$$B_r \geq \frac{\beta * N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 * \frac{A_s}{B_r} * \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{1,2 * 3,479}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 * 0,01 * \frac{400}{1,15}}$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0,223 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0,02) * (b - 0,02) > 0,223 \text{ m}^2$$

$$a = b \Rightarrow a^2 - 0,04a - 0,223 > 0 \Rightarrow a > 0,49 \text{ m}$$

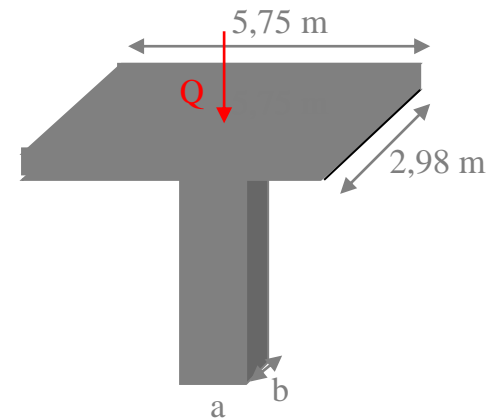
$$\Rightarrow a = b = 55 \text{ cm}$$

2-3.2.2.Vérification des conditions du RPA 99 version 2003 :

$\min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV.}$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{281}{20} = 14,05 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$



2-4.Pré- dimensionnement des poutrelles :

2-4.1.Type 1 « bloc A&B » :

Les poutrelles sont continues, sous une d'une section en « T »

Soit:

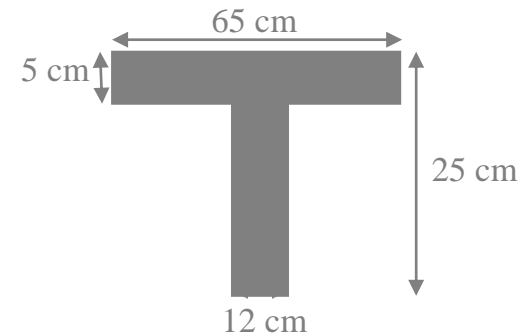
$$b_0 = 12 \text{ cm} \quad (\text{Raison de réalisation}).$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; h_1 = 20 \text{ cm} ; h_t = 25 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2b_1; b_1 = \min\left(\frac{b-b_0}{2}; \frac{1}{10}\right)$$

L : la plus petite portée des poutrelles (L=5,15 m)

$$b_1 = \min\left(\frac{65 - 12}{2}, \frac{515}{10}\right) = 26,5 \text{ cm}$$



2-4.2.Type2 « bloc C » :

Soit:

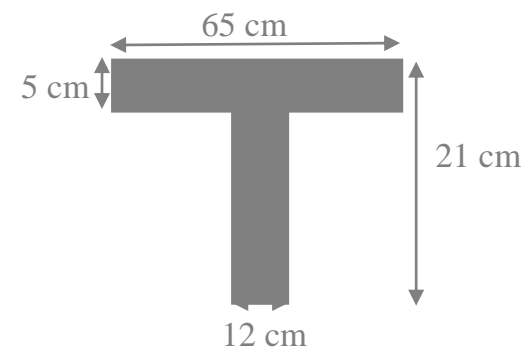
$$b_0 = 12 \text{ cm} \quad (\text{Raison de réalisation}).$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; h_1 = 16 \text{ cm} ; h_t = 21 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2b_1; b_1 = \min\left(\frac{b-b_0}{2}; \frac{1}{10}\right)$$

L : la plus petite portée des poutrelles (L=3,56 m)

$$b_1 = \min\left(\frac{65 - 12}{2}, \frac{356}{10}\right) = 26,5 \text{ cm}$$



niveaux	poteaux		Poutres principales		Poutres secondaires	
	BLOC					
	A&B	C	A&B	C	A&B	C
SS ₂	55*55	30*30	30*55	30*50	30*45	30*35
SS ₁	55*55	30*30	30*55	30*50	30*45	30*35
RDC	50*50	30*30	30*55	30*50	30*45	30*35
EC ₁	45*45	30*30	30*55	30*50	30*45	30*35
EC ₂	45*45	30*30	30*55	30*50	30*45	30*35
EC ₃	40*40	30*30	30*55	30*50	30*45	30*35
EC ₄	40*40	30*30	30*55	30*50	30*45	30*35
EC ₅	35*35	30*30	30*55	30*50	30*45	30*35
EC ₆	30*30	30*30	30*55	30*50	30*45	30*35
EC ₇	30*30	30*30	30*55	30*50	30*45	30*35

Tableau 2.6 Récapitulation du pré-dimensionnement.

2-6.Pré-dimensionnement des voiles :

Selon le RPA 99 version 2003

$$\text{Zone IIa} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} -\text{nombre d'étages} \geq 4 \\ -\text{la hauteur} \geq 12\text{m} \end{array} \right\}$$

le RPA 99 v2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants la

$$\text{condition suivante : } \left\{ \begin{array}{l} a \geq \frac{h_e}{20} \\ l \geq 4a \end{array} \right\}$$

Avec :

l : longueur du voile.

a : épaisseur des voiles.

- Pour un voile d'un étage courant :

$$h_e = 340 - 25 = 315 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{315}{20} \Rightarrow a \geq 15,75 \text{ donc on prend } a = 16 \text{ cm.}$$

$$l \geq 4 * 16 \Rightarrow l \geq 64 \text{ cm donc on prend } l = 65 \text{ cm.}$$

niveaux	h_e (cm)	a (cm)	l (cm)
SS ₂ + SS ₁	306	16	65
RDC	417	21	85
EC 1	315	16	65
EC 2.....7	306	16	65

Tableau 2.7 Récapitulation du pré-dimensionnement des voiles.

3. Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

3-1.Acrotère:

3-1.1.Introduction :

L'acrotère est un rebord périphérique placé au dernier niveau d'un bâtiment au-dessus de la terrasse. Il est réalisé en maçonnerie ou en béton armé. Il est considéré comme étant une console encastrée dans le plancher terrasse, soumise à son poids propre et une force horizontale.

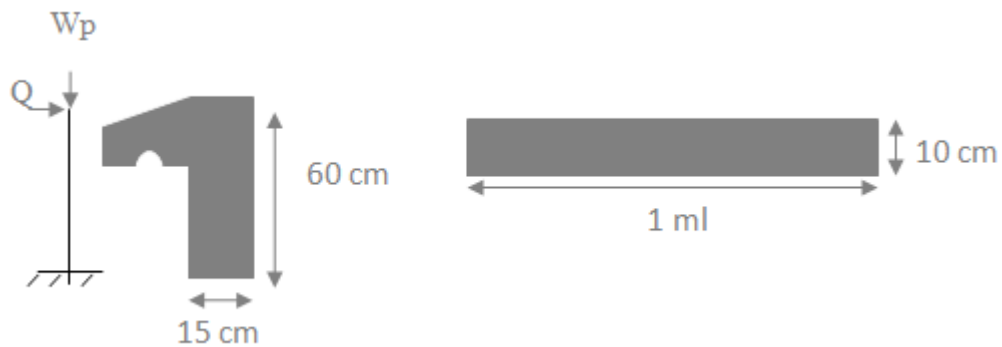


Figure 3.1 Coupe transversale de l'acrotère.

3-1.2.Evaluation des charges :

.Poids propre de l'acrotère :

$$W_p = S \times 25$$

$$S = (0,6 \times 0,15) + (0,05 \times 0,05) + (0,05 \times 0,05/2) \longrightarrow S = 0,09 \text{ m}^2$$

$$W_p = 0,09 \times 25 \longrightarrow W_p = 2,25 \text{ KN/ml}$$

.Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

3-1.3.Calcul des sollicitations :

.Efforts normaux:

$$\text{E.L.U} : N_u = 1,35 \times W_p \quad N_u = 3,037 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : N_s = 1,00 \times W_p \quad N_s = 2,250 \text{ KN/ml}$$

.Moment d'encastrement :

$$\text{E.L.U} : M_u = 1,5 \times Q \times h \quad M_u = 0,9 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : M_s = Q \times h \quad M_s = 0,6 \text{ KN/ml}$$

.Excentricité:

$$e_0 = M_u / N_u \longrightarrow e_0 = 0,296 \text{ m}$$

$$h_0 = 50 \text{ cm} \longrightarrow h_0/6 = 0,083 \text{ m}$$

Donc :

$e_0 > h_0/6 \longrightarrow$ La section est partiellement comprimée parce que le centre de Pression est appliquée à l'extérieur de noyau central.

3-1.4.Détermination des ferrillages :

Le Moment de flexion fictif (M_A) : $M_A = M_u + N_u \times (d \times h_0/2)$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} \longrightarrow \mu_u = 0,0058 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{Section à simple armature.}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z * \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = 0,224 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2$ qui a un ferrailage de 4T6

.Le ferrailage de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,282 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{r_{choisi}} = 3T6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

3-1.5.Vérification du ferrailage:

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{b * d}$	$\tau_u = 0.1 \text{ MPA}$
Contrainte tangente limite	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_v}, 5\right) \text{ Mpa}$	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	C.V

Tableau 3.1 Vérification de l'effort tranchant.

3-2. Etude des escaliers :

3-2.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à deux volées d'une part et un escalier à trois volées d'autre part ils sont constitués de paillasse, palier de repos et un palier d'étage courant.

3-2.2. Terminologie :

g : Giron.

h : Hauteur de la contre marche.

e : Épaisseur de la paillasse et du palier.

H : Hauteur d'une volée.

L_1 : Longueur de la paillasse projeté.

L_2 : Largeur du palier.

L : La somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.

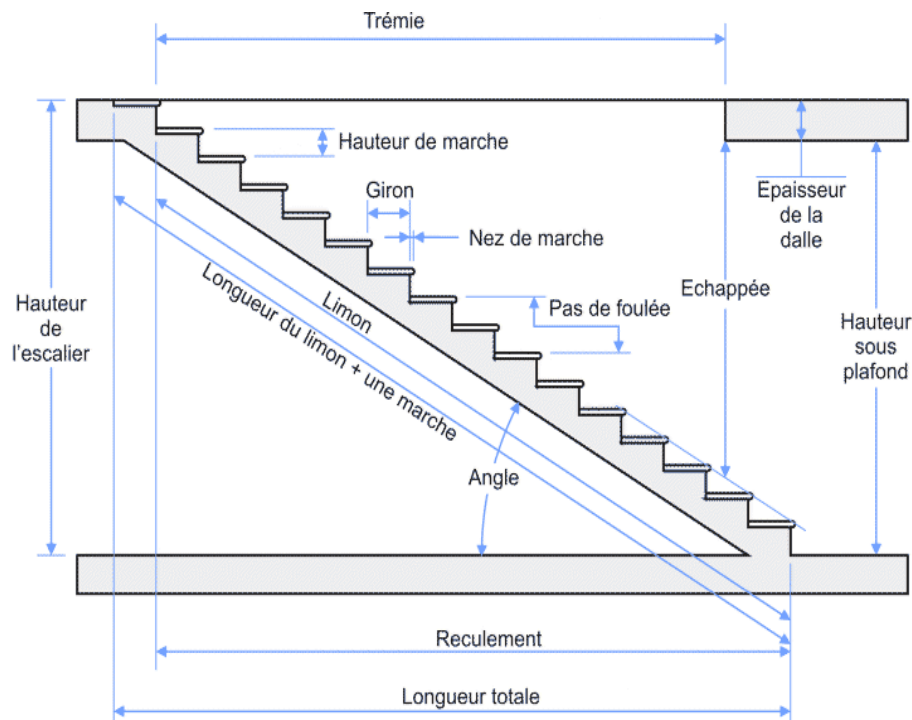


Figure 3.2 exemple d'un escalier

3-2.3.Pré-dimensionnement :

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- il doit être agréable à l'œil.
- facilité de gravir sans fatigue.

Pour cela on utilise généralement la formule de (BLONDEL) qui permet le pré-dimensionnement convenable des escaliers :

$$59 \leq 2h+g < 66\text{cm}$$

h : hauteur de la contre marche.

g : giron ou la longueur de la marche.

On prend $h=16\text{cm} \Rightarrow 27 \leq g < 34\text{cm}$

Alors on prend $g=30\text{cm}$

Le nombre de contre marche (n):

Pour la première volée on a 9 contre marches.

Pour la deuxième volée on a 8 contre marches.

Pour la troisième volée on a 9 contre marches.

Le nombre de marches (n-1):

Pour la première volée on a 8 marches.

Pour la deuxième volée on a 7 marches.

Pour la troisième volée on a 8 marches.

La longueur de la ligne de foulée :

$$L=g*(n-1)$$

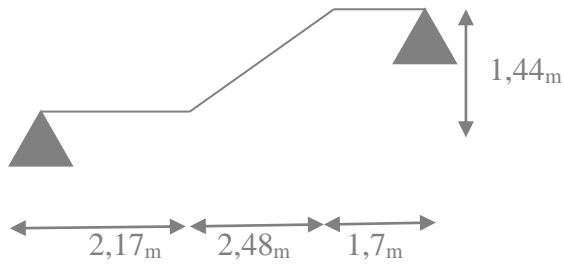
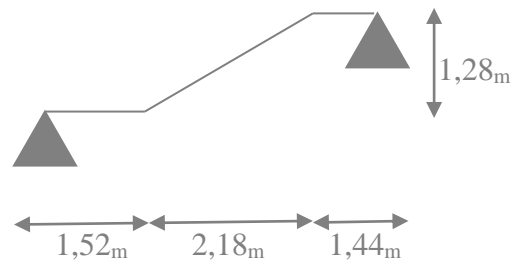
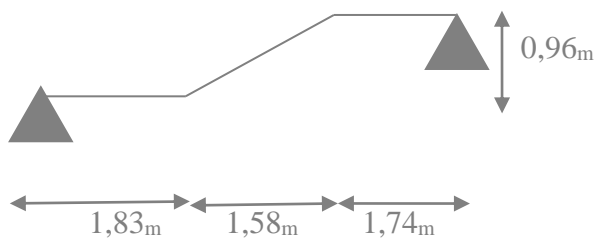
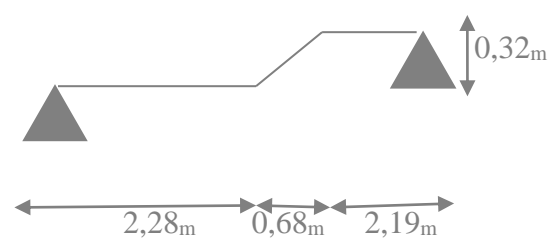
L : longueur de la ligne de foulée.

g : giron.

(n-1) : nombre de marche.

N° Type	N° Volée	g (cm)	(n-1)	L (cm)
1	1	30	8	240
2	2		7	210
3			5	150
4			1	30
1	3		8	240

Tableau 3.2 La longueur de la ligne de foulée.

Les types d'escaliers :**Type1 :****type2 :****Type3 :****type4 :****Les différents angles d'inclinaisons :****Type1 :**

$$\tan \alpha_1 = \frac{h_1}{l_1} = \frac{1,44}{2,48} = 0,60 \Rightarrow \alpha_1 = 30,96^\circ$$

Type2 :

$$\tan \alpha_2 = \frac{h_2}{l_2} = \frac{1,28}{2,18} = 0,60 \Rightarrow \alpha_2 = 30,96^\circ$$

Type3 :

$$\tan \alpha_3 = \frac{h_3}{l_3} = \frac{0,96}{1,58} = 0,61 \Rightarrow \alpha_3 = 31,28^\circ$$

Type4 :

$$\tan \alpha_4 = \frac{h_4}{l_4} = \frac{0,32}{0,68} = 0,47 \Rightarrow \alpha_4 = 25,20^\circ$$

Calcul des épaisseurs :**Palier :**

$$l/20 \leq e < l/15$$

$$L = g \cdot (n/2 - 1)$$

Avec L : ligne de foulée totale.

$$L=0,3*(23/2 -1) = 3,15 \text{ m}$$

$$315/20 \leq e < 315/15$$

$$15,75 \leq e < 21,00 \Rightarrow e = 16 \text{ cm}$$

Paillasse :

$$L_t/30\cos \alpha \leq e < L_t/20\cos \alpha$$

N° Type	N° Volée	α °	L_t (cm)	e (cm)
1	1	30,96	635	25
2	2	30,96	515	20
3		31,28	515	20
4		25,20	515	20
1	3	30,96	635	25

Tableau 3.3 Tableau géométrique d'un escalier

3-2.4.Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse,

On pourrait admettre que leurs poids sont uniformément repartis sur la paillasse.

N.B : le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

3-2.4.1.Charge permanente G :

Paillasse :

Poids propre pour la volée N° 1&3 :

$$0,25 * 25 * 1 = 6,25 \text{ KN/ml} \Rightarrow pp = \frac{6,25}{\cos(30,96)} = 7,3 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de la contre marche :

$$\frac{0,16 * 1}{2} * 25 = 2 \text{ KN/ml}$$

Poids de revêtement :

$$\text{Carrelage horizontal (e = 2cm)} = 22 * 0,02 * 1 = 0,44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Carrelage vertical (e = 2cm)} = 22 * 0,02 * 1 * \frac{16}{30} = 0,23 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mortier de pose horizontal (e = 2cm)} = 20 * 0,02 * 1 = 0,4 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mortier de pose vertical (e = 2cm)} = 20 * 0,02 * \frac{16}{30} = 0,21 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Lite de sable (e = 2cm)} = 0,02 * 16 * 1 = 0,32 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit de ciment(e = 2cm)} = 0,02 * 10 * \frac{1}{\cos(30,96)} = 0,23 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow G_{TOT} = 11,13 \text{ KN/ml.}$$

Palier :

$$\text{Poids propre}(e = 2\text{cm}) = 0,16 * 25 * 1 = 4 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Revêtement (mortier+carrelage)} = (22 + 20) * 0,02 * 1 = 0,84 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit de ciment}(e = 2\text{cm}) = 0,02 * 10 * 1 = 0,2 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Lite de sable}(e = 2\text{cm}) = 0,02 * 16 * 1 = 0,32 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow G_{TOT} = 5,36 \text{ KN/ml}$$

3-2.4.2. Charge d'exploitation Q :

$$\Rightarrow Q = 5 \text{ KN/ml} \quad (\text{pour R.D.C})$$

3-2.4.3. Combinaison d'action :

ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{Palier : } Q_{u1} = 1,35 * 5,36 + 1,5 * 5 = 14,74 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Paillasse : } Q_{u2} = 1,35 * 11,13 + 1,5 * 5 = 22,53 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$Q_s = G + Q$$

$$\text{Palier : } Q_{s1} = 5,36 + 5 = 10,36 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Paillasse : } Q_{s2} = 11,13 + 5 = 16,13 \text{ KN/ml}$$

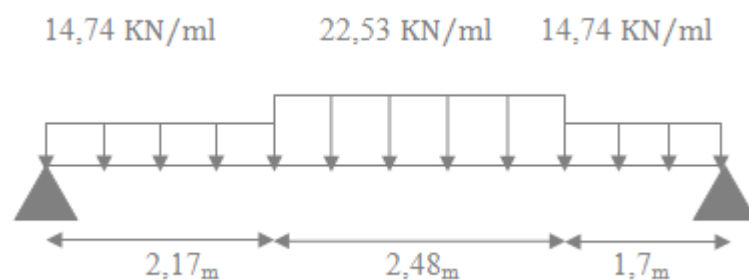


Figure 3.3 Schéma statique du calcul à L'ELU

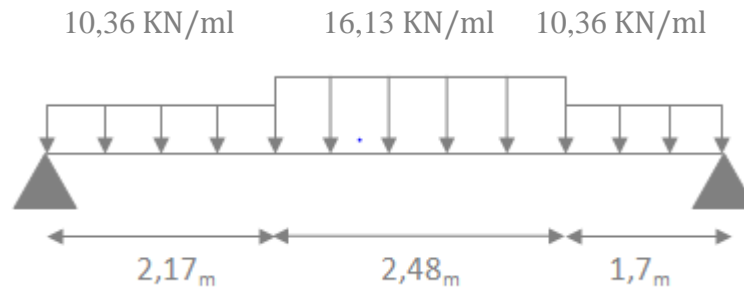


Figure 3.4 Schéma statique du calcul à L'ELS

3-2.5. Diagrammes des sollicitations :

Les résolutions de ce système se fait par le logiciel SAP 2000 et les résultats se présentent comme suit :

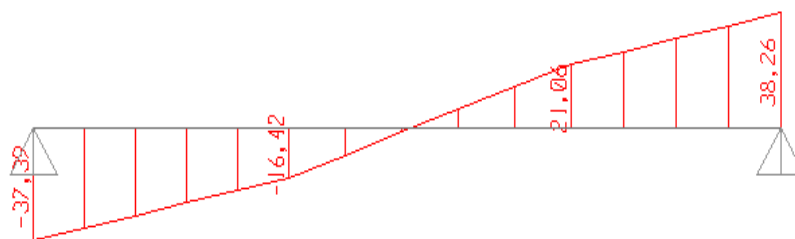
Volée 1&3 :

A L'ELU :

M



T

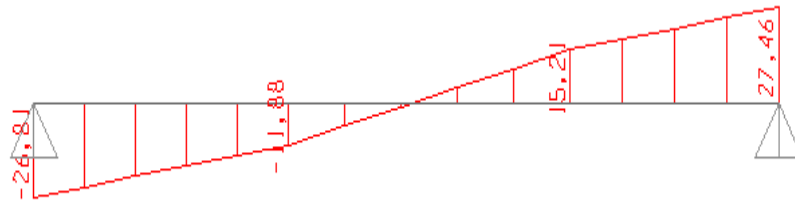


A L'ELS :

M



T



3-2.6.Détermination du ferrillage (volée 1&3):



$$d = 0,9 \times h = 0,90 \times 25 = 0,225 \text{ m}$$

3-2.6.1.ELU :

Armature longitudinales :

Les contraintes :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5 \cdot 1} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$M_{max} = 66,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,85 \cdot M_{max} = 0,85 \cdot 66,94 \Rightarrow M_{ut} = 56,90 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{56,90 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,225^2 \cdot 14,17} = 0,079$$

$$\mu_u = 0,079 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,079)} \right) = 0,103$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,216 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Ast = \frac{56,90 \cdot 10^{-3}}{0,126 \cdot 348} = 12,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F :

$$AST_{\min} \geq 0,23 * 1 * 0,225 * \frac{2,1}{400} \Rightarrow AST_{\min} \geq 2,72 \text{ cm}^2$$

$$AST > AST_{\min} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\Rightarrow AST_{\text{choisi}} = 12T12 = 13,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{13,57}{4} = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{r\text{choisi}} = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

3-2.6.2. ELS

En travée :

$$\left. \begin{aligned} \alpha &\leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \gamma &= \frac{M_u}{M_s} \\ \gamma &= \frac{66,94}{48,18} = 1,39 \\ \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} &= 0,45 \end{aligned} \right\}$$

$$\alpha = 0,45 \leq 0,45 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C.V}$$

3-2.6.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{U\max}}{b * d} = \frac{38,26 \cdot 10^{-3}}{1 * 0,225} = 0,170 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les fissurations peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_v}, 5\right) \text{ MPA}$$

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

$$\text{Donc on a : } \tau_u = 0,170 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

3-2.6.4 Vérification de la flèche :

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

$$* \frac{H}{l} > \frac{1}{18} * \frac{M_s}{M_u} \Rightarrow 0,7 > 0,04 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

h : hauteur de la cage d'escalier.

l : distance entre appuis.

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,7 > 0,063 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

3-2.7 Détermination du ferrailage (Volée 2) :



$$d=0,9 \times h=0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{ m}$$

3-2.7.1 ELU :

Armature longitudinales :

Les contraintes :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5 \cdot 1} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$M_{\max} = 44,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \cdot 44,35 \Rightarrow M_{ut} = 37,70 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{37,70 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18^2 \cdot 14,17} = 0,082$$

$$\mu_u = 0,082 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,082)} \right) = 0,107$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,17 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Ast = \frac{37,70 \cdot 10^{-3}}{0,348} = 6,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F :

$$AST_{\min} \geq 0,23 \cdot 1 \cdot 0,18 \cdot \frac{2,1}{400} \Rightarrow AST_{\min} \geq 2,17 \text{ cm}^2$$

$$AST > AST_{\min} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\Rightarrow AST_{\text{choisi}} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow Ar_{\text{choisi}} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

3-2.7.2 ELS

En travée :

$$\left. \begin{aligned} \alpha &\leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \gamma &= \frac{M_u}{M_s} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{44,35}{31,91} = 1,39 \\ \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} &= 0,45 \end{aligned} \right\}$$

$$\alpha = 0,11 \leq 0,45 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{C.V}$$

3-2.7.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{U\max}}{b * d} = \frac{30,02 \cdot 10^{-3}}{1 * 0,225} = 0,133 \text{ MPA}$$

$$\text{Pour les fissurations peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_v}, 5\right) \text{ MPA}$$

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

$$\text{Donc on a : } \tau_u = 0,133 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

3-2.7.4 Vérification de la flèche :

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

$$* \frac{h}{l} > \frac{1}{18} * \frac{M_s}{M_u} \Rightarrow 0,7 > 0,04 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

h : hauteur de la cage d'escalier.

l : distance entre appuis.

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,7 > 0,063 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

3-2.8 Récapitulation du calcul de ferrailage :

volée	type	M_{ut} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	A_{st} choisi (cm ²)	A_r (cm ²)	A_r choisi (cm ²)
1&3	RDC	56,90	12,98	13,57 = 12T12	3,39	4,71 = 6T10
	ss+EC 17	39,98	5,52	6T12 = 6,79	1,70	2,01= 4T8
2	RDC	37,70	6,37	6,79 = 6T12	1,70	2,01= 4T8
	EC 1	34,85	5,95	6,79 = 6T12	1,70	2,01= 4T8
	EC 2.... 7	25,36	3,99	4,52 = 4T12	1,13	2,01= 4T8

Tableau 3.4 Tableau recapitulative des escaliers:

3-3 Etude de la poutre brisée :

3-3.1 Pré-dimensionnement :

D'aprèsBAEL91 modifier 99 on a :

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

L : distance entre axe de poteaux (l=5,15m)

h : hauteur de la poutre

$$\Rightarrow \frac{515}{15} \leq h \leq \frac{515}{10} \Rightarrow 34,33 \leq h \leq 51,5 \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \Rightarrow 8 \leq b \leq 20 \Rightarrow b = 30 \text{ cm (min RPA)}$$

Vérification du RPA 99 version 2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 1,33 < 4 \dots\dots\dots C.V$$

La poutre (palière / brisée) à une dimension de (30x40) cm²

3-3.2 Descente des charges :

Charge permanente (cas d'une poutre brisée) Et en Prenant le RDC comme exemple de calcul :

G=poids propre de la poutre +maçonnerie x h x ep

Palier1 :

$$G_1 = 4,84 + 3 = 7,84 \text{ KN/ml}$$

Palier2 :

$$H = 4,42 - 0,3 = 3,97 \text{ m}$$

$$G_2 = 3,97 * 0,2 * 9 + 3 = 10,15 \text{ KN/ml}$$

Paillasse :

$$G_3 = \frac{3,33 * 0,2 * 9 + 3}{\cos(30,96)} = 8,58 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

La charge d'exploitation dans la poutre palière est nulle : Q=0

Après avoir utilisé le SAP2000 on à trouvé les efforts internes suivante :

$$M_{ut} = 78,57 \text{ KN.m} \quad M_{ua} = 0 \text{ KN.m} \quad T_u = 54,65 \text{ KN}$$

$$M_{st} = 24,47 \text{ KN.m} \quad M_{sa} = 0 \text{ KN.m} \quad T_s = 46,28 \text{ KN}$$

3-3.3 Calcul du ferrailage :

$$h = 0,4 \text{ m} ; b = 0,3 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,36 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPA} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPA} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

ELU:

En travée:

$$M_{ut} = 0,85 * M_{max} = 0,85 * 78,57 \Rightarrow M_{ut} = 66,78 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{66,78 * 10^{-3}}{0,3 * 0,36^2 * 14,17} = 0,121$$

$$\mu_u = 0,121 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S. A}$$

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,121)} \right) = 0,16$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,337 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{AST} = \frac{66,78 * 10^{-3}}{0,337 * 348} = 5,69 \text{ cm}^2$$

C.N.F:

$$\text{AST}_{\min} \geq 0,23 * 0,3 * 0,36 * \frac{2,1}{400} \Rightarrow \text{AST}_{\min} \geq 1,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{AST} > \text{AST}_{\min} \Rightarrow$$

.....C.V

$$\Rightarrow \text{AST}_{\text{choisi}} = 4\text{T}16 = 6,16 \text{ cm}^2$$

ELS :

En travée :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisée est le F_E E₄₀₀ alors la vérification des contrainte a ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{78,57}{57,28} = 1,37 \\ \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,16 < 0,44 \Rightarrow \text{C.V}$$

3-3.4 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{U\max}}{b * d} = \frac{54,65 * 10^{-3}}{0,3 * 0,36} = 0,51 \text{ MPA}$$

$$\text{Pour les fissurations peu nuisibles : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_v}, 5 \right) \text{ MPA}$$

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

$$\text{Donc on a : } \tau_u = 1,1 < \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow \text{C.V}$$

3-3.5 Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1,6; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,14; 1,6; 3) \text{ cm} \Rightarrow \text{en prend} : \phi_t = 10 \text{ mm}$$

3-3.6 Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

Zone nodal

$$S_T \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_T \leq \min\left(\frac{40}{4}; (12 * 1,2); 30\right) \text{ cm}$$

$$S_T \leq \min(10; 14,4; 30) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{en prend} : S_T = 10 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est $l=2h$

Zone courant :

$$S'_T \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_T \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S'_T \leq 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{on prend} : S'_T = 20 \text{ cm}$$

3-3.7 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} * \frac{M_s}{M_u} \Rightarrow \frac{0,4}{5,15} = 0,078 ; \frac{M_s}{M_u} = \frac{24,47}{33,04} = 0,74 \Rightarrow 0,078 > 0,041 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,078 > 0,063 \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

3.3.8 Récapitulation du calcul de ferrailage :

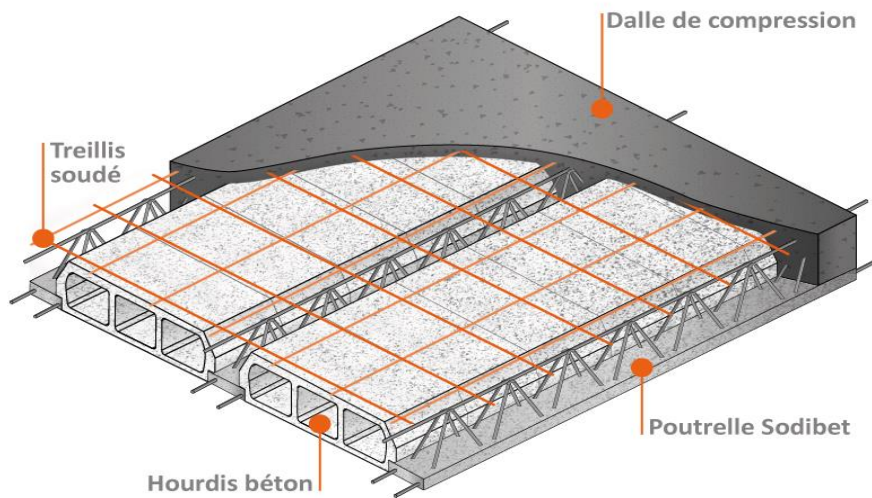
poutre		M_{ut} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	A_{st} choisi (cm ²)	A_r (cm ²)	A_r choisi (cm ²)
palière		61,46	5,42	6,79 = 6T12	3,39	4,71 = 6T10
brisée	RDC	66,78	13,46	13,57 = 12T12	1,70	2,01= 4T8
	EC 1	63,85	6,23	6,79 = 6T12	1,70	2,01= 4T8
	EC 2.... 7	47,36	4,52	4,59 = 4T12	1,13	2,01= 4T8

Tableau 3.5 Tableau récapitulatif des poutres (palière / brisées):

3-4.Etude du plancher :

3-4.1.Introduction :

Notre structure présente des planchers à corps creux associés à des poutrelles fabriqués sur chantier disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui seront liées à celles de la dalle de compression.

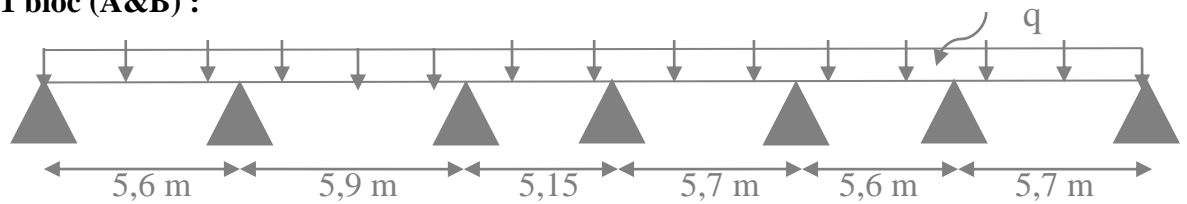


**Plancher poutrelles-hourdis
cas des poutrelles simples**

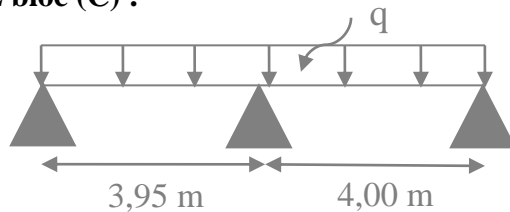
Figure 3.5 Schéma de plancher

3-4.2. Les différents types de poutrelles :

Type 1 bloc (A&B) :



Type 2 bloc (C) :



3-4.3. Dimensionnement des poutrelles :

On va prendre le RDC comme un exemple de calcul.

Type 1 bloc (A&B) :

Charge et surcharge :

Poids propre du plancher : $g=5,83*0,65 =3,79$ KN/ml

Surcharge : $Q=5*0,65 =3,25$ KN/ml

3-4.4. Rappels sur la méthode des trois moments :

Moment aux appuis :

$$M_{i-1} * L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}(L_{i+1}) + 6E(W_i^g + W_i^d) = 0$$

$$M_{i-1} * L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}(L_{i+1}) = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

Avec : $W_i^g = \frac{Q_i * L_i^3}{24 EL_i}$; $W_i^d = \frac{Q_{i+1}^2 * L_{i+1}^3}{24 EL_{i+1}}$

W_i^g, W_i^d : Respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui considéré.

M_{i-1}, M_i, M_{i+1} : sont les moment aux appuis respectifs i-1, i, i+1 pris avec leurs signes.

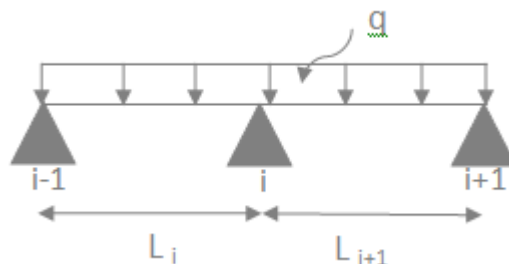


Figure 3.6 Poutrelle sur trois appuis.

Moment en travée :

$$M(x) = U(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - L_i}{L_{i+1}} x \quad (\text{Moment à l'abscisse } x \text{ de la travée hyperstatique}).$$

Avec : $U(x)$: élément de réduction isostatique tel que :

$$U(x) = \frac{q * L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

$U(x)$: prend la valeur maximal quand $T(x)=0$ c'est-à-dire :

$$x = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_i}$$

Efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{d(x)} = \frac{qL_{i+1}}{2} - Qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=1 \Rightarrow T(i) = \frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

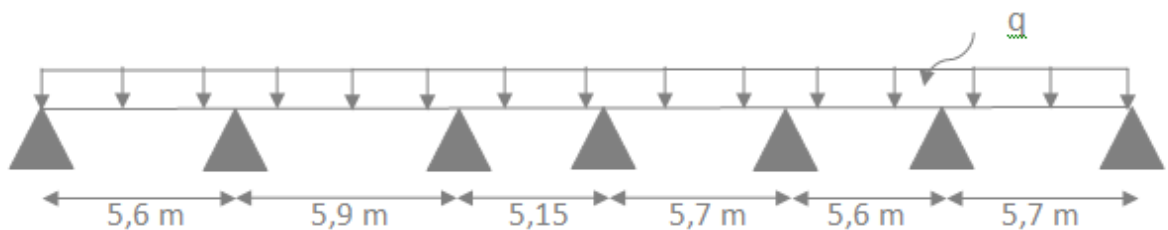
3-4.5.Calcul des efforts :

Figure 3.7 Schéma statique de poutrelle type 1.

Combinaison de charge :

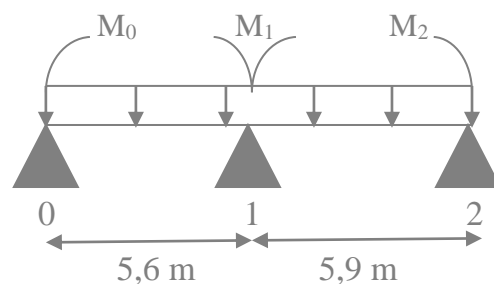
$$q_u = 1,35 * (3,79) + 1,5 * 3,25 = 9,99 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 3,79 + 3,25 = 7,04 \text{ KN/ml}$$

ELU :

$$q_u = 9,99 \text{ KN/ml}$$

1)



$$M_0 L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6(R_{g1} + R_{d1})$$

$$\Rightarrow 2M_1(5,6 + 5,9) + M_2 * 5,9 = -6(R_{g1} + R_{d1})$$

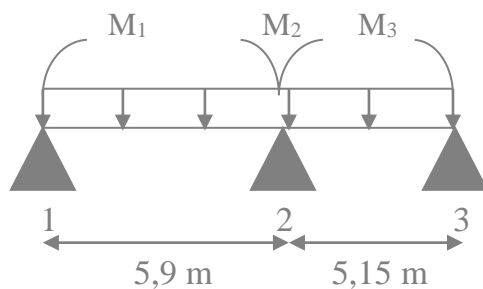
$$R_{g1} = \frac{q_u * L_1^3}{24} = \frac{9,99 * (5,6)^3}{24} = 73,1 \text{ KN}$$

$$R_{d1} = \frac{q_u * L_2^3}{24} = \frac{9,99 * (5,9)^3}{24} = 85,49 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 2M_1(5,6 + 5,9) + M_2 * 5,9 = -6(73,1 + 85,49)$$

$$23M_1 + 5,9M_2 = -951,54 \text{ KN}$$

2)

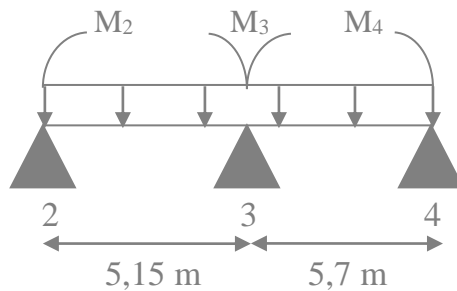


$$M_1 L_2 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6(R_{g2} + R_{d2})$$

$$5,9M_1 + 22,1M_2 + 5,15M_3 = -6(85,49 + 596,86) = -854,08 \text{ KN}$$

$$R_{d2} = \frac{q_u * L_3^3}{24} = \frac{9,99 * (5,15)^3}{24} = 56,86 \text{ KN}$$

3)

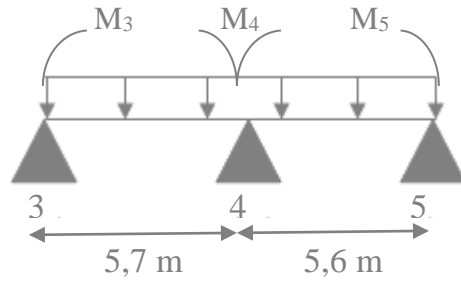


$$M_2 L_3 + 2M_3(L_3 + L_4) + M_4 L_4 = -6(R_{g3} + R_{d3})$$

$$R_{d2} = \frac{9,99 * (5,7)^3}{24} = 77,1 \text{ KN}$$

$$5,15M_2 + 21,7M_3 + 5,7M_4 = -803,76 \text{ KN}$$

4)

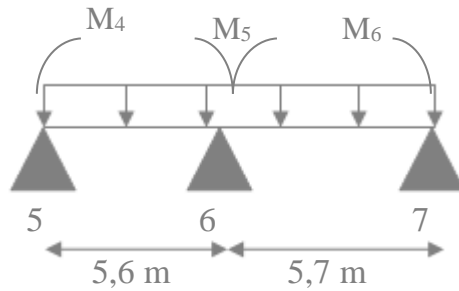


$$M_3L_4 + 2M_4(L_4 + L_5) + M_5L_5 = -6(R_{g4} + R_{d4})$$

$$R_{d4} = \frac{9,99 * (5,6)^3}{24} = 73,1 \text{ KN}$$

$$5,7M_3 + 22,6M_4 + 5,6M_5 = -901,2 \text{ KN}$$

5)



$$M_4L_5 + 2M_5(L_5 + L_6) + M_6L_6 = -6(R_{g5} + R_{d5})$$

$$R_{d5} = \frac{9,99 * (5,7)^3}{24} = 77,09 \text{ KN}$$

$$5,6M_4 + 22,6M_5 = -901,14 \text{ KN}$$

On a: $M_0 = M_6 = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} 23M_1 + 5,9M_2 = -951,54 \text{ KN} \\ 5,9M_1 + 22,1M_2 + 5,15M_3 = -854,08 \text{ KN} \\ 5,15M_2 + 21,7M_3 + 5,7M_4 = -803,76 \text{ KN} \\ 5,7M_3 + 22,6M_4 + 5,6M_5 = -901,2 \text{ KN} \\ 5,6M_4 + 22,6M_5 = -901,14 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = -35,11 \text{ KN} \\ M_2 = -24,40 \text{ KN} \\ M_3 = -24,59 \text{ KN} \\ M_4 = -25,35 \text{ KN} \\ M_5 = -33,59 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moment aux travées:

Travée 0-1 :

$$\sum M/0 = R_1(5,6) - 9,99 * \left(\frac{5,6^2}{2}\right) - 35,11 = 0 \rightarrow R_1 = 34,24 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = R_0(5,6) + 35,11 - 9,99 * \left(\frac{5,6^2}{2}\right) = 0 \rightarrow R_0 = 21,70 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 5,6 \text{ m}$$

$$M(x) = R_0 X - q \frac{X^2}{2} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(5,6) = -35,12 \text{ Kn.m} \end{array} \right\}$$

$$T(x) = R_0 - 9,99X \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 21,7 \text{ KN} \\ T(5,6) = -34,24 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$T(X) = 0 \Rightarrow 21,7 - 9,99X = 0 \Rightarrow X = 2,17 \text{ m}$$

$$M(2,17) = 21,7 * 2,17 - 9,99 * \frac{2,17^2}{2} = 23,57 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2

$$\sum M/1 = R_2(5,9) + M_2 - M_1 - 9,99 * \frac{5,9^2}{2} = 0 \Rightarrow R_2 = 27,66 \text{ KN}$$

$$\sum M/2 = R_1(5,9) + M_1 - M_2 - 9,99 * \frac{5,9^2}{2} = 0 \Rightarrow R_1 = 31,29 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 5,9 \text{ m}$$

$$M(X) = R_1 X + M_1 - q \frac{X^2}{2} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -35,11 \text{ KN.m} \\ M(5,9) = -24,37 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$T(X) = R_1 - 9,99X \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 31,29 \text{ KN} \\ T(5,9) = -27,65 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$T(X) = 0 \Rightarrow X = 3,13 \text{ m}$$

$$M(3,13) = 13,89 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3

$$\sum M/2 = R_3(5,15) + M_3 - M_2 - 9,99 * \frac{5,15^2}{2} = 0 \Rightarrow R_3 = 25,76 \text{ KN}$$

$$\sum M/3 = R_2(5,15) + M_2 - M_3 - 9,99 * \frac{5,15^2}{2} = 0 \Rightarrow R_2 = 25,69 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 5,15 \text{ m}$$

$$M(X) = R_2 X + M_2 - q \frac{X^2}{2} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -24,40 \text{ KN.m} \\ M(5,15) = -24,58 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$T(X) = R_2 - 9,99X \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 25,69 \text{ KN} \\ T(5,15) = -25,76 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$T(X) = 0 \Rightarrow X = 2,57 \text{ m}$$

$$M(2,57) = 8,63 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4

$$\sum M/3 = R_4(5,7) + M_4 - M_3 - q \frac{5,7^2}{2} = 0 \Rightarrow R_4 = 28,60 \text{ KN}$$

$$\sum M/4 = R_3(5,7) + M_3 - M_4 - q \cdot 5,7^2/2 = 0 \Rightarrow R_3 = 28,34 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 5,7 \text{ m}$$

$$M(X) = R_3 X + M_3 - q \cdot X^2/2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = -24,59 \text{ KN.m} \\ M(5,7) = -25,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(X) = R_3 - 9,99X \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 28,34 \text{ KN} \\ T(5,7) = -28,60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(X) = 0 \Rightarrow 28,34 - 9,99X = 0 \Rightarrow X = 2,84 \text{ m}$$

$$M(2,84) = 15,61 \text{ KN.m}$$

Travée 4-5

$$\sum M/4 = R_5(5,6) + M_5 - M_4 - 9,99 \left(\frac{5,6^2}{2} \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_5 = 29,44 \text{ KN}$$

$$\sum M/5 = R_4(5,6) + M_4 - M_5 - 9,99 \left(\frac{5,6^2}{2} \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_4 = 26,50 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 5,6 \text{ m}$$

$$M(x) = R_4 \cdot x + M_4 - q \frac{x^2}{2} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} M(0) = -25,35 \text{ kN.m} \\ M(5,6) = -33,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_4 - 9,99x \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} T(0) = 26,50 \text{ KN} \\ T(5,6) = +29,44 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour : $T(x) = 0$

$$x = 2,65 \text{ m}$$

$$M(2,65) = 9,73 \text{ KN.m}$$

Travée 5-6

$$\sum M/5 = R_6(5,7) - M_5 - 9,99 \left(\frac{5,7^2}{2} \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_6 = 22,58 \text{ KN}$$

$$\sum M/6 = R_5(5,7) + M_5 - 9,99 \left(\frac{5,7^2}{2} \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_5 = 34,36 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 5,7 \text{ m}$$

$$M(x) = 34,36x + 5 - q \frac{x^2}{2} \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -33,59 \text{ kN.m} \\ M(5,7) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 34,36 - 9,99x \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 34,36 \text{ KN} \\ T(5,6) = -22,58 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Pour : $T(x)=0$

$$x = 3,44 \text{ m}$$

$$M(3,44) = 25,52 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés par SAP2000 se présentent comme suit :

Type	M_u		M_s		T_{\max}	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	ELU	ELS
1	25,47	35,31	17,94	24,88	34,36	24,21

Tableau 3.6 .efforts et sollicitations.

3-4.6.Ferrailage des poutrelles :

3.4.6.1.Type 1 bloc (A&B) :

3-4.6.1.1.ELU :

En travée :

$$M_u = 25,47 \text{ KN. m}$$

$$M_t = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 * 0,05 \frac{0,85 * 25}{1,5} \left(0,9 * 0,25 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_t = 92 \text{ KN. m}$$

$M_t > M_u \Rightarrow$ section a une forme rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{25,47 \cdot 10^{-3}}{0,65[0,9(0,25)]^2 * 14,17} = 0,059$$

$$\mu_u < \mu_r \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$AST = \frac{M_{ut}}{z\sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,046)} \right) = 0,076$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,22$$

$$AST = \frac{M_{ut}}{z\sigma_{st}}$$

$$AST = 3,33 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$AST_{\min} \geq 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow AST_{\min} \geq 0,23 * 0,65 * (0,9 * 0,25) \frac{2,1}{400}$$

$$AST_{\min} \geq 1,77 \text{ cm}^2$$

$$AST > AST_{\min} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$AST_{\text{choix}} = 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$M_u = 35,31 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{35,31 \cdot 10^{-3}}{0,12(0,9 * 0,25)^2 * 14,17} = 0,349$$

$$\mu_u < \mu_r \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0,56 \\ z = 0,17 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$AST = \frac{35,31 * 10^{-3}}{0,17 * 348} = 5,96 \text{ cm}^2$$

CNF:

$$AST_{\min} \geq 0,23 * 0,12 * 0,225 * \frac{2,1}{400}$$

$$AST_{\min} \geq 0,33 \Rightarrow AST > AST_{\min} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

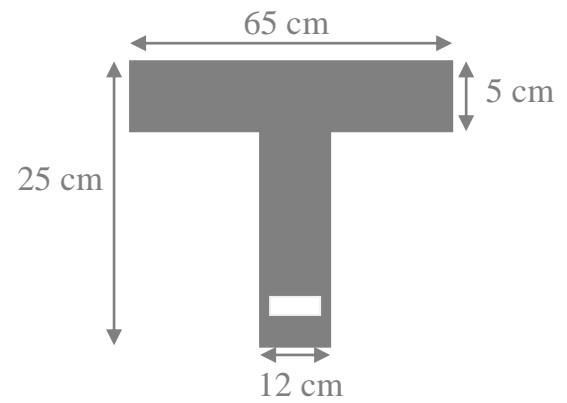
$$AST_{\text{choisi}} = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

3-4.6.1.2.ELS :

En travée

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisée est le $F_E E_{400}$ alors la vérification des contrainte a L'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$



Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{25,47}{17,94} = 1,42 \\ \frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} &= 0,46 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \alpha < 0,46 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C. V}$$

En Appuis :

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{M_u}{M_s} = \frac{35,31}{24,88} = 1,42 \\ \frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} &= 0,6 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,56 < 0,56 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C. V}$$

3-4.6.1.3.Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{U\max}}{b_0 * d} = \frac{34,36 \cdot 10^{-3}}{0,12 * 0,225} = 1,27 \text{ Mpa}$$

Pour les fissurations peut nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_v}, 5\right) \text{ Mpa}$

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

Donc on a : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C. V}$

3-4.6.1.4.Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{25}{35}; 1,6; \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,71; 1,6; 1,2) \Rightarrow \text{en prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

3.4.6.1.5. Calcul d'espacement des cadres :

D'après le PPA99 version 2003 on a :

Zone nodale :

$$S_T \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_T \leq \min\left(\frac{25}{4}; (12 * 1,6); 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_T \leq \min(6,; 19,2; 30 \text{ cm})$$

\Rightarrow on prend $S_T = 7 \text{ cm} \Leftrightarrow$ (min RPA)

Zone courante :

$$S'_T \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_T \leq \frac{25}{2} \Rightarrow S'_T \leq 12,5 \text{ cm}$$

\Rightarrow on prend $S'_T = 12 \text{ cm}$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

CNF :

$$\frac{f_e A_t}{b_0 S'_T} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\right) \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \frac{400 * 1,51 * 10^{-4}}{0,12 * 0,12} \geq \max\left(\frac{1,27}{2}; 0,4\right) \text{ MPA}$$

$\Rightarrow 4,19 \geq 0,4 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{ C. V}$

3.4.6.1.6. Vérification au glissement :**En appuis :**

$$T_u - \frac{M_u}{0,9*d} \leq 0 \Rightarrow 34,36 - \frac{35,31}{0,9*0,225} = -140,00 \text{ KN}$$

$\Rightarrow -140,00 < 0 \dots \dots \dots \text{ C. V}$

3.4.6.1.7. Vérification de la flèche :

D'après BAEL91 modifiée 99 il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$$

avec : L_{max} (la portée maximale des poutrelles)

Dans notre cas on a :

$$L_{max} = 590 \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{590}{500} = 1,18 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15AST \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 * (0,25)^3}{12} + 15 * (4,02 \cdot 10^{-4}) * \left(\frac{0,25}{2} - 0,025 \right)^2$$

$$d' = 0,1h = 0,1 * 0,25 = 0,025 \text{ m}$$

$$I_0 = 9,07 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{AST_U}{b_0 d} = \frac{4,02 * 10^{-4}}{0,12 * 0,225} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 * 2,1}{2 + 3 \left(\frac{0,12}{0,65}\right) * 0,015} = 2,74$$

$$\mu = 1 - 1,75 * \frac{f_{T28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}} = 0,84$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 * 9,07 * 10^{-4}}{1 + 2,74 * 0,84} = 3,02 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_t L^2}{10E_i I_{Fi}} = 25,47 * 10^{-3} * \frac{(5,9)^2}{10 * 32164,2 * 3,02 * 10^{-4}} = 9,13 * 10^{-3} \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow f = 0,913 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1,18 \text{ cm} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Type 2 "bloc (C)" :

$$G = 3,79 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,98 \text{ KN/ml}$$

$$.q_u = 6,79 \text{ KN/ml}$$

$$.q_s = 4,77 \text{ KN/ml}$$

Type	M_u (kn.m)		M_s (kn.m)		T_{max} (kn)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	ELU	ELS
2	11,36	19,67	8	13,86	24,90	17,55

Tableau 3.7 efforts et sollicitations.

3-4.6.2.1.ELU:

En Travées:

$$M_u = 11,36 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,65 * 0,05 * 0,85 * \frac{25}{1,5} * \left(0,9 * 0,21 - \frac{0,05}{2}\right) \Rightarrow M_t = 75,51 \text{ KN.m}$$

$M_t > M_u \Rightarrow$ la section a une forme rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{11,36 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot 0,189^2 \cdot 14,17} = 0,035$$

$$\mu_u < \mu_r \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,035)} \right) = 0,045$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,19 \text{ m}$$

$$\Rightarrow AST = \frac{11,36 \cdot 10^{-3}}{0,19 \cdot 348} = 1,72 \text{ cm}^2$$

C.N.F :

$$AST_{\min} \geq 0,23 * 0,65 * 0,189 * \frac{2,1}{400}$$

$$AST_{\min} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \Rightarrow AST > AST_{\min} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\Rightarrow AST_{\text{choisi}} = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

En Appuis :

$$M_u = 19,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{19,67 * 10^{-3}}{0,12 * 0,189^2 * 14,17} = 0,324$$

$$\mu_u < \mu_r \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,324)} \right) = 0,51$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,15 \text{ m}$$

$$\Rightarrow AST = \frac{19,67 \cdot 10^{-3}}{0,15 \cdot 348} = 3,77 \text{ cm}^2$$

C.N.F :

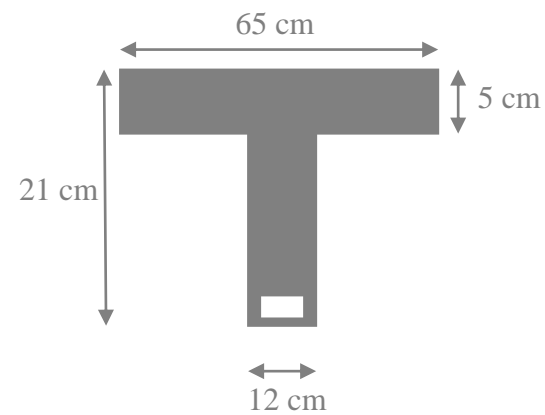
$$AST_{\min} \geq 0,23 * 0,12 * 0,189 * \frac{2,1}{400}$$

$$AST_{\min} \geq 0,27 \text{ cm}^2 \Rightarrow AST > AST_{\min} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\Rightarrow AST_{\text{choisi}} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

3-4.6.2.2.ELS :

En travées :



Puisque la fissuration est peu nuisible et l'acier utilisée est le $F_E E_{400}$ alors la vérification des contrainte a L'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{11,36}{8} = 1,42 \\ \frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,045 < 0,46 \Rightarrow \dots\dots\dots C.V$$

En Appuis :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19,67}{13,86} = 1,42 \\ \frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,51 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,51 > 0,51 \Rightarrow \dots\dots\dots C.V$$

3.4.6.2.3. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{b_0 * d} = \frac{24,9 \cdot 10^{-3}}{0,12 * 0,189} = 1,10 \text{ MPA}$$

Pour les fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_v}, 5\right)$ MPA

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

Donc on a : $\tau_u = 1,1 < \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow \dots\dots\dots C.V$

3.4.6.2.4. Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; 1,4; \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,6; 1,4; 1,2) \Rightarrow \text{en prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

3.4.6.2.5. Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA99 version 2003 on a :

Zone nodale :

$$S_T \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi_I; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_T \leq \min\left(\frac{21}{4}; (12 * 1,4); 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_T \leq \min(5,25; 16,8; 30 \text{ cm})$$

=> on prend $S_T = 7 \text{ cm} \Leftrightarrow$ (min RPA)

Zone courante :

$$S'_T \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_T \leq \frac{21}{2} \Rightarrow S'_T \leq 10,5 \text{ cm}$$

=> on prend $S'_T = 10 \text{ cm}$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 3\phi_6 = 0,85 \text{ cm}^2$

CNF :

$$\frac{f_e A_t}{b_0 S'_T} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\right) \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \frac{400 * 0,85 * 10^{-4}}{0,12 * 0,10} \geq \max\left(\frac{1,1}{2}; 0,4\right) \text{ MPA}$$

=> $2,83 \geq 0,55 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C.V}$

3.4.6.2.6. Vérification au glissement :

En appuis :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9*d} \leq 0 \Rightarrow 24,90 - \frac{19,67}{0,9*0,189} = -90,74 \text{ KN}$$

=> $-90,74 \text{ KN} < 0 \dots \dots \dots \text{C.V}$

3.4.6.2.7 Vérification de la flèche :

D'après BAEL91 modifiée 99 il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$$

avec : L_{max} la portée maximale des poutrelles.

Dans notre cas on a : $L_{max} = 400 \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15AST \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 * (0,21)^3}{12} + 15 * (3,08.10^{-4}) * \left(\frac{0,21}{2} - 0,021\right)^2$$

$$d' = 0,1h = 0,1 * 0,21 = 0,021 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_0 = 5,34.10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{AST_U}{b_0 d} = \frac{3,08 * 10^{-4}}{0,12 * 0,189} = 0,014$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 * 2,1}{2 + 3 \left(\frac{0,12}{0,65}\right) * 0,014} = 2,94$$

$$\mu = 1 - 1,75 * \frac{f_{T28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}} = 0,83$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 * 5,34.10^{-4}}{1 + 2,94 * 0,83} = 1,71 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_t L^2}{10E_i I_{Fi}} = 35,31 * 10^{-3} * \frac{11,36 * 10^{-3} * 4^2}{10 * 32164,2 * 1,71.10^{-4}} = 3,30.10^{-3} \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow f = 0,330 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

type	niveau	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	AST (cm ²)		Ferrailage (cm ² /ml)	
				travée	appuis	Ast _{travées}	Ast _{appuis}
1	SS	25,47	35,31	3,33	5,96	4,02=2T16	6,03=3T16
	RDC	25,47	35,31	3,33	5,96	4,02=2T16	6,03=3T16
	EC	16,79	23,28	2,19	3,34	2,26=2T12	3,39=3T12
	TA	15,03	20,84	1,96	2,99	2,26=2T12	3,39=3T12
2	SS	11,36	19,67	1,72	3,58	3,08=2T14	4,62=3T14
	RDC	11,36	19,67	1,72	3,58	3,08=2T14	4,62=3T14
	EC	7,49	12,97	1,15	2,19	2,26=2T12	2,26=2T12
	TA	6,70	11,61	1,01	1,96	2,26=2T12	2,26=2T12

Tableau 3.8 Récapitulatif du ferrailage des poutrelles.

3-5.Etude de l'ascenseur :

3-5.1.introduction :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment.

Il représente un avantage car il permet la facilité de la circulation verticale dans les bâtiments supérieures à cinq étages.

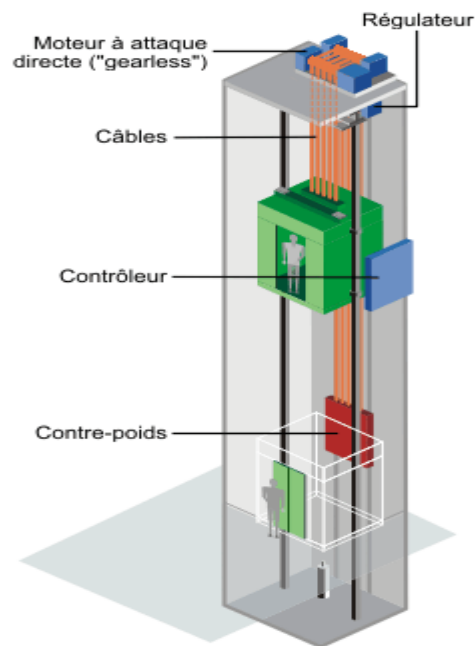


Figure 3.8 Schéma d'un ascenseur mécanique.

3-5.2.Etude de la dalle d'ascenseur :

Pour assurer la stabilité et la rigidité de notre dalle on a prévu un calcul dans les deux sens longitudinal et transversal.

La dalle d'ascenseur risque un poinçonnement à causes de la force concentrée appliqué par les appuis du moteur.

Poids de l'ascenseur est de 80 KN (le moteur à quatre appuis)

Charge d'exploitation $Q = 3,5$ KN (BAEL 91 modifié 99)

N.B : Chaque appui du moteur prend $\frac{1}{4}$ du poids de l'ascenseur.

$$p_a = \frac{p_{asc}}{\text{nbr appuis}} = \frac{80}{4} = 20 \text{ KN}$$

$$Q_a = \frac{Q_{asc}}{\text{nbr appuis}} = \frac{3,5}{4} = 0,875 \text{ KN}$$

p_a : Charge permanent par appuis ;

Q_a : Charge d'exploitation par appuis ;

Cette charge concentrée développe un effet tranchant de cisaillement en chaque point de la dalle.

3-5.3.Vérification au poinçonnement :

D'après BAEL 91 modifiée 99 la condition non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_0 \leq 0,045 * u_c * h * f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

q_0 : Charge de calcul a l'état limite ultime.

$$q_0 = 1,35p_a + 1,5Q_a = 1,35 * 20 + 1,5 * 0,879$$

$$q_0 = 28,31 \text{ KN}$$

h : épaisseur total de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$u.v$: dimension d'impact $u = V = 10 \text{ cm}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} , \gamma_b = 1,5 , h = 0,25 \text{ m}$$

.L'épaisseur de la dalle :

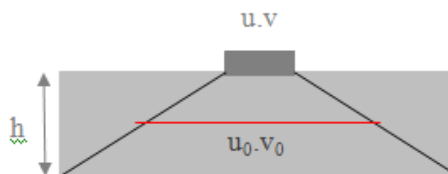


Figure 3.9 chargement appliqué.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$$\frac{180}{50} \leq e \leq \frac{180}{30}$$

$$\Rightarrow 3,6 \leq e \leq 6 \text{ cm}$$

le min exigé est de: $e \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow e = 25 \text{ cm}$

Pour un chargement appliqué directement sur la dalle on aura :

$$u_0 = u + h ; V_0 = V + h$$

$$u_c = [(u_0 + V_0) * 2] = [(u + h + V + h) * 2] = (u + h) * 4 = (10 + 25) * 4$$

$$u_c = 1,4 \text{ m}$$

.Charge limite :

$$Q_{ul} = 0,045 * 1,4 * 0,25 * \frac{25 \cdot 10^{-3}}{1,5} = 262,5 \text{ KN}$$

$$Q_{ul} = 28,31 \leq Q_{ul} = 262,5 \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.

.Détermination des sollicitations :

.Evaluation des moments due aux charges concentrées :

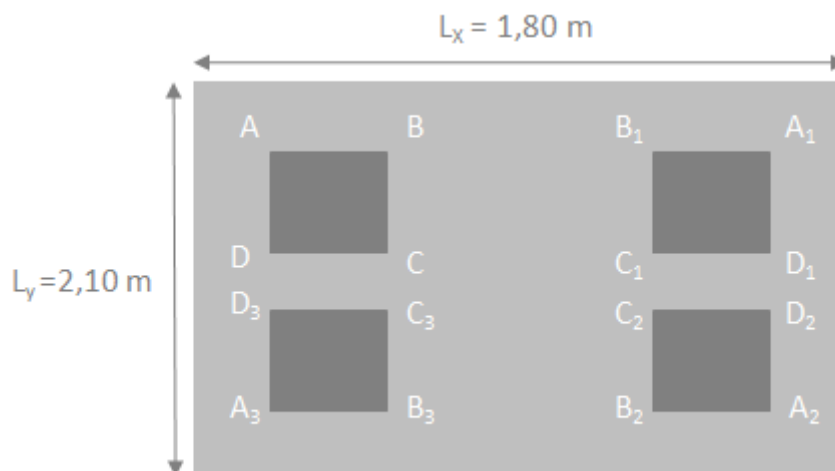


Figure 3.10 Chargement supporté par la dalle.

$$u_0 = u + h = 0,1 + 0,25 = 0,35 \text{ m}$$

$$v_0 = v + h = 0,1 + 0,25 = 0,35 \text{ m}$$

Rectangle 1 [AA₁A₂A₃]:

$$\left\{ \begin{array}{l} U=1,42 \text{ m} \\ \end{array} \right.$$

Rectangle 2 [BB₁B₂B₃]:

$$\left\{ \begin{array}{l} U=0,72 \text{ m} \\ \end{array} \right.$$

$$V=1,29 \text{ m}$$

$$V=1,29 \text{ m}$$

Rectangle 3 [CC₁C₂C₃]:

Rectangle 3 [DD₁D₂D₃]

$$\begin{cases} U=0,72 \text{ m} \\ V=0,59 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} U=1,42 \text{ m} \\ V=0,59 \text{ m} \end{cases}$$

.Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2). P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1). P$$

Avec :

ν : coefficient de poisson.

3-5.4.ELU :

$\nu = 0$ à L'ELU

$$\begin{cases} M_x = M_1 \cdot P \\ M_y = M_2 \cdot P \end{cases}$$

$$P_u = P'_u \cdot S \quad ; \quad \frac{\rho_x}{\rho_y} = 0,86 \Rightarrow \text{abaque n°03}$$

La charge surfacique appliquée sur le Rectangle (35*35) cm² est :

$$P'_u = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{28,31}{0,35 * 0,35} = 231,102 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles sont résumés dans le tableau suivant :

Rec	U ₀	V ₀	$\frac{U_0}{L_x}$	$\frac{V_0}{L_y}$	M ₁	M ₂	S[m ²]	P' _u [$\frac{KN}{m^2}$]	P _u [KN]	M _x [KN.m]	M _y [KN.m]
1	1, 67	1,54	0,93	0,73	0,058	0,048	2,57	231,102	593,93	34,45	28,51
2	0, 97	1,54	0,54	0,73	0,087	0,061	1,49	231,102	344,34	29,96	21
3	0, 97	0,84	0,54	0,4	0,101	0,092	0,81	231,102	187,19	18,91	17,22
4	1, 67	0,84	0,93	0,4	0,068	0,068	1,4	231,102	323,54	22	22

Tableau 3.9 moment isostatique des rectangles

.Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x_1} = \frac{M_{xAA_1A_2A_3} - M_{xBB_1B_2B_3} - M_{xDD_1D_2D_3} + M_{xCC_1C_2C_3}}{4} = 1,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_1} = \frac{M_{yAA_1A_2A_3} - M_{xBB_1B_2B_3} - M_{xDD_1D_2D_3} + M_{xCC_1C_2C_3}}{4} = 3,07 \text{ KN.m}$$

.Moments dues aux charges réparties (poids propre) :

.Chargement :

$$L_x = 1,80 \text{ m} ; L_y = 2,10 \text{ m} ; h_0 = 0,25 \text{ m}$$

.Poids propre : G = 0,25 * 25 = 6,25 KN/ml

.Charge d'exploitation : Q = 1 KN/ml

.Charge ultime : q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * 6,25 + 1,5 * 1

$$q_u = 9,94 \text{ KN/ml}$$

.Sollicitations :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,86 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travail suivant les deux sens.}$$

$$\text{Méthode BAEL} \begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_u * L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 1,60 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1,13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

.Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1,9 + 1,6 = 3,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 3,07 + 1,13 = 4,2 \text{ KN.m}$$

.Moment retenus :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 * 3,5 = 1,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 * 4,2 = 2,10 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 * 3,5 = 1,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_{0y} = 0,5 * 4,2 = 2,10 \text{ KN.m}$$

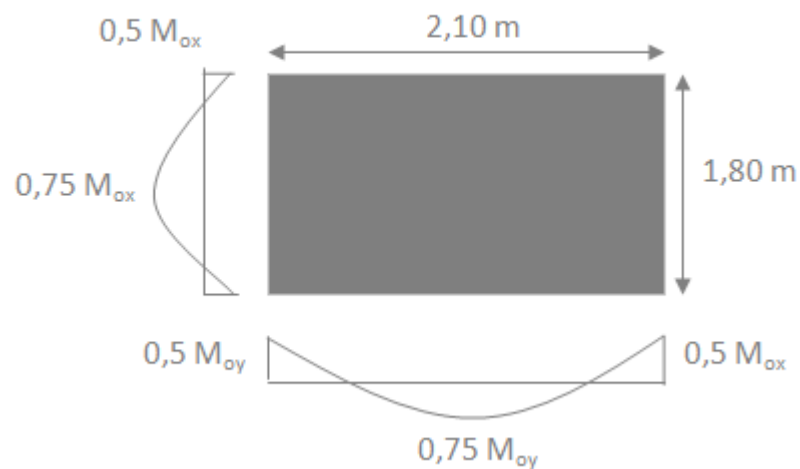


Figure 3.10.1 Evaluation des sollicitations

3-5.4.1.Détermination du ferrailage de la dalle :



- hauteur utile des aciers tendus : $d=0,9h = 22,5$ cm
- contraintes des aciers utilisés $f_e = 400$ MPA ; $\sigma_s = 348$ MPA
- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPA ; $f_{bc} = 14,17$ MPA
- contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPA
- fissuration préjudiciable.

.Section d'armature suivant le sens x :

En travée :

Le moment ultime : $M_{tx} = 2,63$ KN.m

.Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,63 * 10^{-3}}{1 * 0,225^2 * 14,17} = 0,0036$$

$$\mu_u = 0,0036 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,0036)} \right) = 0,0045$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,225 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{AST} = \frac{2,63 * 10^{-3}}{0,225 * 348} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

.Section minimale:

$$A_{\min} = 0,8\% \text{ pour FeE400}$$

$$A_{y\min} = 0,08 * h_0 = 0,08 * 25 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{x\min} = \frac{3 - \rho}{2} * A_{y\min} = \frac{(3 - 0,86)}{2} * 2 = 2,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x\min} = 2,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc on prend $A_{tx} = 2,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

Le moment ultime : $M_{ax} = 1,75$ KN.m

.Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,75 * 10^{-3}}{1 * 0,225^2 * 14,17} = 0,0024$$

$$\mu_u = 0,0024 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,0024)} \right) = 0,003$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,225 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{Sa} = \frac{1,75 * 10^{-3}}{0,225 * 348} = 0,223 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

.Section minimal des armatures :

$$A_{a_x} = 0,229 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 2,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc on prend $A_{a_x} = 2,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

.Section d'armature suivant le sens y :

En travée :

Le moment ultime : $M_{ly}=3,15 \text{ KN.m}$

.Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bc}} = \frac{3,15 * 10^{-3}}{1 * 0,225^2 * 14,17} = 0,0044$$

$$\mu_u = 0,0044 < 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,0044)} \right) = 0,0055$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,224 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{ST} = \frac{3,15 * 10^{-3}}{0,224 * 348} = 0,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

.Section minimale :

$$A_{t_y} = 0,41 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc on prend $A_{t_y} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

Le moment ultime : $M_{ay}=2,10 \text{ KN.m}$

.Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{bd^2f_{bc}} = \frac{2,1 * 10^{-3}}{1 * 0,225^2 * 14,17} = 0,0029$$

$$\mu_u = 0,0029 < 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,0029)}\right) = 0,0036$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,225 \text{ m}$$

$$\Rightarrow ASa = \frac{2,1 * 10^{-3}}{0,225 * 348} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

.Section minimale :

$$Aa_y = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc on prend $Aa_y = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

3-5.4.2.Choix des aciers :

En travée :

Sens Lx :

$$At_x = 2,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St_x \leq \min(3h_0, 33) \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ par } 1\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$St_x \leq 33 \text{ cm}$$

Sens Ly :

$$At_y = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St_y \leq \min(4h_0, 45) \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ par } 1\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 38 \text{ cm} \end{cases}$$

$$St_y \leq 45 \text{ cm}$$

En appuis :

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 2,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

3-5.4.3.Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ avec : } \begin{cases} \tau_u = \frac{Vu_{\text{tot}}}{b * d} \\ \bar{\tau}_u = 10 * \frac{h_0}{3} * \min(0,13f_{c28}, 5) \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{10 * 0,25}{3} * 3,25 = 2,71 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} Vu_{\text{tot}} = V_x + V_v \dots \dots \dots \text{sens } x \\ Vu_{\text{tot}} = V_y + V_u \dots \dots \dots \text{sens } y \end{cases}$$

On calcul V_x et V_y : (efforts tranchants dus aux charges réparties)

$$\rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u * \frac{L_x}{2 * \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \\ V_y = q_u * \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = 9,94 * \frac{1,80}{2 * \left(1 + \frac{0,86}{2}\right)} = 6,26 \text{ KN} \\ V_y = 9,94 * \frac{1,80}{3} = 5,96 \text{ KN} \end{cases}$$

On calcul V_v et V_u : (efforts tranchants dus aux charges localisées)

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{28,31}{2 * 0,35 + 0,35} = 26,96 \text{ KN}$$

On a : $u = v = 35 \text{ cm} \Rightarrow V_u = V_v = 26,96 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \begin{cases} Vu_{\text{xtot}} = 6,26 + 26,96 = 33,22 \text{ KN} \\ Vu_{\text{ytot}} = 5,96 + 26,96 = 32,92 \text{ KN} \end{cases}$$

D'où :

$$Vu_{\text{tot}} = \max(Vu_{\text{xtot}}, Vu_{\text{ytot}}) = 33,22 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{33,22 * 10^{-3}}{1 * 0,225} = 0,148 \text{ MPA}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ C.V \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3-5.5.ELS :

3.5.51.Calcul des sollicitations :

.Charge localisée :

$$M_x = (M_1 + vM_2). P$$

$$M_y = (M_2 + vM_1). P$$

$v = 0,2$ à ELS

$$p_s = p'_s * S = \frac{q_s}{U * V} * S$$

$$q_s = (G + Q) * \frac{1}{4} = (20 + 0,875) * 0,25 = 5,22 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow p_s = \frac{5,22}{0,35 * 0,35} * S = 42,61 * S$$

rec	U ₀	V ₀	$\frac{U_0}{I_x}$	$\frac{V_0}{I_y}$	M1[KN]	M2[KN]	S (m ²)	p' _s [kn /m ²]	p' _s .S [KN]	M _x [kn.m]	M _y [kn.m]
1	1,67	1,54	0,93	0,73	0,058	0,048	2,57	42,61	109,51	7,4	6,53
2	0,97	1,54	0,54	0,73	0,087	0,061	1,49		63,49	6,3	4,98
3	0,97	0,84	0,54	0,4	0,101	0,092	0,81		34,51	4,12	3,87
4	1,67	0,84	0,93	0,4	0,068	0,068	1,40		59,65	4,87	4,87

Tableau 3.10 moments isostatique des rectangles.

3-6.2. Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x_1} = \frac{M_{xAA_1A_2A_3} - M_{xBB_1B_2B_3} - M_{xDD_1D_2D_3} + M_{xCC_1C_2C_3}}{4} = 0,0875 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_1} = \frac{M_{yAA_1A_2A_3} - M_{xBB_1B_2B_3} - M_{xDD_1D_2D_3} + M_{yCC_1C_2C_3}}{4} = 0,138 \text{ KN.m}$$

.Moments dues aux charges réparties du poids propre :

$$L_x = 1,8 ; L_y = 2,1 \text{ m} ; h_0 = 25 \text{ cm}$$

.Chargement :

$$\text{Poids propre : } G = 0,25 * 25 = 6,25 \text{ KN/ml.}$$

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

$$\text{Charge service : } q_s = G + Q = 6,25 + 1 = 7,25 \text{ KN/ml}$$

.Sollicitations :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,86 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$\text{Méthode BAEL} \begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_s * L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,7937 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 1,31 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

.Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 0,0875 + 1,31 = 1,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 0,138 + 1,04 = 1,18 \text{ KN.m}$$

.Moment retenus :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 * 1,4 = 1,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 * 1,18 = 0,89 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 * 1,4 = 0,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_{0y} = 0,5 * 1,18 = 0,59 \text{ KN.m}$$

3-6.3.Vérification des contraintes dans le béton selon le sens x:

En travée :

$$M_{tx} = 1,05 \text{ KN.m} ; A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_{sc} = 0$$

.Position de l'axe neutre y :

$$y = b * \frac{y^2}{2} + \eta * A_{sc} * (y - d) - \eta * A_{st} * (d - y) = 0$$

$$y = 50y^2 + 67,8y - 1525,5 = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} \sqrt{\Delta} = 556,5 \\ \Rightarrow y = 4,89 \text{ cm} \\ \eta = 15 \end{array} \right\}$$

.Calcul d'inertie :

$$I_G = \frac{b}{3} * y^3 + \eta * A_{sc} * (y - d')^2 + \eta * A_{st} * (d - y)^2$$

$$I_G = 24923,27 \text{ cm}^4$$

.Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I_G} * y = \frac{1,05 * 10^{-3} * 4,89 * 10^{-2}}{24923,27 * 10^{-8}} = 0,21 \text{ MN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Donc on a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ C.V => les armatures calculées à ELU sont suffisantes.

En appuis :

La contrainte admissible du béton $\sigma_{bc} : M_{ax} < M_{tx}$

Donc il est sur que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ C.V

=> Les armatures calculées à ELU sont suffisantes.

3-6.4.Vérification des contraintes dans le béton selon le sens y:**En travée :**

$$M_{ty} = 0,89 \text{ KN.m} ; A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_{sc} = 0$$

.Position de l'axe neutre y :

$$y = b * \frac{y^2}{2} + \eta * A_{sc} * (y - d) - \eta * A_{st} * (d - y) = 0$$

$$y = 50y^2 + 67,8y - 1525,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 556,5$$

$$\Rightarrow y = 4,89 \text{ cm}$$

$$\eta = 15$$

.Calcul d'inertie :

$$I_G = \frac{b}{3} * y^3 + \eta * A_{sc} * (y - d')^2 + \eta * A_{st} * (d - y)^2$$

$$I_G = 24923,27 \text{ cm}^4$$

.Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I_G} * y = \frac{0,89 * 10^{-3} * 4,89 * 10^{-2}}{24923,27 * 10^{-8}} = 0,17 \text{ MN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Donc on a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ C.V

=> Les armatures calculées à ELU sont suffisante.

3-6.5 Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

$$\text{si : } \begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq 0,1 * \frac{M_t}{M_0} \\ A_s \leq 4,2 * \frac{b*d}{f_e} \end{cases}$$

Sens x-x :

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{180} = 0,14 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$0,1 * \frac{M_t}{M_0} = 0,1 * \frac{1,05}{1,4} = 0,075 < 0,125 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$4,2 * \frac{b * d}{f_e} = 4,2 * \frac{1 * 0,225}{400} = 2,36 * 10^{-3} > 4,52 * 10^{-4} \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Sens y-y :

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{210} = 0,12 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$0,1 * \frac{M_t}{M_0} = 0,1 * \frac{0,89}{1,18} = 0,075 < 0,125 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$4,2 * \frac{b * d}{f_e} = 4,2 * \frac{1 * 0,225}{400} = 2,36 * 10^{-3} > 4,52 * 10^{-4} \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

4. Chapitre 4 : Etude dynamique

4-1. Etude dynamique du bloc (A&B)

4-1.1. Introduction :

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Les vibrations du sol provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements engendrant des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction, ce qui signifie que plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

De ce fait, on va faire une étude dynamique, en modélisant la structure en tridimensionnel avec le logiciel S.A.P.2000 et on utilisera la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA version 2003.

L'objectif de cette étude dynamique sera de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de l'ouvrage lors des Vibration Libres Non Amorties.

4-1.2. Modélisation de la structure:

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudié.

4-1.3. Combinaison d'action :

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

$$ELU = 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$ELA = G + Q \pm 1.2E$$

$$ELA = G + Q \pm E$$

$$ELA = 0.8G \pm E$$

4-1.4.Choix des méthodes d'estimation des forces sismiques:

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

4-1.4.1.Méthode statique équivalente :

4-1.4.1.1.Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

4.1-4.1.2.Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté « translation horizontale » par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

4-1.4.1.3.Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003.La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite avec une hauteur au plus égale à 17 m en zone I.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes

Zone I :

Tous groupes.

Zone II :

Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone III :

Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m.

4-1.4.2.Méthode d'analyse modale spectrale:**4-1.4.2.1.Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

4-1.4.2.2.Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur :

La régularité en plan, la rigidité ou non des planchers, le nombre de degrés de liberté des masses concentrées, la déformabilité du sol de fondation.

4-1.4.2.3.Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

4-1.4.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques

(Exemple aux centrales nucléaires) par un personnel qualifié.

Toutefois, on utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du RPA99 version 2003 :

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Avec :

V_{Dyn} : La résultante des forces sismiques à la base.

V_{Stat} : La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

4-1.5.Détermination de la force sismique totale [V]:

D'après RPA99 version 2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

4-1.5.1. coefficient d'accélération [A] :

D'après la classification sismique des wilayas :

Oran => zone II

Ouvrage courant ou d'importance moyenne :

Usage d'habitation et commerce => groupe 2

Alors d'après les critères cités, on obtient :

$A = 0,15$ (tableau 4.1 : RPA 99 version 2003 (P 41).

4-1.5.2.Coefficient de comportement de la structure [R]:

Dans notre structure, on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement de la structure égal à : $R = 4$ (Tableau 4.3 : RPA 99 version 2003 P 45).

4-1.5.3.Facteur de qualité [Q]:

La valeur du facteur de qualité est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{k=0}^n P_q$$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon le tableau (Tableau 4.4 : RPA 99 version 2003 P 48)

Critère [Q]	P_q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Robandance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de qualité d'exécution	0,1	0,1
La somme	0,15	0,15

Tableau 4.1 pénalité en fonction de critère de qualité.

Alors le facteur de qualité Q égal à :

$$Q = 1 + 0,00 = 1,15$$

4-1.5.4.Facteur de correction d'amortissement [η] :

D'après la Formule 4.3 du RPA 99 version 2003 (P 41) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0,7$$

Pour un contreventement par voile on a : $\varepsilon = 10 \%$

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,764 \geq 0,7$$

4-1.5.5.Période $[T_1]$ et $[T_2]$ du site considérée :

D'après le rapport géotechnique, notre site est **meuble** (Tableau 4.7: RPA 99 version 2003) :

$T_1 = 0,15$ s ; $T_2 = 0,40$ s.

4-1.5.6.Poids totale de la structure $[W]$:

$$W_T = \sum W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids due aux charges permanente.

W_{Qi} : poids due charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (Tableau 4.6 : RPA 99 version 2003).

β : coefficient de pondération.

NB : Afin de calculer la masse, il faut choisir la disposition idéale des voiles pour avoir le meilleur modèle qui répond aux conditions du RPA 99 version 2003.

4-1.5.7.Facteur d'amplification dynamique $[D]$:

D'après RPA 99 version 2003 on a :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T_1)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2/T_1)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

4-1.6.Estimation de la période fondamentale de la structure:

Dans notre cas, on a une structure mixte alors la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (3.4 ; 4.7) d'après RPA99 version 2003 :

$$T = (\min C_T h_N^{3/4} ; 0,09 h_N / d)$$

Avec :

h_N : Hauteur totale mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

d : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul à considérée.

($C_T = 0.05$) Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé (Tableau 4.7 : RPA 99 version 2003).

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

T : Période fondamentale de la structure.

Dans le sens longitudinal :

$$h_N = 38,02 \text{ m}$$

$$d_X = 34,20 \text{ m}$$

$$T_X = \min (0,587 ; 0,776)$$

$$T_X = \mathbf{0,587 \text{ s.}}$$

$$\Rightarrow D_X = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Avec : site [S}_2\text{]} \quad T_2 = 0.40 \text{ s}$$

$$D_X = \mathbf{3,585.}$$

Dans le sens transversal :

$$h_N = 38,02 \text{ m}$$

$$d_Y = 33,72 \text{ m}$$

$$T_Y = \min (0,900 ; 0,776)$$

$$T_Y = \mathbf{0,776 \text{ s.}}$$

$$\Rightarrow D_Y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Avec : site [S}_2\text{]} \quad T_2 = 0.40 \text{ s}$$

$$D_Y = \mathbf{3,002.}$$

4-1.7. Les différentes variantes de disposition des voiles:

Sachant que le bloc A est similaire au bloc B. la démarche de disposition des voiles se présentent comme suit :

Variante n°1 : [T = 1,38 s]

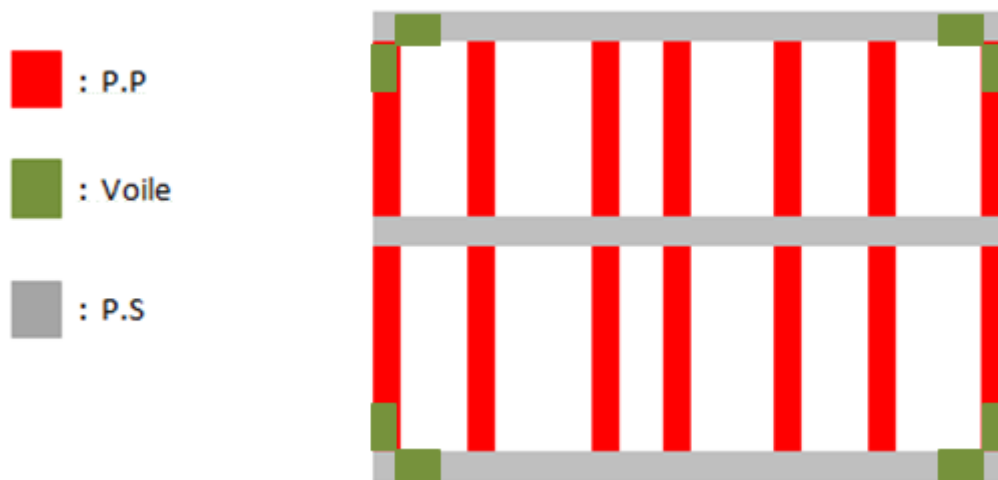


Figure 4.1 La première disposition des voiles.

Variante n°2 : [T = 1,34 s]

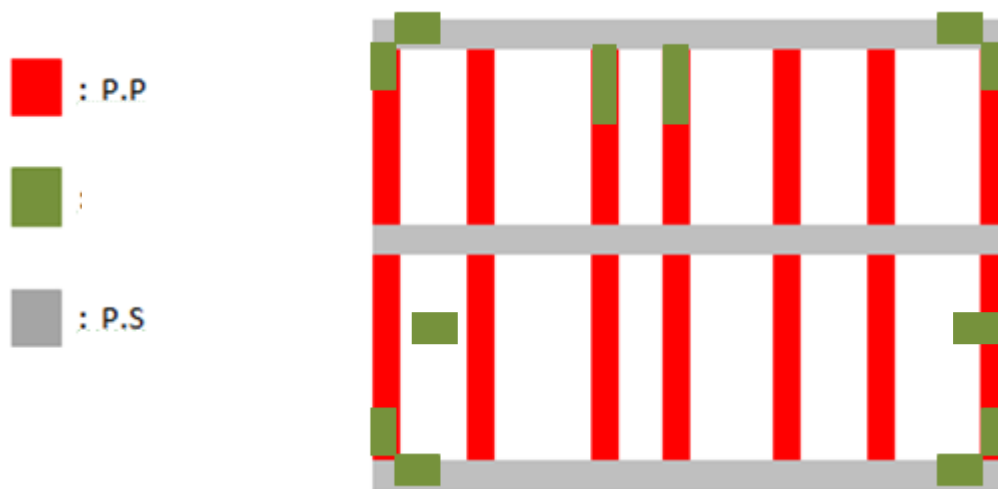
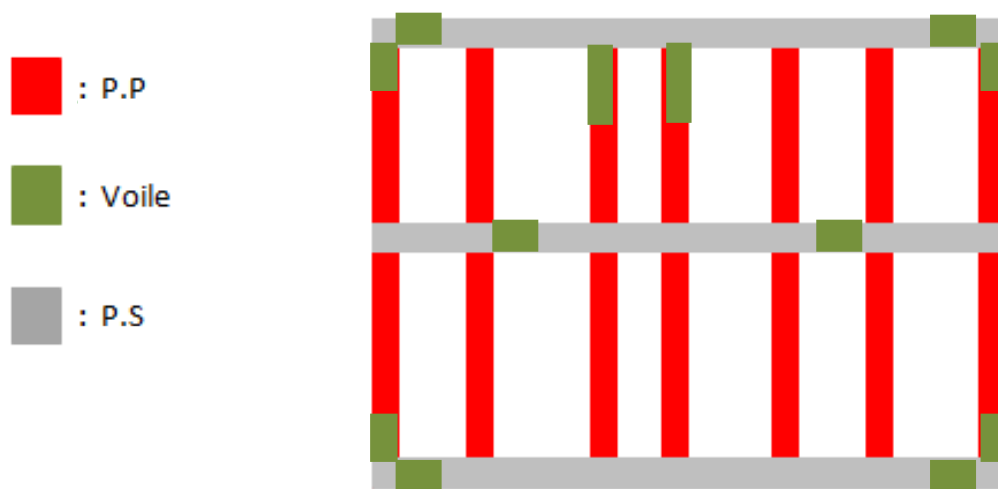
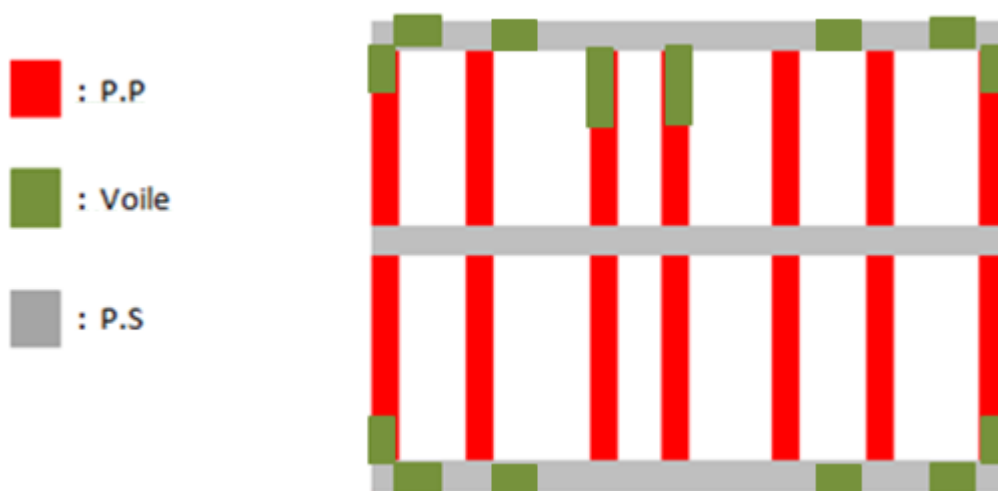


Figure 4.2 La deuxième disposition des voiles

Variante n°3 : [T = 1,22 s]**Figure 4.3 troisième disposition des voiles.****Variante n°4 : [T = 1,21 s]****Figure 4.4 La quatrième disposition des voiles.**

Variante n°5 : [T = 1,12 s]

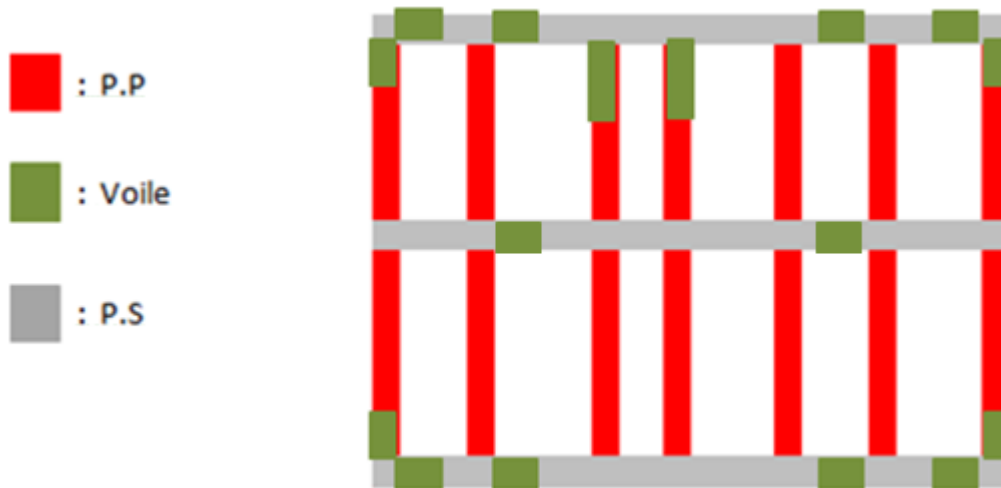


Figure 4.5 La cinquième disposition des voiles.

Variante n°6 : [T = 0,57 s]

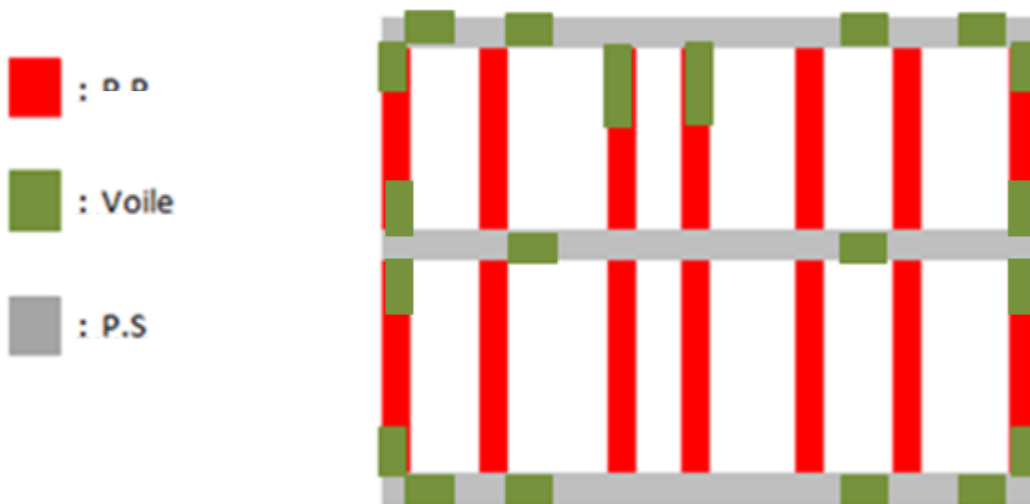


Figure 4.6 La sixième disposition des voiles

4-1.7.1. Le choix de notre disposition des voiles:

La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :

- La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure.
- Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.
- Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique.
- La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003.
- C'est la raison pour laquelle on a choisi **la 6^{ème} disposition**, car elle satisfait les différentes conditions citées au paravent et quand va démontrer ci-après.

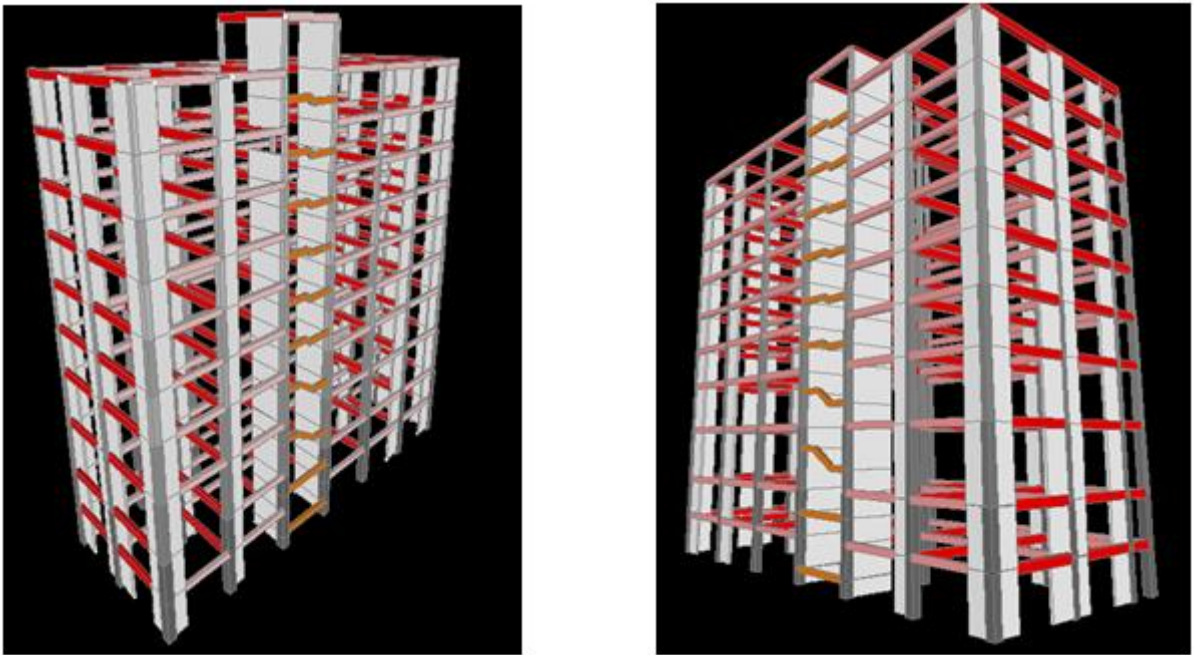


Figure 4.7 BLOC A & BLOC B

4-1.8. Caractéristique géométrique et massique de la structure:

plancher	Caractéristique massique W_i [t]	Centre de masse		Centre de torsion		excentricité		Nœud maitre	
		X_m	Y_m	X_t	Y_t	e_x	e_y	XNM	YNM
Terrasse accessible	22.066	17.00	3.30	16.81	3,17	0,19	0,12	18,68	4,83
Etage 7	248.012	17.02	6.23	16.81	6.15	0.22	0.08	18,68	7,85
Etage 6	288.464	17.06	6.29	16.81	6.15	0.26	0.14	18,68	7,85
Etage 5	294.752	17.05	6.28	16.81	6.15	0.24	0.13	18,68	7,85
Etage 4	303.930	17.05	6.29	16.81	6.15	0.24	0.13	18,68	7,85
Etage 3	311.272	17.04	6.29	16.81	6.15	0.24	0.14	18,68	7,85
Etage 2	319.429	17.04	6.30	16.81	6.15	0.24	0.14	18,68	7,85
Etage 1	336.629	17.04	6.30	16.81	6.15	0.24	0.14	18,68	7,85
RDC	362.835	17.03	6.30	16.81	6.15	0.23	0.14	18,68	7,85
SS 1	385.057	17.06	6.32	16.81	6.15	0.24	0.16	18,68	7,85
SS 2	314.598	17.27	5.98	16.81	5,87	0,45	0,11	18,68	7,85
$W_T = \sum W_i$	3187.052								

Tableau 4.2 Les différentes caractéristiques de la structure

4-1.8.1.La force sismique statique :

D'après le RPA 99 version 2003, on à :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

$$V_{x \text{ statique}} = \frac{0,15 * 3,585 * 1}{4} * 3187,052$$

$$V_{x \text{ statique}} = 428,459 \text{ t} = 4284,59 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ statique}} = \frac{0,15 * 3,002 * 1}{4} * 3187,052$$

$$V_{y \text{ statique}} = 358,782 \text{ t} = 3587,82 \text{ KN}$$

4-1.9.Application de la méthode d'analyse modale spectrale:

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99 version 2003, P34) :

$$S_a/g = \begin{cases} 1,25 A + (1 + (T/T_1) \times (2,5 \times \eta \times (Q/R) - 1)) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta \times 1,25 A \times (Q/R) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \times 1,25 A \times (Q/R) \times (T_2/T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \times 1,25 \eta \times (Q/R) \times (T_2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

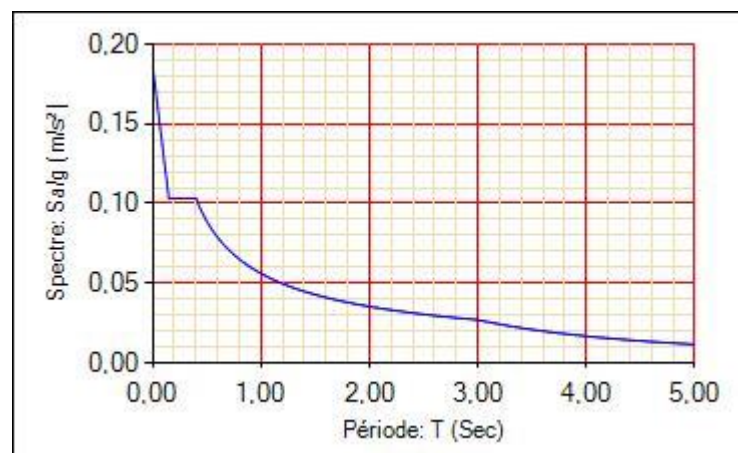


Figure 4.8 Spectre de réponse.

4-1.9.1.Vérification de la période fondamentale :

Selon le RPA 99 version 2003, [Art 4.2.4] :

La période calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle de la formule empirique au plus de 30%.

$$T_{\text{emp}} = C_T \times h_n^{3/4}$$

$$T_{\text{emp}} = 0,05 \times (38,02)^{3/4} = 0,766 \text{ (s)}$$

$$T_{\text{num}} = 0,57 \text{ (s)}$$

Donc la condition est vérifiée.

4-1.9.2.Participation des masses modales :

mode	% cumulé des masses modales suivant x	% cumulé des masses modales suivant y
1	0,82473	32,31.E ⁻⁶
2	0,82474	0,84072
3	0,82474	0,84868
4	0,84068	0,84868
5	0,84717	0,84868
6	0,92100	0,84868
7	0,92101	0,84868
8	0,92105	0,84869
9	0,92178	0,84869
10	0,92180	0,84873
11	0,92182	0,84873
12	0,92820	0,86219

Tableau 4.3 tableau de vérification des masses modales bloc « A&B ».

4-1.9.3.Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

	Global F_x [KN]	Global F_y [KN]	Global M_x [KN.m]	Global M_y [KN.m]
E_x	3513,89	769,25	131,54	11657,54
E_y	766,11	3423,54	12321,31	332,01

Tableau 4.4 Les réactions à la base.

$$V_x = \sqrt{(f_x)^2 + (f_y)^2} = 3597,11 \text{ KN}$$

$$V_y = \sqrt{(f_x)^2 + (f_y)^2} = 3508,21 \text{ KN}$$

DIRECTION	V_{dynamique}	V_{statique}	V_{dyn} > 80% V_{stat}
X	3597,11	4248,59	C.V
Y	3508,21	3587,82	C.V

Tableau 4.5 Vérification de la résultante des forces sismiques.

4-1.9.4. Vérification des déplacements :

Selon le RPA 99 Version 2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage : $R \times \Delta K < 0,01 \times h_e$
Avec :

ΔK : Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ». $\Delta K = \delta K - \delta K-1$

R : Coefficient de comportement.

h_e : Hauteur de l'étage.

Les résultats des déplacements sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	δK(cm)		ΔK(cm)		R . ΔK(cm)		0,01he	Vérification
	δKx	δKy	ΔKx	ΔKy	R . ΔKx	R . ΔKy		
terrasse	3,27	2,56	0,30	0,27	1,20	1,08	3,06	C.V
7	2,97	2,29	0,31	0,28	1,24	1,12	3,06	C.V
6	2,66	2,01	0,33	0,30	1,32	1,20	3,06	C.V
5	2,33	1,71	0,34	0,30	1,32	1,20	3,06	C.V
4	1,99	1,41	0,35	0,30	1,32	1,20	3,06	C.V
3	1,64	1,11	0,36	0,27	1,44	1,08	3,06	C.V
2	1,28	0,83	0,36	0,26	1,44	1,04	3,06	C.V
1	0,92	0,57	0,32	0,23	1,28	0,92	4,17	C.V
RDC	0,60	0,34	0,29	0,20	1,16	0,80	4,42	C.V
SS1	0,31	0,14	0,18	0,05	0,72	0,20	3,06	C.V
SS2	0,13	0,09	0,11	0,09	0,44	0,36	3,06	C.V

Tableau 4.6 Vérification des déplacements bloc « A&B ».

4-2.Récapitulation de l'étude dynamique du bloc « C » :

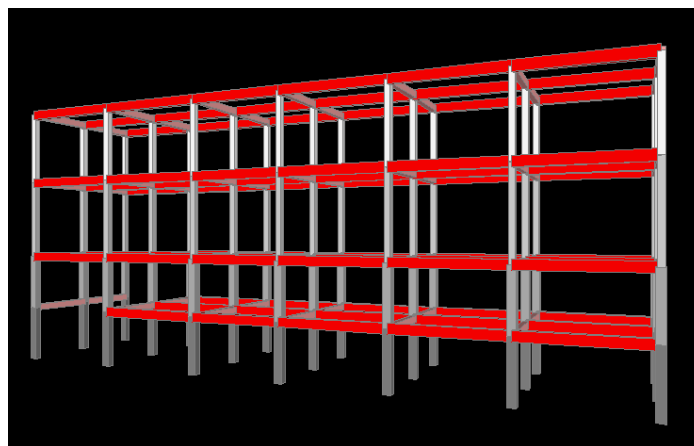


Figure 4.9 BLOC C

- coefficient d'accélération: $A = 0,15$
- le coefficient de comportement de la structure : $R = 3,5$
- Facteur de qualité $Q = 1$
- Le pourcentage d'amortissement critique : $\varepsilon = 5 \%$
- Facteur de correction d'amortissement : $\eta = 1$
- Estimation de la période fondamentale de la structure : $T_{emp} = 0,05 \times (17,77)^{3/4} = 0,433 \text{ (s)}$
- $T_{num} = 0.337 \text{ (s)}$
- $T_{num} < T_{emp}$ C.V

mode	% cumulé des masses modales suivant x	% cumulé des masses modales suivant y
1	0,84531	96,54.E ⁻⁷
2	0,84684	0,87651
3	0,87479	0,88976
4	0,90032	0,88856
5	0,90210	0,88640

Tableau 4.7 de vérification des masses modales « bloc c ».

Niveau	$\delta K(\text{cm})$		$\Delta K(\text{cm})$		$R \times \Delta K(\text{cm})$		0,01he	Vérification
	δK_x	δK_y	ΔK_x	ΔK_y	$R.\Delta K_x$	$R.\Delta K_y$		
1	1,22	1,07	0,52	0,51	1,82	1,79	4,17	C.V
RDC	0,70	0,56	0,37	0,37	1,82	1,30	4,42	C.V
SS1	0,33	0,25	0,18	0,31	0,63	1,09	3,06	C.V
SS2	0,15	0,09	0,15	0,16	0,53	0,56	3,06	C.V

Tableau 4.8Vérification des déplacements « bloc c »

5. Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux :

5-1.Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures [SAP2000], qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

5-2.Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

5-2.1.Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes:

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Selon RPA 99/2003 : [Combinaisons accidentelles]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELA } G+Q\pm 1,2XE \\ \text{ELA } 0,8xG\pm E \end{array} \right.$$

5-2.2.Vérification spécifique sous sollicitations normales réduites:

Avant de calculer le ferrailage, il faut d'abord faire les vérifications prescrites par le RPA 99 version 2003, et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture

Fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c * F_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

B_c : L'air (section brute) de cette dernière.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

On a :

N_d = [L'effort du poteau le plus sollicité sous combinaison sismique].

5-2.2.1. Etude du bloc (A&B) :

La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour les combinaisons sismiques est représenté dans le tableau suivant :

poteaux	N_d [KN]	B_c [cm²]	F_{c28} [MPa]	$v \leq 0,3$	observation
P1	3967,84	55x55	25	0,52	C.N.V
P2	3493,40	55x55	25	0,46	C.N.V
P3	2886,40	50x50	25	0,46	C.N.V
P4	2477,36	45x45	25	0,49	C.N.V
P5	2093,36	45x45	25	0,41	C.N.V
P6	1724,71	40x40	25	0,43	C.N.V
P7	1369,67	40x40	25	0,34	C.N.V
P8	1021,40	35x35	25	0,33	C.N.V
P9	669,73	30x30	25	0,30	C.V
P10	325,72	30x30	25	0,14	C.V

Tableau 5.1 vérification des poteaux sous sollicitations normales.

Vu que la relation précédée n'était pas vérifiée on a redimensionné nos poteaux et Les nouvelles valeurs trouvées par sap 2000 se présentent comme suit :

poteaux	N _d [KN]	BC [cm ²]	F _{c28} [MPa]	v ≤ 0,3	observation
P1	2511,43	70x70	25	0,30	C.V
P2	2222,64	70x70	25	0,29	C.V
P3	1861,13	65x65	25	0,27	C.V
P4	1584,86	60x60	25	0,28	C.V
P5	1320,95	55x55	25	0,28	C.V
P6	1072,23	50x50	25	0,28	C.V
P7	831,68	45x45	25	0,27	C.V
P8	599,34	40x40	25	0,26	C.V
P9	379,48	30x30	25	0,30	C.V
P10	177,14	30x30	25	0,14	C.V
P11	168,33	30x30	25	0,13	C.V

Tableau 5.2 vérification des poteaux sous sollicitations normales.

5-2.3.Vérification spécifique sous sollicitation tangente :

La contrainte de cisaillement conventionnel de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

Avec :

τ_u : la contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_{bu} = \rho_d * f_{c28} \dots \dots \dots \text{(RPA99 V 2003, P72,7.4.3.2)}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{(RPA99V2003, P71,7.4.2.2)}$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et l_f c'est la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 * l_0$$

$$l_f \text{ (RDC)} = 0,7 * 4,42 = 3,094 \text{ m}$$

$$l_f \text{ (EC 1)} = 0,7 * 4,08 = 2,856 \text{ m}$$

$$l_f \text{ (EC 1 ... 7)} = 0,7 * 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$l_f \text{ (SS)} = 0,7 * 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

poteaux	V(KN)	τ_u(MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu}(MPa)	observation
Terrasse (30x30)	30,410	0,375	7,140	0,075	1,875	CV
Etage 7 (30x30)	31,541	0,389	7,140	0,075	1,875	CV
Etage 6 (30x30)	35,081	0,433	7,140	0,075	1,875	CV
Etage 5 (40x40)	41,362	0,287	5,355	0,075	1,875	CV
Etage 4 (45x45)	30,987	0,170	4,760	0,040	1	CV
Etage 3 (50x50)	38,645	0,172	4,284	0,040	1	CV
Etage 2 (55x55)	41,524	0,153	3,895	0,040	1	CV
Etage 1 (60x60)	56,520	0,174	4,760	0,040	1	CV
RDC (65x65)	45,852	0,121	3,295	0,040	1	CV
ss 1 (70x70)	46,653	0,106	3,060	0,040	1	CV
ss 2 (70x70)	33,565	0,076	3,060	0,040	1	CV

Tableau 5.3 Vérification spécifique sous sollicitation tangentes.

5-2.4.Ferrailage des poteaux:

N.B.Le ferailage des poteaux se fait sous combinaisons sismique G+Q+1,2E

5-2.4.1.Etude du bloc A&B

poteaux	M (KN.m)	N (kN)	V (KN)
70x70	24,86	2511,43	9,74
65x65	3,44	1861,13	1,78
60x60	6,26	1584,86	3,19
55x55	6,76	1320,95	4,52
50x50	8,69	1072,23	5,02
45x45	9,26	831,68	5,38
40x40	10,79	599,34	6,09
30x30	5,93	379,48	3,41

Tableau 5.4 Sollicitation de poteau suivant la combinaison plus sollicitée

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en SS2, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

Le calcul du ferrailage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M .

$$b = 0,70 \text{ m}$$

$$h = 0,70 \text{ m}$$

$$d = 0,63 \text{ m} ; d' = 0,07 \text{ m}$$

$$\sigma_{sc} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 2511,43 \text{ KN}$$

$$M_u = 24,86 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{24,86}{2511,43} \Rightarrow e = 9,90 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 9,90 * 10^{-3} + \frac{0,7}{2} - 0,07$$

$$\Rightarrow e_a = 0,289 \text{ m}$$

Moment fictive (M_a) :

$$M_a = N_u * e_a = 2511,43 * 0,2899$$

$$\Rightarrow M_a = 0,728 \text{ MN.m}$$

$$N_u * (d - d') - M_a = 0,678 \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

$$\left(0,337 - 0,81 * \frac{d'}{h}\right) * b * d^2 * f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 * \frac{0,07}{0,7}\right) * 0,7 * 0,63^2 * 14,17 = 1,008 \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

$\Rightarrow \textcircled{1} < \textcircled{2}$ donc la section est partiellement comprimée avec les armatures inférieure tendus.

$$\Rightarrow A_{sc} = 0$$

Moment réduit μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,728}{0,7 * 0,63^2 * 14,17} = 0,185$$

$$\mu_u = 0,185 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,185)} \right) = 0,258$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,565 \text{ m}$$

$$A1 = \frac{1}{\sigma_{st}} * \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right)$$

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

$$\Rightarrow A1 = \frac{1}{400} * \left(\frac{0,728}{0,565} - 2511,43 * 10^{-3} \right) = -30,57 \text{ cm}^2$$

Le béton seul à la possibilité de résister sans ferrailage donc on va ferrailer avec A_{min} (RPA99 version 2003)

Le bâtiment est implanté dans la zone II (Oran), le ferrailage minimum est de (0,8% de la section)

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
			Section (cm ²)	choix	t(cm)	t'(cm)	At
70x70	39,2	-30,57	44,76	16T20	10	15	Ø ₈
65x65	33,8	-23,72	35,71	12T20	10	15	Ø ₈
60x60	28,8	-21,70	31,95	10T20	10	15	Ø ₈
55x55	24,2	-18,02	24,89	4T20+8T14	10	15	Ø ₈
50x50	20	-15,54	20,36	4T16+8T14	10	15	Ø ₈
45x45	16,2	-10,98	17,28	4T16+6T14	10	15	Ø ₈
40x40	12,8	-6,90	12,95	4T14+6T12	10	15	Ø ₈
30x30	7,2	-1,40	9,03	8T12	10	15	Ø ₈

Tableau 5.5 Ferrailage longitudinal des poteaux.

Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_l \right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 modifier 99 page 196}$$

Avec \varnothing_l : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$$\varnothing_t \leq \min (0,86; 3; 1,2) \Rightarrow \varnothing_t \leq 0,86 \text{ cm}$$

Donc on adopte \varnothing_8

Calcul de l'espacement : (RPA99 version 2003 p . 63)

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\varnothing_l, 15\text{cm}) \dots \dots \dots \text{zone } \parallel$

Dans la zone courante : $t' \leq 15 \varnothing_l \dots \dots \dots \text{zone } \parallel$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} t \leq \min(12; 5) \text{ cm} \Rightarrow t \leq 12 \text{ cm} \\ t' \leq 18 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

On adopte un espacement pour tous les poteaux $\left\{ \begin{array}{l} t = 10 \text{ cm} \\ t' = 15 \text{ cm} \end{array} \right\}$

Recouvrement :

La longueur de recouvrement minimal donnée par le RPA99 est de :

$40\varnothing$ En zone $\parallel \dots \dots \dots \text{RPA99 Version 2003 P. 61}$

$\varnothing = 1,2\text{cm} \Rightarrow l_r = 1,2 * 40 = 48 \text{ cm}$ Alors on adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$

$\varnothing = 1,4\text{cm} \Rightarrow l_r = 1,4 * 40 = 56 \text{ cm}$ Alors on adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$

$\varnothing = 1,6\text{cm} \Rightarrow l_r = 1,6 * 40 = 64 \text{ cm}$ Alors on adopte : $l_r = 70 \text{ cm}$

$\varnothing = 2,0\text{cm} \Rightarrow l_r = 2,0 * 40 = 80 \text{ cm}$ Alors on adopte : $l_r = 90 \text{ cm}$

$\varnothing = 2,5\text{cm} \Rightarrow l_r = 2,5 * 40 = 100 \text{ cm}$ Alors on adopte : $l_r = 110 \text{ cm}$

La longueur des zones modales :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA 99 Version 2003 p 49}$$

niveau	SS	RDC	EC 1	EC 2 7
h' (cm)	70	73,67	70	70

Tableau 5.6 longueur de la zone nodale

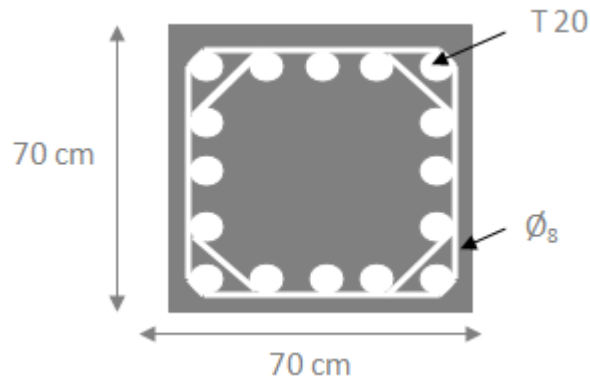


Figure 5.1 Ferailage des poteaux de SS

5-2.5.1.récapitulation d'Etude du bloc C :

poteaux	N_d [KN]	BC[cm ²]	F_{c28} [MPa]	$v \leq 0,3$	observation
P1	1131,76	30x30	25	0,5	C.N.V
P2	976,01	30x30	25	0,43	C.N.V
P3	556,39	30x30	25	0,25	C.V
P4	269,38	30x30	25	0,12	C.V

Tableau 5.7 vérification des poteaux sous sollicitations normales

Les nouvelles valeurs trouvées par sap 2000 se présentent comme suit :

poteaux	N_d [KN]	BC [cm ²]	F_{c28} [MPa]	$v \leq 0,3$	observation
1	1287,02	40x40	25	0,3	C.V
2	990,34	40x40	25	0,25	C.V
3	568,13	30x30	25	0,25	C.V
4	274,07	30x30	25	0,12	C.V

Tableau 5.8 reverification des poteaux sous sollicitations normales

5.2.5.2. Calcul du ferrailage :

poteaux	M (KN.m)	N (kN)	V (KN)
40x40	3,16	1287,02	1,67
40x40	52,27	990,34	23,42
30x30	1,53	568,13	0,42
30x30	0,52	274,07	0,13

Tableau 5.9 Sollicitation de poteau suivant la combinaison plus sollicitée

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
			Section (cm ²)	choix	t(cm)	t'(cm)	At
40x40	12,8	-14,78	16,08	8T16	15	24	Ø ₁₀
40x40	12,8	-7,06	16,08	8T16	15	24	Ø ₁₀
30x30	7,2	-14,04	8,04	4T16	15	24	Ø ₈
30x30	7,2	-6,79	8,04	4T16	15	24	Ø ₈

Tableau 5.10 récapitulatif du ferrailage des poteaux

5-3.Les poutres :

5-3.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

5-3.2.Combinaisons des charges :

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considération les combinaisons d'action Suivantes :

Selon BAEL 91 : [combinaisons fondamentales]

ELU..... 1,35xG+1,5xQ

Selon RPA99 version 2003 : [combinaisons accidentelles]

ELA..... $\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8xG\pm E \end{array} \right.$

5-3.3.ferrailage des poutres :

5-3.3.1. ferrailage des poutres principales du bloc A&B :

D'après le RPA 99 version 2003, le ferrailage des poutres doit respecter les recommandations suivantes :

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par des forces latérales sismique, ils doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égal a la moitié de la section sur appui.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

La longueur minimale des recouvrements est de 40 Ø₁ en zone II (RPA 99 v 2003)

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

NB : On va prendre comme un exemple de calcul : « poutre principale intermédiaire située au plancher haut du sous sol » qui a comme dimensions (30 x 55).

Tableau5.11.sollicitations des poutres principales

	ELU		ELS		G+Q+E		0,8 x G +E	
	M _t (KN)	M _a (KN)	M _t (KN)	M _a (KN)	M _t (KN)	M _a (KN)	M _t (KN)	M _a (KN)
30x55(cm ²)	169,22	338,97	119,56	239,74	115,32	218,65	98,650	121,60
V (KN)	309,24		213,51		213,35		125,50	

Tableau 5.11 sollicitations des poutres principales

ELU

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{169,22 * 10^{-3}}{0,3 * (0,495)^2 * 14,17} = 0,162$$

$$\mu_u = 0,162 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,162)} \right) = 0,222$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,451 \text{ m}$$

$$AST = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} \Rightarrow AST = \frac{169,22 * 10^{-3}}{0,451 * 348} = 10,78 \text{ cm}^2$$

C.N.F :

$$AST \geq \max \left(\frac{b * h}{1000}; 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$AST \geq \max (1,65; 1,79) \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow AST > 1,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow AST = 10,78 \text{ cm}^2 > 1,79 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{C.V}$$

$$\text{Donc : } AST_{\text{choisi}} = 8T14 = 12,32 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{tmax} = 119,56 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{169,22}{119,56} = 1,415 \\ \frac{1,415 - 1}{2} + \frac{25}{100} &= 0,458 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,222 < 0,458 \Rightarrow \dots\dots\dots C.V$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$.

L'armature calculée à **L'ELU** convient pour **L'ELS**.

En appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{338,97 * 10^{-3}}{0,3 * (0,495)^2 * 14,17} = 0,325$$

$$\mu_u = 0,325 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,325)} \right) = 0,51$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,394 \text{ m}$$

$$AST = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} \Rightarrow AST = \frac{338,97 * 10^{-3}}{0,394 * 348} = 24,72 \text{ cm}^2$$

Armature minimales :

$$A = 0,5\%(b * h) \text{ (Sur toute la section).}$$

$$A_{min} = 0,5\%(b * h) \text{ (Sur toute la section).}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,5\%(30 * 55) = 8,25 \text{ cm}^2$$

$$AST_{travée} + AST_{appuis} = 37,45 \text{ cm}^2$$

C.N.F :

$$AST \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

$$AST \geq \max(1,65; 1,79) \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow AST > 1,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow AST = 24,72 \text{ cm}^2 > 1,79 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\text{Donc : } AST_{\text{choisi}} = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

ELS :**En appui :**

$$M_{\text{amax}} = 239,74 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{338,97}{239,74} = 1,414 \\ \frac{1,414 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,57 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,51 < 0,57 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à L'ELU convient pour L'ELS.

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\text{max}} = 309,24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{U\text{max}}}{b * d} = \frac{309,24 * 10^{-3}}{0,3 * 0,495} = 2,082 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau}_{\text{ad}} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 4\right) \text{ MPA (Fissuration peu nuisible).}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_{\text{ad}} = 4 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc on a : } \tau_u = 2,082 \text{ MPA} < \overline{\tau}_{\text{ad}} = 4 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Détermination des armatures transversales :

D'après le BAEL 91 modifier 99 page 196 on a la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

Avec :

ϕ_t : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$$\phi_t \leq \min(1,57; 3; 1,4)$$

$$\phi_t \leq 1,4 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zoneII).....RPA 99 v 2003.

40ϕ En zone IRPA 99 V 2003. P 61

$$\phi = 2\text{cm} \Rightarrow l_r = 2 * 40 = 80 \text{ cm} \text{ Alors on adopte : } l_r = 90 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,4\text{cm} \Rightarrow l_r = 1,4 * 40 = 56\text{cm} \text{ Alors on adopte : } l_r = 60 \text{ cm}$$

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2 * h = 110 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA99 V 2003.}$$

Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 p.53 :

Zone nodale :

$$S_T \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_T \leq \min\left(\frac{55}{4}; (12 * 1,4); 30\right) \text{ cm}$$

$$S_T \leq \min(13,55; 16,8; 30) \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend: } S_T = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S'_T \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_T \leq \frac{55}{2} \Rightarrow S'_T \leq 27,5 \text{ cm}$$

\Rightarrow on prend : $S'_T = 25 \text{ cm}$

Niveau	Travée (cm ²)		Appui (cm ²)		AST _{choisi}	
	A _{calculé}	A _{choisi}	A _{calculé}	A _{choisi}	Travée	Appui
SS	10,78	12,32	24,72	25,13	8T14	8T20
RDC	7,30	7,70	14,41	15,70	5T14	5T20
EC	8,62	9,24	13,84	13,85	6T14	9T14

Tableau 5.12 récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

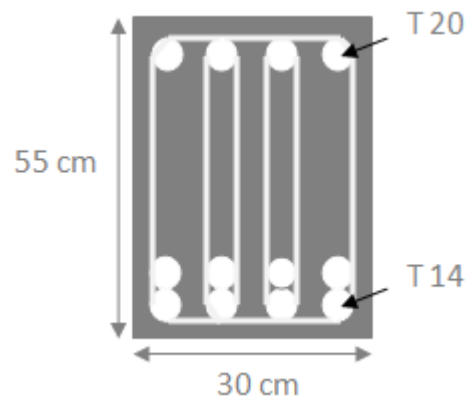


Figure 5.2 Ferrailage de la poutre principale en travée

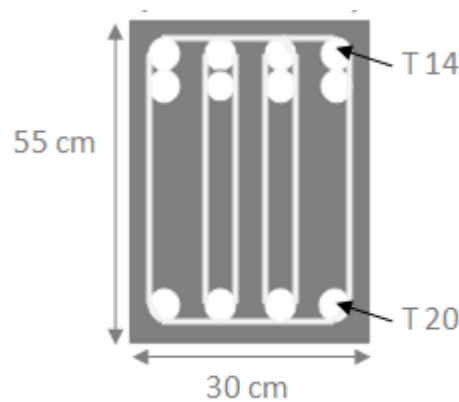


Figure 5.3 ferrailage de la poutre principale en appui

5-3.3.2. ferrailage des poutres secondaires du bloc C :d

NB : On va prendre comme exemple de calcul « la poutre secondaire intermédiaire situé au plancher haut du SS2 » qui a comme dimensions (30 x 45)

	ELU		ELS		G+Q+E		0,8 x G +E	
	M _t (KN)	M _a (KN)	M _t (KN)	M _a (KN)	M _t (KN)	M _a (KN)	M _t (KN)	M _a (KN)
30x45 (cm ²)	86,87	95,77	63,18	69,55	63,02	71,32	53,65	61,98
V(KN)	40,40		29,50		35,68		23,75	

Tableau 5.13 sollicitations des poutres secondaires

ELU :

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{86,87 * 10^{-3}}{0,3 * (0,405)^2 * 14,17} = 0,120$$

$$\mu_u = 0,120 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,120)} \right) = 0,160$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,379 \text{ m}$$

$$AST = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} \Rightarrow AST = \frac{86,87 * 10^{-3}}{0,379 * 348} = 6,59 \text{ cm}^2$$

C.N.F :

$$AST \geq \max \left(\frac{b * h}{1000}; 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$AST \geq \max(1,35; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow AST > 1,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow AST = 10,78 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\text{Donc : } AST_{\text{choisi}} = 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{tmax} = 63,18 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{86,87}{63,18} = 1,3758 \\ \frac{1,375 - 1}{2} + \frac{25}{100} &= 0,44 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,16 < 0,44 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à L'ELU convient pour L'ELS.

En appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{95,77 * 10^{-3}}{0,3 * (0,405)^2 * 14,17} = 0,137$$

$$\mu_u = 0,137 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,137)} \right) = 0,19$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,37 \text{ m}$$

$$AST = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} \Rightarrow AST = \frac{95,77 * 10^{-3}}{0,37 * 348} = 7,34 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de : $AST_{choisi} = 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$

Armature minimales :

$$A = 0,5\%(b * h) \quad (\text{Sur toute la section})$$

$$A_{min} = 0,5\%(b * h) \quad (\text{Sur toute la section})$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,5\%(30 * 45) = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$AST_{travée} + AST_{appuis} = 7,70 + 7,70 = 15,4 \text{ cm}^2 > 6,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

C.N.F :

$$AST \geq \max \left(\frac{b * h}{1000}; 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$AST \geq \max (1,35; 1,47) \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow AST > 1,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow AST = 7,70 \text{ cm}^2 > 1,47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

ELS :

$$M_{\text{amax}} = 69,55 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{95,77}{69,55} = 1,377 \\ \frac{1,377 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,439 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,19 < 0,439 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à **L'ELU** convient pour **L'ELS**.

Détermination des armatures transversales :

D'après le BAEL 91 modifier 99 page 196 on a la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right)$$

Avec :

ϕ_t : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$$\phi_t \leq \min(1,29; 3; 1,4)$$

$$\phi_t \leq 1,29 \text{ cm}$$

Donc on prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ (zoneII).....RPA 99

$40\emptyset$ En zone I RPA 99 V 2003 PAGE 61

$\emptyset = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l_r = 1,4 * 40 = 56 \text{ cm}$ Alors on adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$l' = 2 * h = 2 * 45 = 90 \text{ cm}$ RPA99V2003 ; page49 ; fig. 7.2

L'espace des armatures transversales :

D'après le RPA99 page 53:

Zone nodale :

$$S_T \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_{\text{min}}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_T \leq \min\left(\frac{45}{4}; (12 * 1,4); 30\right) \text{ cm}$$

$$S_T \leq \min(11,25; 16,8; 30) \text{ cm}$$

\Rightarrow on prend $S_T = 10 \text{ cm}$

Zone courant :

$$S'_T \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_T \leq \frac{45}{2} \Rightarrow S'_T \leq 22,5 \text{ cm}$$

\Rightarrow on prend: $S'_T = 20 \text{ cm}$

Niveau	Travée(cm ²)		Appui(cm ²)		AST _{choisi}	
	Acalculé	Achoisi	Acalculé	Achoisi	Travée	Appui
SS	6,59	7,70	7,34	7,70	5T14	5T14
RDC						
EC						

Tableau 5.14 récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

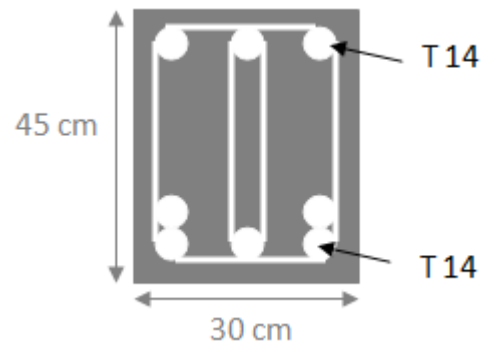


Figure 5.4 ferrailage de la poutre secondaire en travée

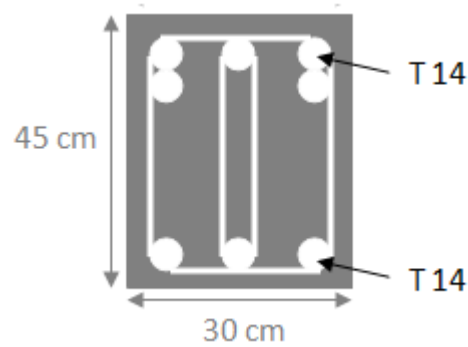


Figure 5.5 ferrailage de la poutre secondaire en appui

Type de poutre	travée		appui		A _{st} choix des armatures	
	A _{calculé}	A _{choisi}	A _{calculé}	A _{choisi}	Travée	Appui
Poutre principale	7,40	9,03	12,67	13,57	8T12	12T12
Poutre secondaire	4,47	4,52	4,47	4,52	4T12	4T12

Tableau 5.15 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres du bloc C

5.4. Calcul du ferrailage des voiles :

5.4.1. Caractéristiques du voile :

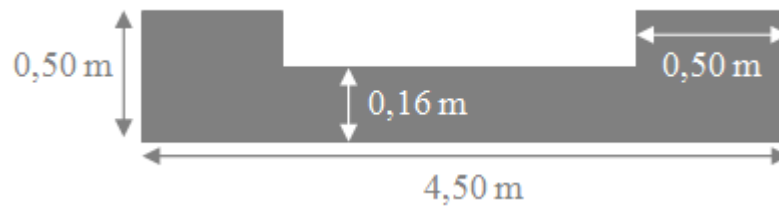


Figure 5.6 Coupe transversale de voile.

$$A = 1,06 \text{ m}^2$$

$$Y_G = 0,16 \text{ m}$$

$$I_G = 0,0095 \text{ m}^4$$

5.4.2. Calcul des contraintes :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{914,54}{1,06} + \frac{46,33 \cdot 0,16}{0,0095} \Rightarrow \sigma_1 = 1,64 \text{ MPA} \\ \sigma_2 &= \frac{914,54}{1,06} - \frac{46,33 \cdot 0,16}{0,0095} \Rightarrow \sigma_2 = 0,082 \text{ MPA} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 > 0$$

La section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum Exigé par le R.P.A

5.4.3. Calcul des armatures longitudinales

$$A_{\min} = 0,20\% a * L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m.

$$A_{\min} = 0,20\% 0,16 * 1 \Rightarrow A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Diamètre :

$$D \leq \frac{1}{10} * a \Rightarrow D \leq \frac{1}{10} * 160 \Rightarrow D \leq 16 \text{ mm}$$

On prend : $D = 12 \text{ mm}$.

Espacement :

$$S_t \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow (\text{D'après le RPA})$$

$$S_t \leq \min(2a; 33 \text{ cm}) \Rightarrow (\text{D'après le BAEL})$$

$$S_t \leq \min(S_{t_{\text{RPA}}}; S_{t_{\text{BAEL}}}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

On choisi $A_l = 5,65 \text{ cm}^2$ qui a un ferrailage de 5T12.

5.4.4. Calcul des armatures transversales :

Selon le R.P.A on a :

$$\tau_b \leq 0,025 * f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,15\% b * s$$

$$\tau_b > 0,025 * f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,25\% b * s$$

$$\text{AVEC : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 * d}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{V} = 1,4 * V_{\text{cal}} \\ b_0: \text{Epaisseur du voile} \\ d : \text{Hauteur utile} = 0,9 * h. \\ h : \text{Hauteur totale de la section brute.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{1,4 * 70 * 10^{-3}}{0,16 * 0,9 * 4,05} \Rightarrow \tau_b = 0,151 \text{ MPA}$$

$$0,025 * f_{c28} = 0,625 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \tau_b \leq 0,025 * f_{c28} \Rightarrow \text{on ferraille avec : } A_t \geq 0,15\% b * a$$

$$A_t \geq 0,15\% 100 * 16 \Rightarrow A_t \geq 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Diamètre :

$$D = 12 \text{ mm}$$

Espacement :

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

On choisi $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$ qui à un ferrailage de **5T12 /ml**.

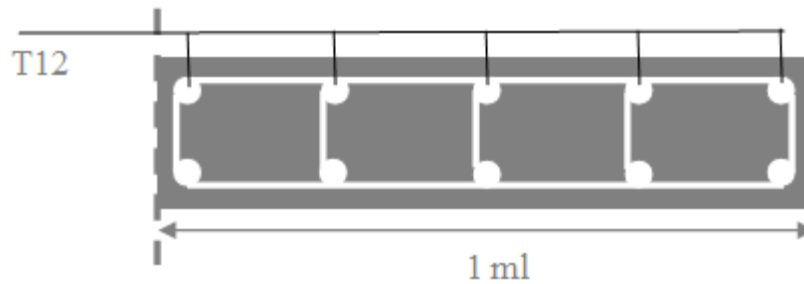


Figure 5.7 ferailage longitudinale d'un mur voile.

5.5. Etude des linteaux

5.5.1. Introduction :

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités.

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

5.5.2. Sollicitations dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture.

Ils reprennent les moments fléchissant, et les efforts tranchants dus aux charges permanentes, aux charges d'exploitations et ceux dus à l'action du séisme.

Les sollicitations dans le linteau seront :

$$T = T_E + T_P$$

$$M = M_E + M_P$$

T_E : Effort tranchant dû au séisme.

T_P : Effort tranchant dû à la charge (G + Q).

M_E : Moment fléchissant dû au séisme

M_P : Moment fléchissant dû à la charge (G + Q).

Selon les prescriptions de RPA 99 version 2003, les efforts internes dus au séisme seront majorés comme suit :

$$T = 1.4 (\pi + q_{\max} L/2).$$

$$M = 1.4 (M_E + q_{\max} L^2/12)$$

5.5.3. Ferrailage :

Contraintes Admissibles De Cisaillement :

a. Premier cas : $\tau_b \leq \tau_b = 0,06f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, on devra disposer Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).

Des aciers transversaux (A_t).

Des aciers aux partis courants (A_c).

Aciers longitudinaux : (A_l)

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$A_l \geq M / (Z f_e) \text{ tel que :}$$

M : Moment dû à l'effort tranchant ($T=1,4xT_{calcul}$), $z= h-2d$

h : hauteur total du linteaux

d : Enrobage.

Aciers transversaux : A_t

Linteaux longs ($\lambda_g = L/ h > 1$)

$$St \leq At \times f_e \times Z / T$$

St : Espacement des cours d'armatures transversales.

At : Section d'une cour d'armatures transversales.

$$T = 1.4 T_{calculé}$$

L : Porté du linteau.

Linteaux courts ($\lambda_g = L/ h \leq 1$)

$$St \leq At f_e L / (T + A_t \sigma_s)$$

$$T = \min (T1, T2)$$

$$T2 = 2 T_{calculé}$$

$$T1 = (M_{ii} + M_{ij}) / L_{ij} \quad M_{ii} = A_l f_e Z$$

Deuxième cas : $\tau_b \geq \tau_b = 0,06f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, T) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

Le calcul des ces armatures se fait suivant la formule $A_D = T / (2 f_e \sin \alpha)$ avec :

$$\operatorname{tg} \alpha = (h - 2d) / L$$

T : calcul (sans majoration)

5.5.4.Ferrailage minimal :**Armatures longitudinales :**

$$(A_l, A_r) \geq 0.0015 \cdot b \cdot h$$

Avec :

b : Epaisseur du linteau.

h : Hauteur du linteau.

Armatures transversal:

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0015 \cdot b \cdot s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0025 \cdot b \cdot s$$

Armatures en section courante (armature de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c en deux nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0.20%

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h$$

5.5.5. Exemple de calcul

$h = 1 \text{ m}$; $b = 20 \text{ cm}$; $L = 1.7 \text{ m}$

Dans le calcul du ferrailage du linteau,

L'effort tranchant par logiciel (SAP2000) :

V_u (gauche) = 92.14 KN, V_u (droit) = 173.36 KN doit être majoré de 1,4.

$$V = 1,4 V_U$$

$$\text{Soit : } V = 1,4 \times 173.36 = 242.704 \text{ KN}$$

5.5.5.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après RPA 99 V 2003, on a :

$$\tau_b = V / b_0 d ; d = 0,9 h = 0.9 \text{ m}$$

$$\tau_b = 0, 242704 / (0.2 \times 0.9) = 1.35 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = 2.36 \text{ MPA} < \tau_b = 5 \text{ MPA}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée

5.5.5.2. Calcul des armatures

$$f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.35 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa}$; le calcul se fait selon le 1^{er} cas ; donc on disposera le ferrailage suivant :

Des aciers longitudinaux (AL, AL') qui sont calculés en flexion simple ; Des aciers transversaux (At) ;

Des aciers en partie courante (Ac) ;

Calcul de (Al) :

Section minimale exigée par le RPA99/03 :

$$(Al, Al') \geq 0.0015 \times 0.2 \times 1.07 = 5.1 \text{ cm}^2$$

Calcul de (A_t) :

$$\tau_b = 1.35 \text{MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{MPa}$$

Condition minimale du RPA 99 :

$$A_t \geq 0.0025 .b .s = 0.0025 \times 0.2 \times 0.25 = 1.25 \text{ cm}^2$$

Calcul de (A_c):

$$A_c \geq 0.002 .b .h = 0.002 \times 0.2 \times 1 = 4 \text{ cm}^2$$

5.5.6. Ferrailage final:

$$A_l = 5.1 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : AS} = 5\text{T}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.25 \text{ cm}^2 \quad \text{soit: AS} = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 4 \text{ cm}^2 \quad \text{soit: AS} = 4\text{T}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

6. Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure :

6.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent de transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure à savoir : le poids propre ou charge permanent ; les surcharges d'exploitation ; les surcharges climatiques et sismiques.

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux), c'est la raison pour laquelle il faudra que l'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions nécessaires pour que la structure reste stable.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

6.2. Choix de type de fondation :

Le calcul de la surface total des semelles carrée s'effectué a partir de la formule suivante :

$$A = \frac{w_t}{\sigma}$$

A : la surface d'une semelle isolée.

σ : La contrainte du sol dans notre site est de 2 bars.

w_t :Le poids total de la structure = 31870,52 KN

$$\Rightarrow A = \frac{31870,52}{200} = 159,35 \text{ m}^2$$

Donc la surface total des semelles est : $159,35 \text{ m}^2$

La surface totale de la structure est : $428,4 \text{ m}^2$

Donc la surface total des semelles $< 50\%$ de la surface totale de la structure donc le passage au radier n'est pas nécessaire, on a seulement des semelles superficielles isolée et des semelles filantes.

Chaque semelle est soumise à un effort normal et un moment de flexion donc elle est étudiée en flexion composée.

L'étude se fait sur les semelles les plus sollicitées.

6.3. Calcul de l'infrastructure :

6.3.1 Calcul du bloc (A&B) :

6.3.1.1 Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante centrale sous mur voile et poteau.

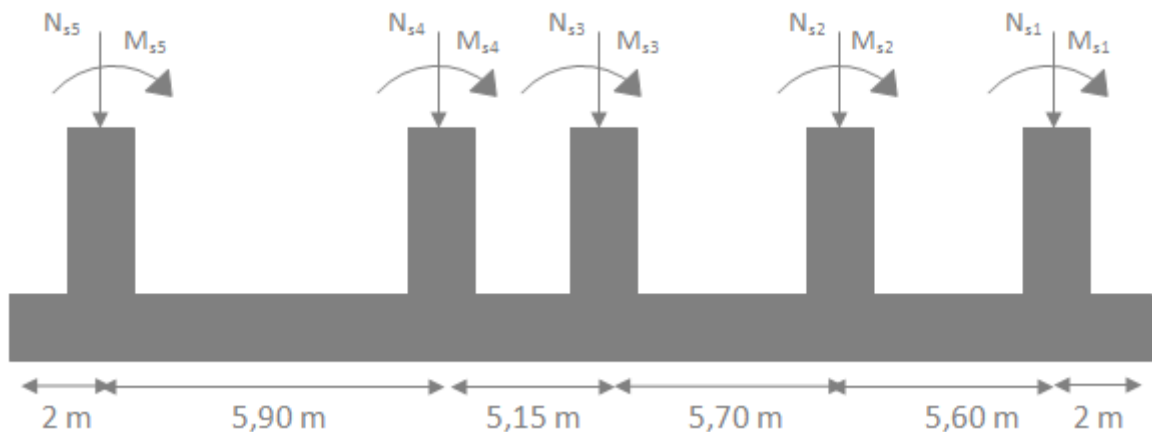


Figure 6.1 chargement de la semelle filante à ELS.

Poteaux	$N_{si} (G+Q) (KN)$	$M_{si} (KN.m)$
1	2433,16	-10,43
2	2887,04	-10,71
3	2304,76	-15,06
4	2250,62	-16,31
5	2356,21	-10,04

Tableau 6.1 récapitulatif des efforts internes M et N.

6.3.1.2 Pré-dimensionnement :**Calcul de la résultante :**

$$R = \sum N_i = 2433,16 + 2887,04 + 2304,76 + 2250,62 + 2356,21$$

$$\Rightarrow R = 12231,79 \text{ KN}$$

Calcul de l'excentricité :

$$\sum M_o = 0 \Rightarrow X = \frac{\sum N_i}{R} * x_i$$

$$X = \frac{2433,16 * 2 + 2887,04 * 7,90 + 2304,76 * 13,05 + 2250,62 * 18,75 + 2356,21 * 24,35}{12231,79}$$

$$\Rightarrow X = 13,567 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - X = \frac{26,35}{2} - 13,567$$

$$\Rightarrow e = -0,40 \text{ m} < \frac{L}{6} = 4,392 \text{ m}$$

\Rightarrow Alors la répartition est linéaire.

$$B \geq \left(1 + \frac{3e}{L}\right) * \frac{R}{L * \sigma_{sol}} = \left(1 + 3 * \frac{(-0,392)}{26,35}\right) * \frac{12231,79 * 10^{-3}}{26,35 * 0,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 2,22 \text{ m}$$

Donc on prend : $B = 2,50 \text{ m}$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{2,5 - 0,7}{4} = 0,45$$

On prend : $d = 0,45$

$$\Rightarrow h_t = d + 5 = 0,50 \text{ m}$$

6.3.1.3 Combinaisons de calcul :

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 0,111N_G + 0,126N_Q \\ \sigma_2 = 0,069N_G + 0,069N_Q \end{cases}$$

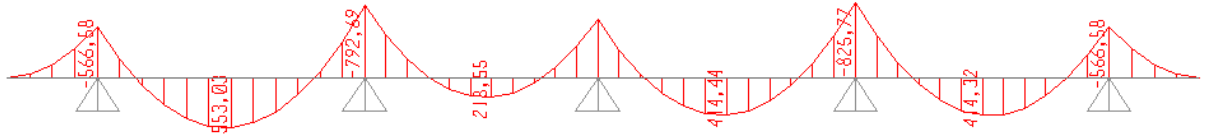


Figure 6.2 .diagramme des sollicitations

6.3.1.4 Calcul du ferrailage :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_M &= \frac{R}{B * L} * \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 202,6 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m &= \frac{R}{B * L} * \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 168,76 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 177,22 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 177,22 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

NB : Le calcul du ferrailage se calcul comme étant une poutre en " T" renversé :

$$b = 2,5 \text{ m} ; b_0 = 0,7 \text{ m}$$

$$h = 0,85 \text{ m} ; h_0 = 0,50 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,77 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$N_G = 1976,29 \text{ KN}$$

$$N_Q = 484,72 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{(1,35N_G + 1,5N_Q) * 5}{26,35 * 2,5} * \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$\sigma_2 = \frac{(N_G + N_Q) * 5}{26,35 * 2,5} * \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

ELU :

En travée :

$$M_{\text{ut}} = 553,03 \text{ KN.m} = 553,03 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Le moment d'équilibre par la table :

$$M_t = b * h_0 * f_{bc} * \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 2,5 * 0,50 * 14,17 * \left(0,77 - \frac{0,50}{2}\right) \Rightarrow M_t = 9,21 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow M_t > M_{ut}$$

Donc l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section en T ($b_0 \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{553,03 \cdot 10^{-3}}{0,7 * 0,77^2 * 14,17} = 0,094$$

$$\mu_u = 0,094 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$AST = \frac{M_{ut}}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,094}\right) = 0,124$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,731$$

$$\Rightarrow AST = \frac{553,03 * 10^{-3}}{0,731 * 348} = 21,74 \text{ cm}^2$$

On a choisi : 11T16 de section 22,12 cm²

CNF :

$$AST_{\min} \geq 0,23 b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow AST_{\min} \geq 0,23 * 0,70 * 0,77 * \frac{2,1}{400}$$

$$AST_{\min} \geq 6,09 \text{ cm}^2$$

$$AST > AST_{\min} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Calcul des armatures transversales :

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 8T10 = 6,26 \text{ cm}^2$

On prend un diamètre des armatures transversales : $\emptyset_t = \emptyset_{10} \text{ mm}$

En appuis :

$$M_{ua} = 825,77 \text{ KN.m} = 825,77 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Le moment d'équilibre par la table :

$$M_t = b * h_0 * f_{bc} * \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 2,5 * 0,50 * 14,17 * \left(0,77 - \frac{0,50}{2}\right) \Rightarrow M_t = 9,21 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow M_t > M_{ut}$$

Donc l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section en T ($b_0 \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{825,77 \cdot 10^{-3}}{2,5 * 0,77^2 * 14,17} = 0,108$$

$$\mu_u = 0,039 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$AST = \frac{M_{ut}}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,039}\right) = 0,050$$

$$z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,755 \text{ m}$$

$$\Rightarrow AST = \frac{825,77 * 10^{-3}}{0,775 * 348} = 30,62 \text{ cm}^2$$

On a choisi : 10T16+6T16 de section 32,17 cm²

N.B : on va admettre un ferrailage forfaitaire de 8T12 dans la file supérieure qui est parallèle au ferrailage principale.

CNF :

$$AST_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow AST_{\min} \geq 0,23 * 2,5 * 0,77 * \frac{2,1}{400}$$

$$AST_{\min} \geq 23,24 \text{ cm}^2$$

$$AST > AST_{\min} \Rightarrow \text{C. V}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{Ast}{4} = \frac{32,17}{4} = 8,04 \text{ cm}^2$$

On a choisi : 8T12 de section 9,03cm²/ml

ELS :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifier comme suit :

En travée

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{553,03}{336,13} = 1,65 \\ \frac{1,65-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,575 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,124 < 0,575 \Rightarrow \text{C.V}$$

En Appuis :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{825,77}{501,90} = 1,65 \\ \frac{1,65-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,575 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,050 < 0,575 \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

6.3.1.5. Vérification au cisaillement :

D'après BAEL 91, on a :

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{b_0 * d} = \frac{874,03 \cdot 10^{-3}}{0,7 * 0,77} = 1,62 \text{ Mpa}$$

Pour les fissurations peut nuisible : $\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_v}, 5\right) \text{ MPA}$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

Donc on a : $\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{C.V}$

6.3.1.6. Récapitulatif du calcul des semelles filantes :

Types	R [KN]	X [m]	E [m]	L [m]	B [m]	h ₀ [m]	h [m]	σ _{moy} [KPa]	σ _{moy} ≤ σ _{sol}
SF1	12231,79	13,56	0,385	26,35	2,50	0,50	0,85	177,22	C.V
SF2	3031,27	5,45	0,65	11,50	1,50	0,35	0,70	192,12	C.V
SF3	4550,62	5,14	0,96	11,50	2,40	0,50	0,85	192,10	C.V

Tableau 6.2 les sections des différentes semelles filantes sous voiles et poteaux.

Types	M_u [KN.m]		$A_{st\text{calculé}}$ [cm ²]		$A_{st\text{choisit}}$ [cm ² /ml]			
	$M_{u\text{-app}}$	$M_{u\text{-tra}}$	App	Trav	App			Trav
					Arm Inf	Arm Sup	Ar	
SF1	825,77	553,03	30,62	21,74	16T16	8T12	8T12	11T16
SF2	1258,97	768,51	47,30	30,52	16T20	8T12	12T12	16T16
SF3	1320,27	807,46	54,82	35,26	18T20	8T12	10T14	18T16

Tableau 6.3 le ferrailage des différentes semelles filantes sous voiles et poteaux.

6.3.2. Calcul des semelles isolées du bloc (A&B) :

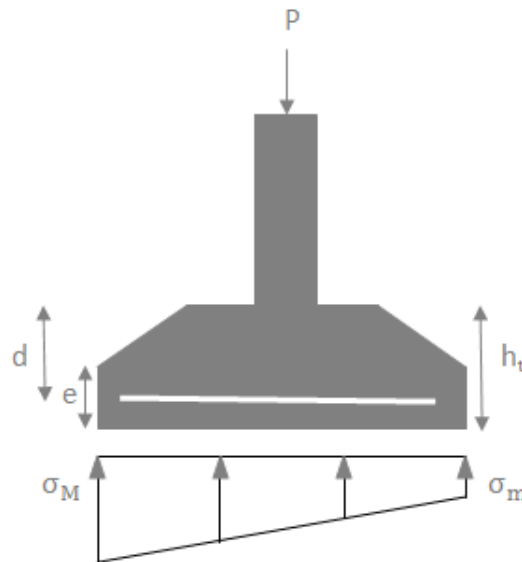


Figure 6.3.diagramme des contraintes agissant sur les fondations

Analyse des portiques par le (sap2000) a donné les résultats suivantes :

	Effort	ELU	G+Q+E	0,8G+E	ELS
Semelle d'angle	N(KN)	1032,52	757,36	419,97	755,70
	M(KN.m)	-17,02	-5,45	-7,47	-12,43
Semelle intermédiaire	N(KN)	1706,84	1246,12	909,58	1245,87
	M(KN.m)				

Tableau 6.4 Récapitulatif des efforts internes M et N

6.3.2.1 Etude de la semelle isolé « S1 » :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,2 \text{ MPA}$$

$$a = b = 0,70 \text{ m}$$

Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \Rightarrow A = B \text{ semelles carrées.}$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma_{sol} = \frac{N_s}{A * B} \end{array} \right\} \Rightarrow A * B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

$$(1) \Leftrightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} * \frac{b}{a}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{755,70}{200} * \frac{0,7}{0,7}}$$

$$\Rightarrow B \geq 1,94 \text{ m}$$

Donc pour une semelle de : (2,00 x 2,00) m

Détermination de d et h_t :

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 2 - 0,7 \geq d \geq \frac{2 - 0,7}{4}$$

$$\Rightarrow 1,3 \text{ m} \geq d \geq 0,33 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 35 \text{ cm}$$

$$D'ou : h_t = d + 5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 40 \text{ cm}$$

Vérification :

$$\text{On a: } \sigma_{sol} = \frac{N'_u}{S} + \frac{M_u}{I}$$

$$\text{Avec: } S = B^2; I = \frac{B^4}{12}; V = \frac{B}{2}$$

$$N'_u = N_u + \text{poids propre de la semelle (P. P. S)}$$

$$\text{P. P. S} = 2 * 2 * 0,4 * 25 = 40 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N'_u = 1072,52 \text{ KN}$$

$$(2) \Leftrightarrow \sigma_{sol} = \frac{N'_u}{B^2} + \frac{6M_u}{B^3} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{1072,52}{2^2} + \frac{6 * (-17,02)}{2^3}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sol} = 255,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 255,37 \text{ KN/m}^2 > \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

On refait les calculs en augmentant la section de la semelle: (2,30x2,30) m.

Détermination de d et h_t

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 2,30 - 0,7 \geq d \geq \frac{2,30 - 0,7}{4}$$

$$\Rightarrow 1,6 \text{ m} \geq d \geq 0,4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 45 \text{ cm}$$

$$D'où : h_t = d + 5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm}$$

Vérification :

$$\text{On a: } \sigma_{sol} = \frac{N'_u}{S} + \frac{M_u}{I} \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{Avec: } S = B^2; I = \frac{B^4}{12}; V = \frac{B}{2}$$

$$N'_u = N_u + \text{poids propre de la semelle (P.P.S)}$$

$$P.P.S = 2,30 * 2,30 * 0,50 * 25 = 66,13 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N'_u = 1098,65 \text{ KN}$$

$$(3) \Leftrightarrow \sigma_{sol} = \frac{N'_u}{B^2} + \frac{6M_u}{B^3} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{1098,65}{2,30^2} + \frac{6 * (-17,02)}{2,30^3}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sol} = 199,29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 199,29 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

6.3.2.2. Détermination du ferrailage :

ELU:

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPA}; N'_u = 1098,65 \text{ KN}$$

$$A_{ux} = A_{uy} = \frac{N'_u * (A - a)}{8 * d * \sigma_{st}} = \frac{1098,65 * 10^{-3} * (2,3 * -0,7)}{8 * 0,45 * 347,83}$$

$$\Rightarrow A_u = 14,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) \text{ fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

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

$$N'_s = N_s + P.P.S = 755,70 + 66,13 = 821,83 \text{ KN}$$

$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{N'_s * (A - a)}{8 * d * \overline{\sigma}_{st}} = \frac{821,83 * 10^{-3} * (2,3 * -0,7)}{8 * 0,45 * 201,63}$$

$$\Rightarrow A_s = 18,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On a: } A_u = 14,04 \text{ cm}^2 < A_s = 18,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} = 6T20 = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

6.3.2.3 Vérification de la stabilité au renversement:

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} < \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{-12,43}{755,70} = -0,016$$

$$\Rightarrow -0,016 < 0,58 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

6.3.2.4. Détermination de la hauteur du patin (e):

$$e \geq \max(15 \text{ cm}; 6\emptyset + 6 \text{ cm}; 12\emptyset + 6 \text{ cm})$$

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

Donc on prend : $e = 35 \text{ cm}$

6.3.2.5. Espacement :

$$S_t = \frac{2,3 - 0,1}{15} \Rightarrow S_t = 14,7 \text{ cm}$$

Donc on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

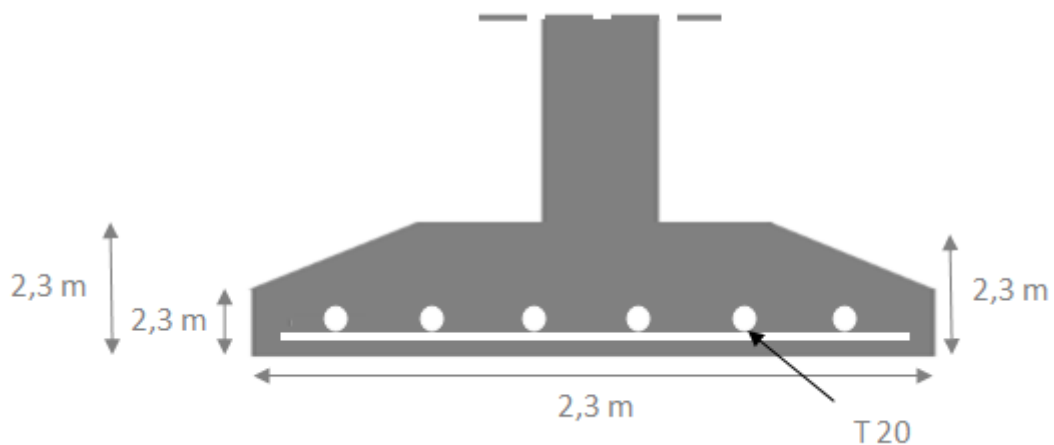


Figure 6.4 .ferrailage de la semelle d'angle.

6.3.2.6. Récapitulatif du calcul des semelles isolées :

Blocs A et B	AxB(m ²)	d(cm)	h _t (cm)	e(cm)	A _{st} (cm ²)
Semelle intermédiaire	2,55 x 2,55	50	55	35	8T20 =25,13
Semelle d'angle	2,30 x 2,30	45	50	30	6T20 =18,85

Tableau 6.5 récapitulatif des résultats des semelles isolées.

6.3.3. Calcul du Bloc c :

Analyse des portiques par le (sap2000) a donné les résultats suivantes :

	Effort	ELU	G+Q+E	0,8G+E	ELS
Semelle central	N (KN)	1287,01	927,23	667,74	926,83
	M (KN.m)	3,16	2,33	1,71	2,32
Semelle intermédiaire	N (KN)	648,16	469,12	342,42	467,98
	M (KN.m)	-37,56	-29,55	-21,57	-27,21
Semelle d'angle	N (KN)	388,64	281,99	205,83	281,55
	M (KN.m)	-21,23	-16,03	-11,71	-15,43

Tableau 6.6 Récapitulatif des efforts M et N

6.3.3.1. Détermination du ferrailage:

Blocs c	AxB (m ²)	d (cm)	h _t (cm)	e (cm)	S _t (cm)	A _{st} (cm ²)
Semelle central	2,7x2,7	60	65	40	18	8T20=25,13
Semelle intermédiaire	1,7x1,7	35	40	30	12	8T14=12,32
Semelle d'angle	1,3x1,3	30	35	30	10	6T12=6,79

Tableau 6.7 récapitulatif des résultats des semelles isolées

6.4. Etude de la longrine :

6.4.1. Introduction :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le **RPA 99 Version 2003**, le minimum pour les longrines est :

$(25 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow$ site catégories S2, S3

$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow$ site catégories S4

Comme notre site se situe dans la catégorie S₂ on adopte des longrines de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égal à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

Avec : $\begin{cases} N = 2511,43 \text{ KN} \text{ (effort normal maximal du poteau)} \\ \alpha : \text{coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site} \end{cases}$

Zone II, site2 $\Rightarrow \alpha = 12$

$$F = \frac{2511,43}{12} = 209,286 \text{ KN} \Rightarrow F = 209,286 \text{ KN} \Rightarrow 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

6.4.2. Calcul du ferrailage :

$$AST = \frac{F}{\sigma_{st}} \Rightarrow AST = \frac{209,286 * 10^{-3}}{348} \Rightarrow AST = 6,01 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

En prend la section minimale :

$$Ast_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$Ast_{\min} \geq 0,23 * 0,25 * 0,270 * \frac{2,1}{400}$$

$$\Rightarrow Ast_{\min} \geq 0,82 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow Ast_{\text{calculé}} = 6,01 \text{ cm}^2 > Ast_{\min} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Le RPA 99 Version 2003 exige que :

$$Ast_{\min} = 0,5\% (b * h) = 0,005 * (0,25 * 0,30)$$

$$Ast_{\min} = 3,75 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{st} = 6,01 \text{ cm}^2 > A_{st_{\min}} = 3,75 \text{ cm}^2$$

D'où le ferrailage choisi : $A_{st_{\text{choisi}}} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

6.4.3. Calcul du ferrailage transversal :

En traction les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce, donc le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 4\emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

6.4.4. Espacement des cadres :

D'après le RPA 99 Version 2003 on a :

$$S_t \leq \min(15\emptyset_1; 20 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15 * 1,2; 20 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

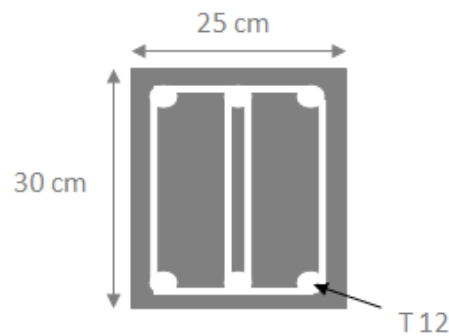


Figure 6.5.ferrailage de la longrine

7. Chapitre7 : présentation de la soumission.

7.1. Présentation du projet :

7.1.1. Introduction :

Le projet étudié est la réalisation d'un bâtiment a usage multiples, composé de deux sous sols, un rez- de -chaussée et de sept étages.

L'ensemble des caractéristiques de cette structure est établi dans le chapitre 1 (présentation de l'ouvrage)

7.1.2. Objectifs à atteindre :

Le maitre d'ouvrage est tenu par rapport a ses textes officiels de procéder a un avis d'appel public. La procédure concernant les modalités de soumission est généralement indiquée dans le cahier de charge. Parmi les informations devant être remises lors de la soumission, deux sont importantes :

Le délai de réalisation (avec un planning détaillé) et le coût global du projet.

Il est tous a fait claire que d'autre documents doivent être remis lors de la soumission.

Toutefois, pour les besoins inhérents au présents PFE (projet de fin d'étude), nous somme fixée uniquement comme objectif de définir le coût de réalisation du projet.

Afin d'atteindre ces objectifs, plusieurs ont été utilisés :

Préparation du WBS du projet.

Identification de nos ressources.

Etablissement de L'OBS, c'est a dire affecter les ressources au taches définies dans le WBS.

Pour les besoin de notre étude, nous avons choisi le MS Project 2013 comme outil de travail.

Il est à rappeler que l'objectif assigne au projet présent est la préparation dune soumission. Toutes fois nous l'avons jugé utile d'établir du BCWS (budget cost of work scheduled) qui décrit l'évolution du budget du projet par rapport au temps.

Enfin, nous rappelons ici que notre démarche dans l'établissement du livrable susmentionné doit être conformité avec les exigences du client c'est à dire en respectant le CPT (cahier de la prescription technique) et le CPS (cahier de la prescription spéciale).

7.2. Project:

7.2.1. Le WBS (works breakdown structure):

Dès la conception préliminaire projet, il s'agit de décomposer de façon structurée et précise le projet en sous ensembles de manière a visualisé l'ensemble du projet. Il se fait par niveaux successifs jusqu'à un degré optimum de détail, afin d'éviter les oublis et de permettre la consolidation des informations.

Dans notre cas c'est un déroulé opératoire (liste extrêmement détaillée d'activités), afin d'affiner la connaissance du lot de travaux correspondant et répondre a la question suivante :

Que doit- on faire ?

7.2.1.1. Description du WBS du projet :

Une analyse détaillée de la structure à étudier a été faite. Les plans préparés dans la première partie de ce travail nous ont permis de procéder a une étude critique sur :

Se qu'on doit faire ?

La réponse a cette question a pris en compte non seulement les exigences techniques du projet en matière de livrable mais aussi les requis du mettre d'ouvrage défini dans le CPT.

Cette analyse a permis de dégager plus de 270 taches à réaliser.

Dans la constitution du WBS il ya des livrables et des taches, les numéros qui vont apparaitre dans cette partie sont des numéros pris directement du fichier MS Project.

7.2.2. L'OBS :(organisation breakdown structure)

7.2.2.1.Introduction :

Après la subdivision des tâches, on doit maintenant relier chaque tache avec une ressource correspondante et aussi de répondre à la question :

Qui doit faire quoi ?

Avant de définir l'OBS il faut d'abord définir les différentes ressources du projet.

7.2.2.2. Les ressource :

L'identification des ressources disponible pour la réalisation des taches est une étape importante. Les ressources sont subdivisées en deux catégories : humaines et matérielles.

Cette dernière est elle-même subdivisée en deux catégories : ressources matérielles engins et ressources matérielles produit.

Les ressources humaines :

Il existe plusieurs approches dans l'identification des ressources. Elles peuvent être scindées en deux catégories :

Identification par personne.

Identification par groupe.

Le première sous-entende une parfaite connaissance des capacités et potentialités de chaque personne. Alors que la deuxième regroupe les ressources par corporation ou métier.

Dans le présent travail nous avons adopté la deuxième approche pour des besoins pratiques.

Le nombre de groupe affecté au présent projet est de 8 :

Groupe coffreur : qui s'occupe de tous se qui est taches coffrage dans le projet.

Groupe ferrailleur : qui s'occupe de tous se qui est taches ferrailage dans le projet.

Groupe maçon béton : qui s'occupe de tous se qui est taches bétonnage dans le projet.

Groupe maçon autre : qui s'occupe de tous se qui est taches cloison dans le projet.

Groupe électricien : qui s'occupe de tous se qui est taches électricités dans le projet.

Groupe menuiserie : qui s'occupe de tous se qui est taches menuiserie dans le projet.

Groupe pour en enduit : qui s'occupe de tous se qui est taches enduit dans le projet.

Groupe gardiens : c'est le groupe qui s'occupe de la surveillance du projet

Chaque groupe est constitué d'un certain nombre d'individus (chef de groupe et manœuvres).

- groupe coffreur : 7 personnes.

- groupe ferrailleur: 7personnes.

- groupe maçon béton : 8 personnes.

- groupe maçon autre : 6 personnes.

- groupe électricien: 4 personnes.

- groupe menuisier: 6 personnes.

-groupe pour enduit : 6 personnes

- groupe gardien : 3 personnes.

Les ressources matérielles :

Il existe deux formes de ressource matérielles :

7.2.3. Stratégie adoptée dans l'établissement de l'ordonnancement des travaux :

Pour pouvoir élaborer la stratégie d'élaboration de l'ordonnancement des travaux le planificateur doit éviter tous risques de chevauchements des taches et ressources.

Il se doit en particulier de veiller à ce que les ressources ne soient pas dépassées.

Les éléments décrits ci-dessous donnent un aperçu sur cette stratégie.

- Lorsque les groupes concernés par les gros œuvres terminent le 5 eme niveau le groupe des cloisons commence le rez-de-chaussée.
- Lorsque le groupe des cloisons terminent le 5eme niveau le groupe électricité commence les sous sols (cette seulement pour l'emplacement des gaines (électricité partie 1))
- Lorsque les groupes concernés par les gros œuvres terminent leurs gros œuvres, ils quittent le projet vers un autre projet.
- Apres que le groupe électricité termine les sous sols rejoignent le groupe pour enduit pour commencer leurs travaux.
- Lorsque le groupe des cloisons termine le dernier étage il rejoint le groupe pour enduit.
- Lorsque le groupe pour électricité termine le dernier étage, il reprend l'emplacement des autres taches électricité des sous sols vers le dernier niveau
- Lorsque le groupe pour électricité termine les sous sols le groupe pour la menuiserie et quincaillerie commence le rez-de-chaussée.

Le fichier (MS PFE) ci-joint donne une version détaillée de cet ordonnancement.

L'estimation de cout des taches se fait en introduisant deux paramètres, la durée de la tache et les couts aux ressources utilisées pour réaliser cette tache.

Le tableau ci- après donne un exemple des couts affecté a des taches :

Les taches	Les couts
-1.3.4 étage courant 1	3 385 600,00 DA.
1.3.4.1 poteaux de l'étage courant1	295 200,00 DA.
1.3.4.1.1 ferrailage	120 000,00 DA.
1.3.4.1.2 coffrage	24 000,00 DA.
1.3.4.1.3 bétonnage	156 000,00 DA.
1.3.4.1.4 décoffrage	14 400,00 DA.
-1.3.4.2 murs voiles	535 600,00 DA.
1.3.4.2.1 ferrailage	54 000,00 DA.
1.3.4.2.2 coffrage	64 000,00 DA.
1.3.3.2.3 bétonnage	416 000,00 DA.
1.3.4.2.4 décoffrage	14 400,00 DA.
-1.3.4.3 plancher de l'étage courant 1	2 407 600,00 DA.
1.4.4.3.1 ferrailage	330 000,00 DA.
1.4.4.3.2 coffrage	360 000,00 DA.
1.4.4.3.3 bétonnage	1 838 400,00 DA.
1.4.4.1.4 décoffrage	26 400,00 DA.
1.3.4.4 escaliers de l'étage courant 1	147 200,00 DA.
1.4.4.4.1 ferrailage	12 000,00 DA.
1.4.4.4.2 coffrage	4 000,00 DA.
1.4.4.4.3 bétonnage	155 200,00 DA.
1.4.4.4.4 décoffrage	1 600,00 DA.

Tableau 7.1 Tableau-couts affectés à des taches

L'estimation de la durée de chaque tache doit être réaliste et raisonnable. Une durée trop courte entraine l'impossibilité de la respectée alors qu'une durée trop longue entraine un surcout du projet.

Sur la base de ces deux informations, un calcul automatique est effectué grâce au logiciel MS Project.

7.3. Résultat obtenu de la variante1 :

Après l'introduction de toutes les informations indiquer avant c.-à-d. le WBS, L'OBS les durées et les couts estimés avec leurs ressources, on obtient les résultats suivant :

- La durée du projet est de 1163 jours de travail.
- Le cout du projet final est de : 194 089 543,00DA

Il est a noter que dans la présente étude, deux couts non pas été introduits, le premier est relatif aux couts indirects alors que le deuxième est relatif a la couverture des surcouts engendrées l'occurrence évènements indésirables non prévues et qui ne sont pas décrits dans le cahier de charge.

Les ressources matérielles engins :

Le nombre de ressources de matérielles type engin affecté au présent projet est de 6 :

Citerne d'eau.

Camion 2.5 tonnes.

Chargeur.

Camion 10 tonnes.

Pelle hydraulique.

Compacteur.

Les ressources matérielles produites :

- Bois pour coffrage
- Fer pour ferrailage
- Béton
- Brique simple
- Enduit en ciment
- Parpaing
- Gains électriques
- Zingue
- Files électriques
- Baguette de fer pour clôture (pour le zingue)
- Treillis soude pour dalle
- Tuyaux pour eau
- Projecteurs électriques
- Panneau d'affichage
- Hourdis
- Lampe et douille
- Minuterie

8. Chapitre 8 : Optimisation du cout du projet

8.1. Introduction :

Dans le but optimiser le cout global du projet, une deuxième et une troisième variante seront misent en place. Il est à noter que la première phase de ce chapitre nous a permis d'étudier la première variante notée ci-après « variante 1 ». L'étude comparative qui sera menée dans cette phase va nous permettre de décrire les variantes « 2 » et « 3 »

La meilleure variante parmi ses trois sera prise en compte lors de la soumission.

8.2. Description de la variante« 2 » :

La deuxième variante consiste a introduire un nouveau matériau dans le béton, l'adjuvant pour une prise rapide du béton et donc optimiser la durée du projet.

8.2.1. L'adjuvant utilisé :

L'adjuvant utilisé porte le nom du S.F.A super fluidifiant accélérateur de durcissement.

8.2.2. Propriétés et effets :

Le MEDFLUIDE SFA permet :

- Sur béton frais : de diminuer le rapport E/C, d'augmenter la fluidité et améliorer la malléabilité du béton.
- - sur béton durcis : d'augmenter les résistances mécaniques à court terme, d'augmenter la compacité, imperméabilité et la durabilité du béton.

Cet adjuvant est utilisé avec un dosage de 0,8 % à 3 % du poids de ciment.

8.2.3. Coûts supplémentaires engendrés par l'ajout du SFA :

L'ajout de l'adjuvant avec un dosage de 3% engendre dans notre projet les couts supplémentaires suivants :

- Le groupe béton sera renforcé avec un ouvrier qualifié pour l'utilisation de l'adjuvant et donc on aura un cout supplémentaire de 2500DA/j
- Le mètre cube du béton coutera 1000DA de plus par rapport au béton ordinaire

8.2.4. Le résultat obtenu :

La deuxième variante est l'estimation de la durée ordinaire de travail c.-à-d. travaillé 8 H par jours ainsi que l'utilisation d'un produit supplémentaire qui est l'adjuvant :

Après introduction de toutes les informations ci-dessus c.-à-d. le WBS, L'OBS et durées estimées on obtient les résultats suivants :

- La durée du projet est de 889 jours de travail.
- Le cout du projet final est de : 183 994 285,00DA

Les résultats obtenues montrent que non seulement le délai diminue par rapport à la variante « variante 1 » mais aussi le coût est inférieur par rapport au coût de la « variante 1 »

Ce résultat montre que l'optimisation en termes de délai et coût au même temps est possible.

8.3. Description de la « variante 3 » :

La troisième variante consiste à effectuer le travail non pas en temps normal qui est de 8 H par jours mais le système (3x8) 24h / 24 afin d'assurer cette cadence de travail, il faut ajouter des ressources supplémentaires ce qui implique aussi des coûts supplémentaires.

8.3.1. Les ressources supplémentaires :

8.3.1.1. Ressources humaines :

Il faut ajouter des groupes de travail tel que :

- groupe coffreur : 14 personnes.
- groupe ferrailleur: 14 personnes.
- groupe maçon béton : 16 personnes.
- groupe maçon autre : 12 personnes.
- groupe électricien: 8 personnes.
- groupe menuisier: 12 personnes.
- groupe pour enduit : 12 personnes.

Ces groupes travaillent en collaboration avec le même type de groupes signalé avant.

Cette ressource est très coûteuse car l'ouvrier qui travaille au-delà des heures de travail normales c.-à-d. la nuit sera payé deux fois.

Le coût global des ouvriers sera cinq fois plus grand que le coût initial.

8.3.1.2. Ressources matérielles :

Une voiture disponible sur chantier durant toutes les durées du projet. Cette dernière a été rajoutée pour des besoins de sécurité.

8.3.2. Résultats obtenus :

La troisième variante est l'estimation de la durée de travail système ainsi que l'utilisation d'un produit supplémentaire qui est l'adjuvant :

Après introduction de toutes les informations indiquées avant c.-à-d. le WBS L'OBS et les durées estimées on obtient les résultats suivants :

- La durée du projet est de 451 jours de travail.
- Le coût du projet final est de : 201 697 889,00 DA

Après l'obtention des résultats cités avant, on remarque que la durée totale du projet a diminué par rapport à la première variante mais le cout total du projet a augmenté d'une façon brusque.

Cette fois-ci on a trouvé que la durée du projet a diminuer et que le cout du projet a augmenter en ajoutant des couts supplémentaires et qui sont des ressources.

Cette optimisation est très couteuse

Conclusion générale des trois variantes :

N° de la variante	délai	cout
1	1163 jours	194 089 543,00DA
2	889 jours	183 994 285,00DA
3	451 jours	201 697 889,00DA

Tableau 8.1 le cout et la durée des trois variantes

Après l'étude des trois variantes on remarque que la variante 2 est la plus raisonnable en termes de cout et de délai.

Cette variante nous permette de continuer sur nos objectifs qui sont le traçage de la courbe B.C.W.S (budget cost of work scheduled) . La courbe B.C.W.S sera tracée avec cette variante.

8.4. Tracé du B.C.W.S " courbe s ":

A l'aide du document tirée du logiciel MS Project et en transférant le résultat sur Excel la courbe du B.C.W.S a été tracée sur un plan (ox , oy) ou l'axe des x représente le temps et l'axe des y représente les couts.

Cette courbe permette de voir directement l'évolution de la consommation d'argent à travers le temps.

Sachant que La courbe du B.C.W.S reste un outil très utile pour le control et le suivi du projet

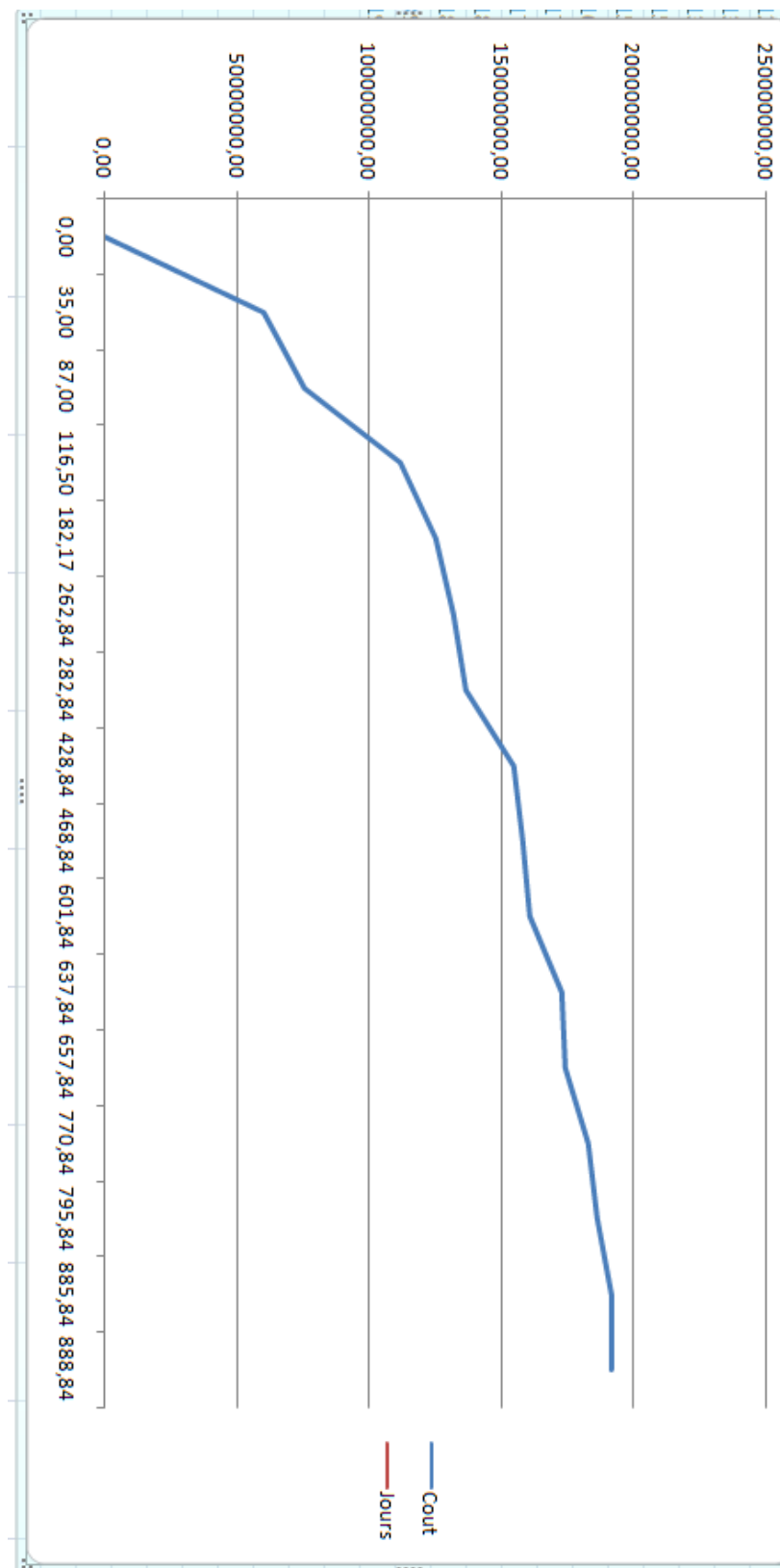


Figure 8.1 courbe BCWS

Conclusion générale

Les conclusions auxquelles a abouti après ce modeste travail, sont résumées dans ce qui suit :

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans la conception et du calcul des structures.

La nécessité des voiles dans le nouveau code parasismique rend le système de contreventement mixte plus adéquat pour les bâtiments de hauteur moyenne, vérifiant les deux aspects (sécurité et économique).

la gestion de projets via des méthodes et des techniques nous donne les clés pour pouvoir juger, agir, analyser, planifier et contrôler notre projet.

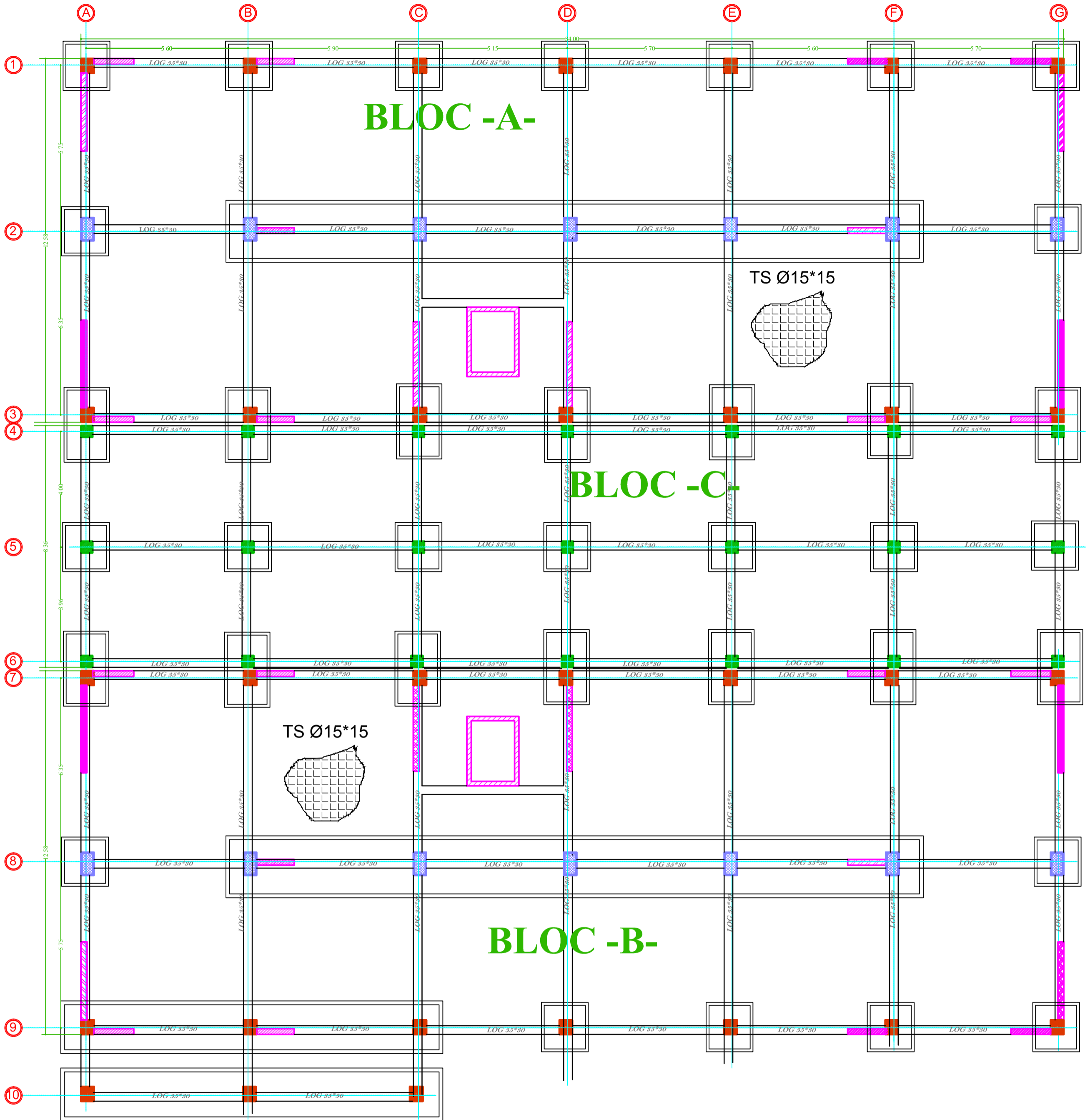
L'étude économique et managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteinte des objectifs dans les délais et les coûts préétablis.

Bibliographie

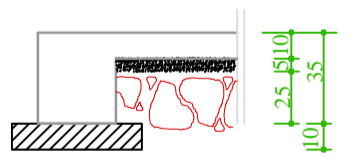
- **Jean-pierre Mougine**, BAEL (béton armé aux états limites) 91 modifiée 99
- Document technique réglementaire DTR B C 2 48 règles parasismique algériennes R.P.A 99 V 2003 (centre national de recherche parasismique appliquée en génie parasismique, C.G.S 2002 Houssén day Alger).
- CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé.
- D.T.R charge permanentes et charge d'exploitations
- P.VINARD. Les Grands Principes Du Management.
- A.BENNANI. Cours De Ms Project.2011-2012
- **M.DJAFOUR**, cour pratique de dynamique des structures, Université Abou Bekr belkaid Faculté de Technologie

Logiciel :

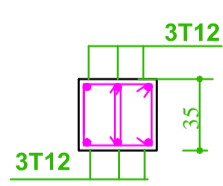
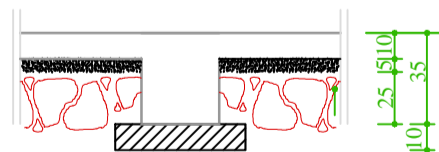
- ✓ AUTOCAD Dessin
- ✓ SAP2000..... Calcul
- ✓ MSproject 2010..... planification



Coupe 1-1
Ech : 1/25



Coupe 2-2
Ech : 1/25

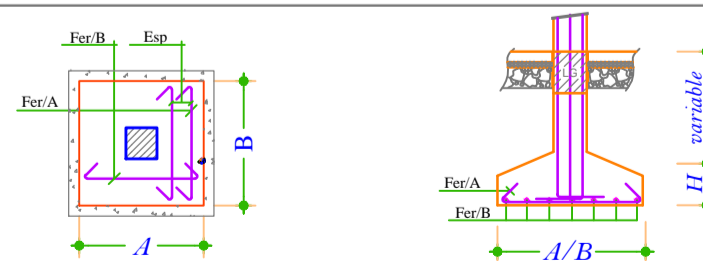


Ferraillage de Longrine
Ech : 1/25

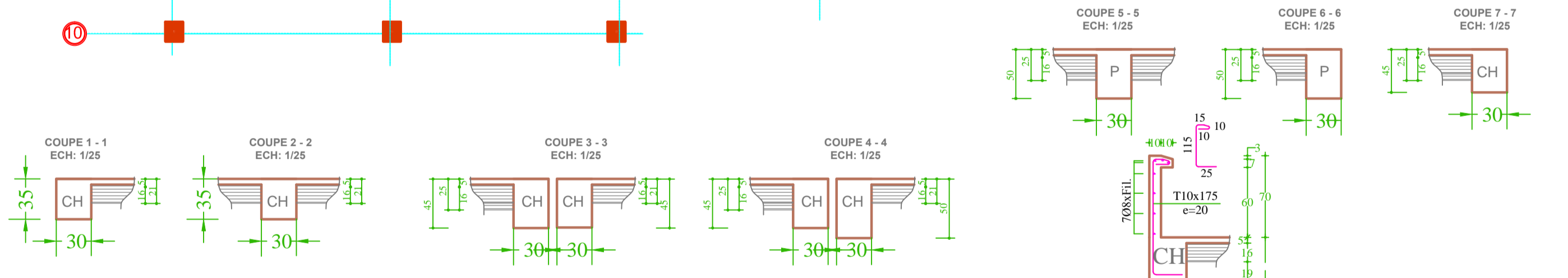
... TABLEAU . DES . SEMELLES ...

REPERE	NBRE	SECTION			FERRAILLAGE			
		A/cm	B/cm	h/cm	F _r /A	F _r /B	Esp	
BLOC -A ET B-	S1	08	230	230	50	6T20	6T20	35
	S2	21	255	255	55	8T20	8T20	30
	S3	02	2635	250	85	11T16	11T16	45
	S4	01	1150	240	85	18T16	18T16	30
	S5	01	1150	150	70	16T16	16T16	30
BLOC -C-	S1	04	270	270	45	8T20	8T20	40
	S2	12	170	170	50	8T14	8T14	45
	S3	05	130	130	50	6T12	6T12	45

SCHEMAS



PLANCHER NIV:-3.06



• • • Tableau des poutrelles . . .

Reperes	Ferrailage Bloc - A et B -					
	①	②	③	③	CHAPEAUX 1	CHAPEAUX 2
SS	1T16	2T16	2T16	2T16	1T14	1T14
RDC	1T16	2T16	2T16	2T16	1T14	1T14
EC	1T16	2T16	2T16	2T16	1T14	1T14
TA	1T16	2T16	2T16	2T16	1T14	1T14

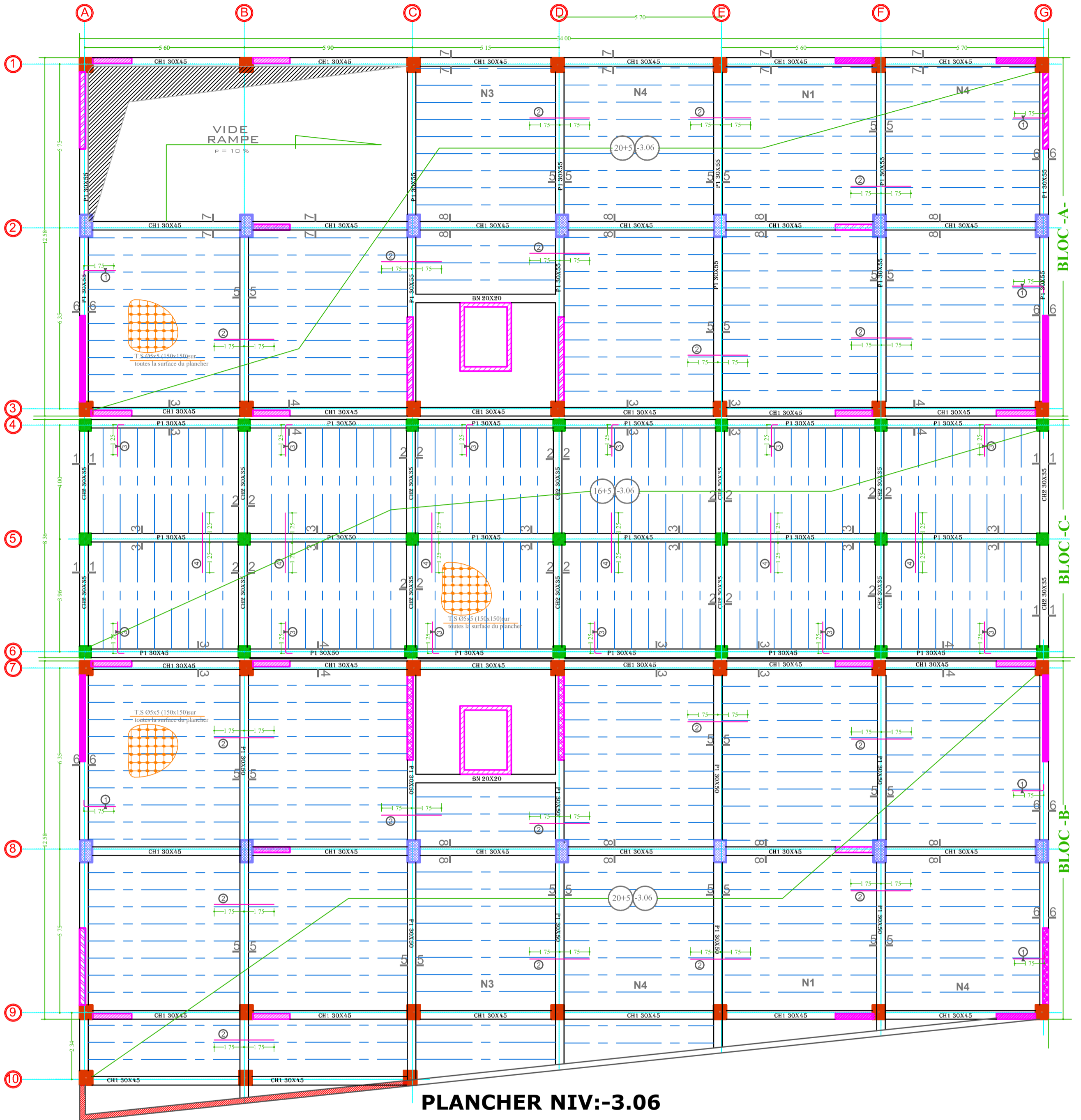
Plancher 5+20 (TRAVEE)		Plancher 5+20 (APPUIS)	
②		①	
③		③	

• • • Tableau des poutrelles . . .

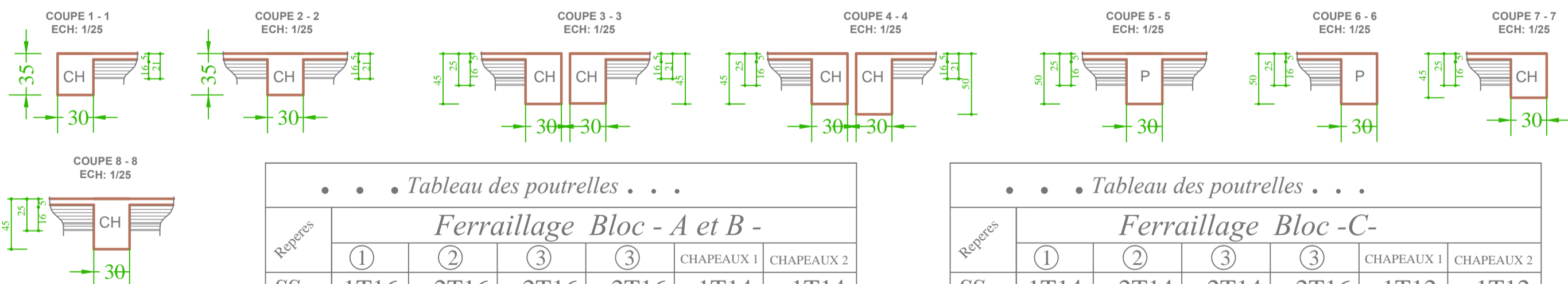
Reperes	Ferrailage Bloc -C-					
	①	②	③	③	CHAPEAUX 1	CHAPEAUX 2
SS	1T14	2T14	2T14	2T16	1T12	1T12
RDC	1T14	2T14	2T14	2T16	1T12	1T12
EC	1T12	2T12	2T12	2T16	1T12	1T12
TA	1T12	2T12	2T12	2T16	1T12	1T12

Plancher 16+5 (TRAVEE)		Plancher 16+5 (APPUIS)	
②		①	
③		③	

PLANCHER NIV: +8.50-----+31.90



PLANCHER NIV:-3.06



• • • Tableau des poutrelles . . .

Reperes	Ferrailage Bloc - A et B -					
	①	②	③	③	CHAPEAUX 1	CHAPEAUX 2
SS	1T16	2T16	2T16	2T16	1T14	1T14
RDC	1T16	2T16	2T16	2T16	1T14	1T14
EC	1T16	2T16	2T16	2T16	1T14	1T14
TA	1T16	2T16	2T16	2T16	1T14	1T14

Plancher 5+20 (TRAVEE)

Plancher 5+20 (APPUIS)

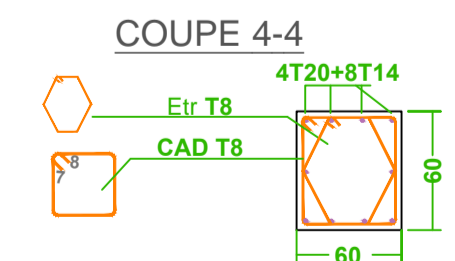
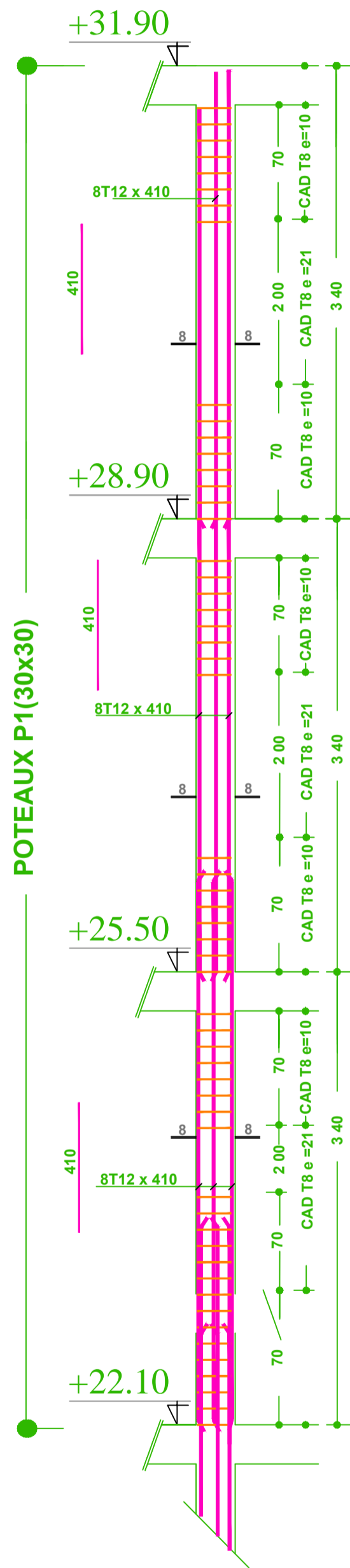
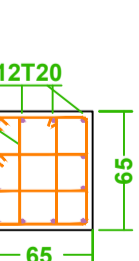
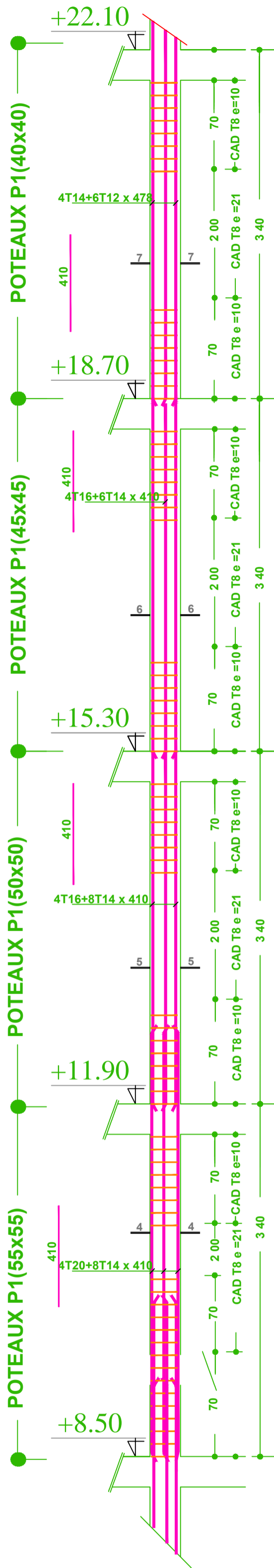
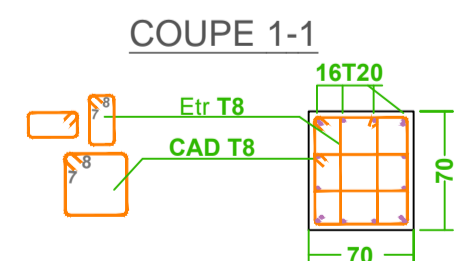
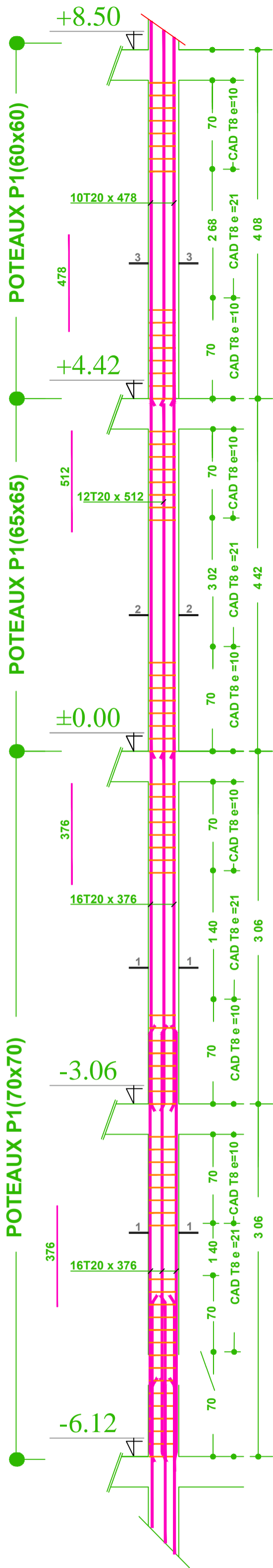
• • • Tableau des poutrelles . . .

Reperes	Ferrailage Bloc - C -					
	①	②	③	③	CHAPEAUX 1	CHAPEAUX 2
SS	1T14	2T14	2T14	2T16	1T12	1T12
RDC	1T14	2T14	2T14	2T16	1T12	1T12
EC	1T12	2T12	2T12	2T16	1T12	1T12
TA	1T12	2T12	2T12	2T16	1T12	1T12

Plancher 16+5 (TRAVEE)

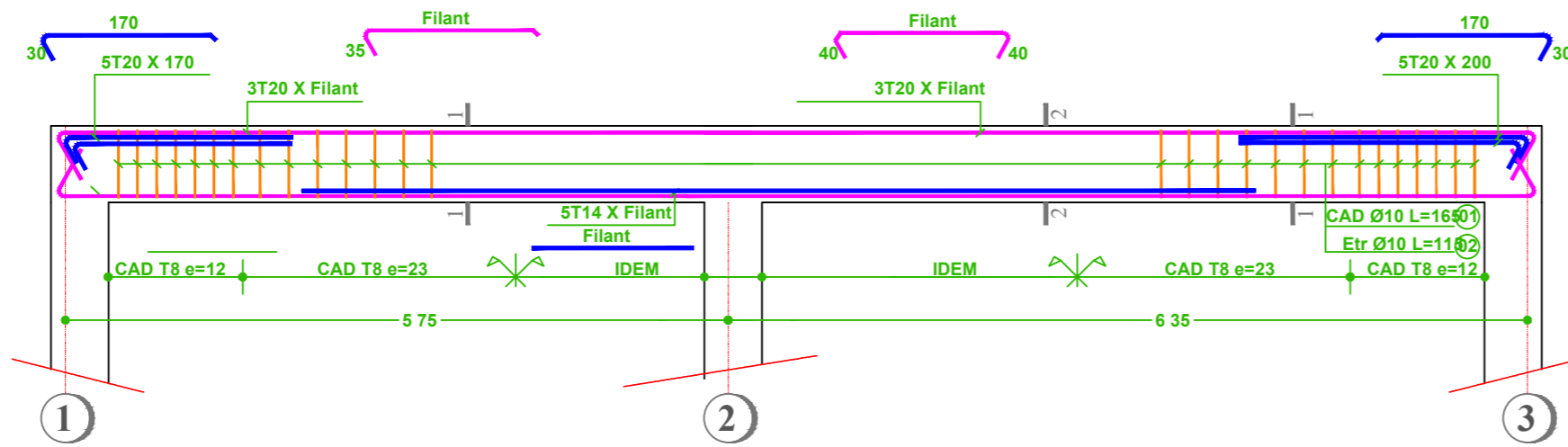
Plancher 16+5 (APPUIS)

PLANCHER NIV:-3.06

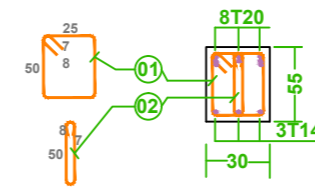


POTEAUX P1
Ech : 1/20

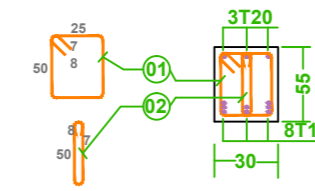
Poutre (P1) (30x55)



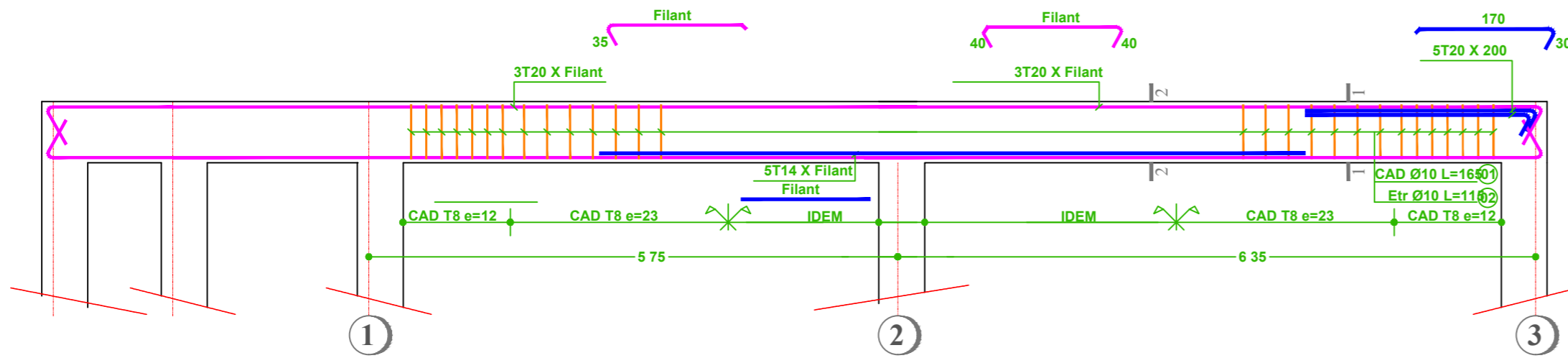
COUPE 1-1



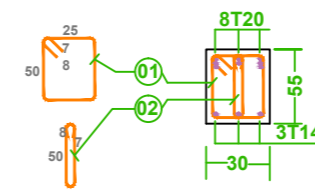
COUPE 2-2



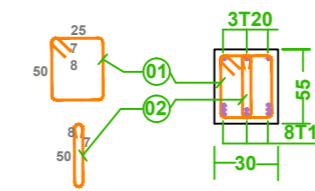
Poutre (P1) (30x55)



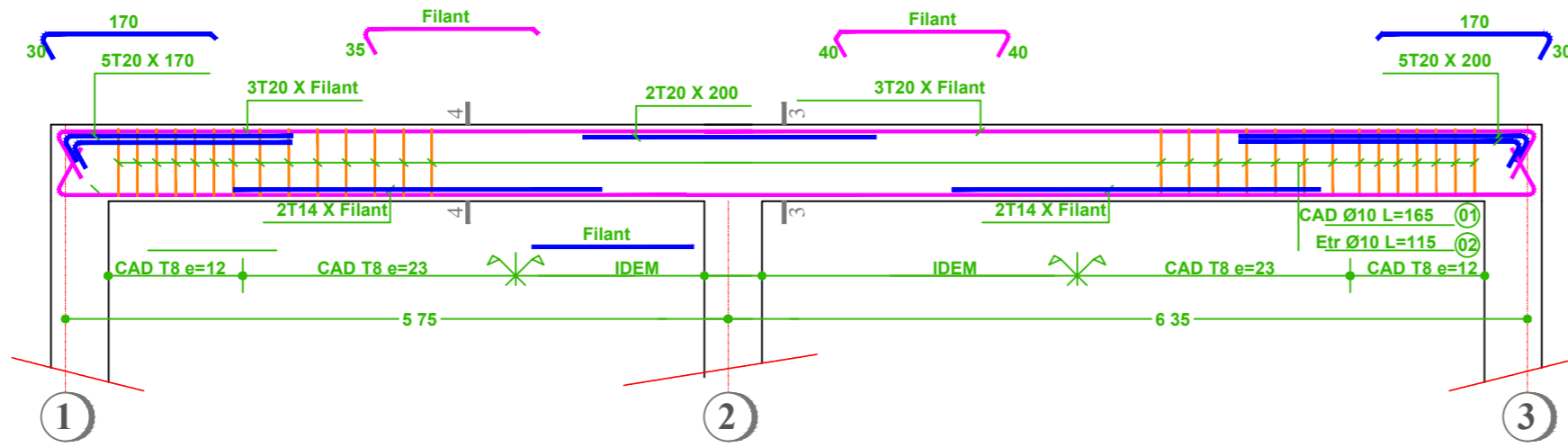
COUPE 1-1



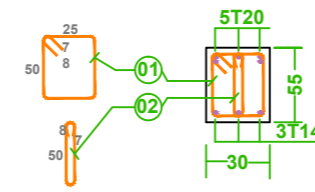
COUPE 2-2



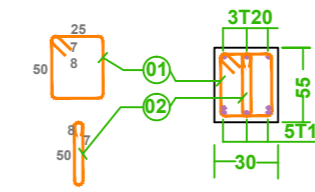
Poutre (P1) (30x55) RDC



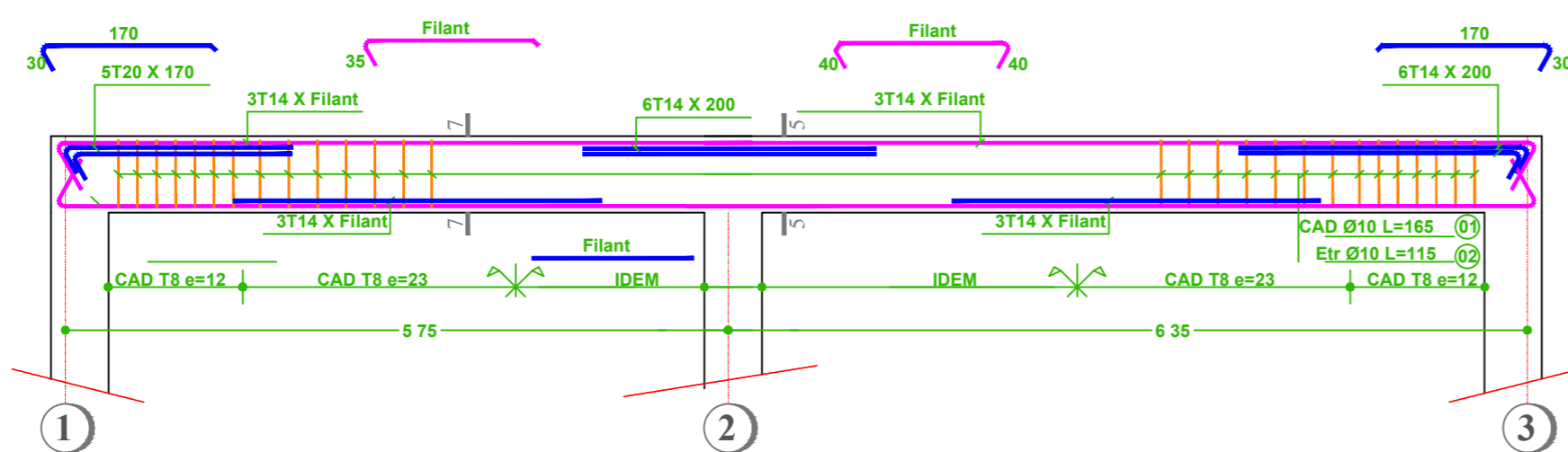
COUPE 3-3



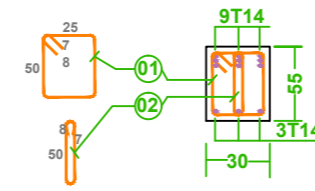
COUPE 4-4



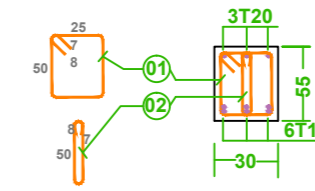
Poutre (P1) (30x55) 1er ETAGE -----7eme ETAGE



COUPE 5-5



COUPE 6-6



POUTRE BLOC A ET B