

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil



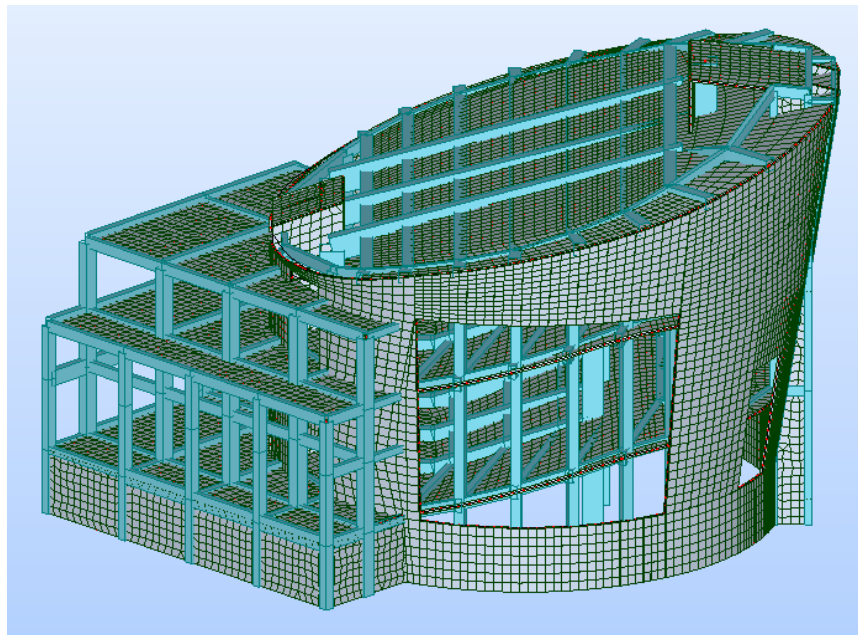
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme

D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL

THEME

Etude d'un Auditorium



Présenté par :

BOUCHACHI ABDELKARIM
SEBBANE SADDEK

Encadré par :

Mc K.SILHADI

PROMOTION JUIN 2007

Remerciement

Nous tenons à remercier sincèrement notre promoteur M^r K.SILHADI et notre enseignant M^r M. DIMIDEM , pour leurs appréciations compétentes, ainsi que l'équipe technique de l'entreprise Cosider construction et tous les ingénieurs du bureau d'étude AMER TALEB.

Nous tenons également à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants de l'ENP qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce travail.

BOUCHACHI & SEBBANE

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة بناية من الخرسانة المسلحة ذات تصميم معماري متميز, تتضمن قاعتي محاضرة و طابق أرضي, هي في طور الإنجاز و ذلك بأعالي مدينة حيدرة بالجزائر, المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي.

مقاومة البناية محققة بواسطة نظام دعم مختلط (أعمدة و عارضات + جدران) من الخرسانة المسلحة. و قد تم التصميم وفقا لقوانين و معايير البناء السارية المفعول في الجزائر (RPA 99 Version 2003, CBA 93, BAEL 91).

اعتمد في الدراسة الديناميكية على برنامج RobotBat 17. و في الأخير تمت دراسة البنية التحتية و ذلك بحساب الأساسات.

كلمات مفاتيح

خرسانة مسلحة, دعم مختلط, دراسة ديناميكية, أعمدة, عارضات, جدران

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé ayant une conception assez complexe, elle comporte deux auditoriums et un sous sol, dont le lieu d'implantation est les hauts d'Hydra dans la wilaya d'Alger qui est classée comme une zone de forte sismicité.

Le contreventement de la structure est mixte (voiles + portiques) en béton armé.

La conception a été faite selon les règlements en vigueur (RPA 99 Version 2003, CBA 93, BAEL 91).

L'étude dynamique a été faite en moyennant le logiciel RobotBat 17. Finalement l'étude de l'infrastructure a été faite par le calcul des fondations.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, poteaux, poutres, voiles

Abstract

The goal of this work is the study of a reinforced concrete structure having a rather complex design, it comprises two auditoriums and under ground, whose site is the tops of Hydra in the wilaya of Algiers which is classified like a zone of strong seismicity.

The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frames + shells).

The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA 99 Version 2003, CBA 93, BAEL 91).

The dynamic analysis has been done by the use of RobotBat 17. Finally, the substructure has been analysed by calculating the foundation.

Key words

Reinforced concrete, mixed brace system, dynamic analysis, columns, beams, shells.

SOMMAIRE

Introduction.....	01
Chapitre 1. Présentation de l'ouvrage.....	02
1. INTRODUCTION.....	02
2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	02
2.1. DIMENSIONS EN ELEVATION	03
2.2. DIMENSIONS EN PLAN	03
3. L'OSSATURE DE L'OUVRAGE (SYSTEME STRUCTURAL)	04
4. LES PLANCHERS.....	04
5. CAGE D'ESCALIER ET GAINÉ D'ASCENSEUR.....	04
6. MACONNERIE	04
Chapitre 2. Béton armé.....	07
1. INTRODUCTION	07
2. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT	07
2.1. DEFINITION	
2.2. ETAT LIMITE ULTIME (E.L.U)	07
2.3. ETAT LIMITE DE SERVICE (E.L.S)	07
3. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX	07
3.1. BETON.....	07
3.1.1. Résistance Caractéristique à la Compression	08
3.1.2. Résistance Caractéristique à la Traction	08
3.1.3. Coefficient de Poisson	08
3.1.4. Module de déformation longitudinale	08
3.1.5. Les Contrainte Limites	08
3.2. ACIER.....	09
3.2.1 Etat Limite Ultime « E.L.U.....	09
3.2.2. Etat limite de service « E.L.S »	10
4. PRINCIPES ET HYPOTHESES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES	10
4.1. CALCUL AUX ETATS LIMITES DE SERVICE.....	10
4.2. CALCUL AUX ETATS LIMITES DE RESISTANCE	11
Chapitre 3. Etude des ouvrages non structuraux.....	12
1. INTRODUCTION.....	12
2. CALCUL DE L'ACROTÈRE	12

2.1. EVALUATION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL	12
2.2. COMBINAISON D'ACTION	13
2.3. SOLLICITATIONS DE CALCUL	13
2.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTERE	13
2.5. VERIFICATION AU CISAILLEMENT	14
2.6. COMPOSANTE HORIZONTALE DE LA CHARGE SISMIQUE	14
3. CALCUL DES ESCALIERS	14
3.1. PAILLASSE	15
3.2. PALIER INTER-ETAGE	15
3.3. ETUDE DES ESCALIERS COURANTS	16
3.3.1. EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES	17
3.3.2. COMBINAISON D'ACTION	17
3.3.3. SOLLICITATIONS DE CALCUL	17
3.3.4. CALCUL DU FERRAILLAGE	17
3.3.5. VERIFICATION AU CISAILLEMENT	18
4. CALCUL DU GARDE CORPS	18
4.1. EVALUATION DES SOLLICITATIONS	18
4.2. CALCUL DU FERRAILLAGE	19
4.3. VERIFICATION AU CISAILLEMENT	19
4.4. COMPOSANTE HORIZONTALE DE LA CHARGE SISMIQUE	19
5. CALCUL DES PLANCHER.....	20
5.1. CALCUL DES ACTIONS.....	20
5.2. SOLLICITATIONS DE CALCUL.....	20
5.3. CALCUL DU FERRAILLAGE.....	20
5.4. VERIFICATION AU CISAILLEMENT.....	21

Chapitre 4. Analyse des structures porteuses.....22

1. INTRODUCTION.....	22
2. SYSTEME PORTEUR ET SYSTEME DE CONTREVENTEMENT.....	22
3. CHARGES DANS LE BATIMENT.....	22
3.1. CHARGES PERMANENTES	22
3.1.1. Plancher terrasse inaccessible :.....	23
3.1.2. Planchers courants	23
3.2. CHARGES D'EXPLOITATION	25
4. PREDIMENSIONNEMENT MECANIQUE.....	26
4.1. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	27
4.2. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES	28
4.3. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	30
Descente de charge	31

4.3.1-Poteaux circulaires	31
4.3.2. Poteau central (130X120).....	39
4.3.3. Poteau de renforcement (110x70).....	41
4.3.4. Poteaux de la cage d'escalier	42
4.3.5. Poteaux du hall	43
Conclusion.....	44
4.4. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES	44

Chapitre 5. Etude dynamique.....46

1. INTRODUCTION.....	46
2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE.....	46
3. MODELISATION.....	46
4. ACTION SISMIQUE.....	47
5. SPECTRE DE REPONSE.....	47
6. RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL.....	49
7. MODES A CONSIDERER.....	49
8. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS LATERAUX INTER-ETAGE.....	50
9. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE PAR LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE.....	50
10. RESULTATS DONNES PAR LE LOGICIEL ROBOT POUR UNE EPAISSEUR DE 35 cm.....	51
11. RESULTATS DONNES PAR LE LOGICIEL ROBOT POUR UNE EPAISSEUR DE 20 cm.....	52
12. VERIFICATION DU FLAMBEMENT A MI-HAUTEUR DES VOILES.....	52
Conclusion.....	52

Chapitre 6. Ferrailage des éléments résistants.....54

1. INTRODUCTION.....	54
2. COMBINAISONS DE CALCUL.....	54
2.1. ETAT LIMITE ULTIME.....	54
2.2. ETAT LIMITE DE SERVICE.....	54
2.3. ETAT LIMITE ACCIDENTEL.....	54
3. SECTIONS MINIMALES ET MAXIMALES.....	55
4. DIAMETRES DES BARRES	55
5. POTEAUX.....	55
5.1. ARMATURES LONGITUDINALES.....	55
5.2. ARMATURES TRANSVERSALES.....	55
5.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	56
6. POUTRES.....	57
6.1. ARMATURES LONGITUDINALES.....	57
6.2. ARMATURES TRANSVERSALES.....	57
6.3. FERRAILLAGE DES POUTRES.....	58

7. VOILES.....	58
7.1. ARMATURES VERTICALES.....	58
7.2. ARMATURES HORIZONTALES	58
7.3. ESPACEMENT DES BARRES DANS LES VOILES.....	58
7.4. FERRAILLAGE DES VOILES.....	59
Chapitre 7. Etude des fondations.....	60
1. INTRODUCTION.....	60
2. RECONNAISSANCE DU SOL.....	60
3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	60
4. CALCUL DES FONDATIONS.....	60
4.1. Semelle isolée carré sous poteau carré (poteau du haul) S_1	61
4.1.1. Prédimensionnement.....	61
4.1.2. Vérification de la capacité portante.....	62
4.1.3. Ferrailage de la semelle S_1	62
4.2. Semelle filante sous trois poteaux S_2	63
4.2.1. Sollicitation.....	64
4.2.2. Dimensionnement	64
4.2.3. Vérification de la capacité portante.....	65
4.2.3 Ferrailage de la semelle S_2	65
4.3. Ferrailage de la semelle sous voile et 6 poteaux S_3	66
4.3.1 Détermination de la sollicitation.....	66
4.3.2. Prédimensionnement.....	67
4.3.3. Vérification de la capacité portante.....	67
4.3.4. Ferrailage de la semelle S_3	68
4.4. Ferrailage de la semelle sous voile et 5 poteaux S_4	69
4.1. Détermination de la sollicitation.....	69
4.4.2. Prédimensionnement.....	69
4.4.3. Vérification de la capacité portante.....	70
4.4.4. Ferrailage de la semelle S_4	70
5. VERIFICATION DU POINCONNEMENT.....	71
6. VERIFICATION AU RENVERSEMENT	72

Conclusion.....74
Annexe A. RoboBat.....
Annexe B. tableaux des participations massiques.....
Annexe C. plans de ferrailage.....
Bibliographie.....

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. I.1 : Dimensions en plan de l'ouvrage.....	03
Tableau. III.1 : sollicitations de calcul de l'acrotère.....	13
Tableau. III.2 : Résultats de calcul de l'acrotère	14
Tableau. III.3 : dimensions des escaliers.....	16
Tableau. III.4 : Charges permanentes des escaliers.....	17
Tableau. III.5 : Combinaisons d'action des escaliers.....	17
Tableau. III.6 : Sollicitations de calcul des escaliers.....	17
Tableau. III.7 : Sollicitations de calcul des gardes corps.....	19
Tableau. III.8 : Résultats de calcul des gardes corps	19
Tableau. III.9 : Charge et surcharge sur les planchers	20
Tableau. III.10 : Sollicitations de calcul des planchers	20
Tableau. III.11 : Résultats de calcul des planchers	20
Tableau. III.12 : Vérification au cisaillement.....	21
Tableau. IV.1 : Charges permanentes du plancher terrasse.....	22
Tableau. IV.2 : Charges permanentes des amphithéâtres.....	23
Tableau. IV.3 : Charges permanentes des planchers de la cage d'escalier	24
Tableau. IV.4 : Charges permanentes d'un mur double cloison.....	24
Tableau. IV.5 : Charges permanentes d'un mur simple cloison.....	25
Tableau. IV.6 : Charges d'exploitation dans les amphithéâtres	25
Tableau. IV.7 : Charges d'exploitation dans la cage d'escalier.....	26
Tableau. IV.8 : Charges d'exploitation dans les halls.....	26
Tableau. IV.9 : Prédimensionnement des poutres.....	30
Tableau. IV.10 : Effort normal revenant au poteau circulaire.....	32
Tableau. IV.11 : Effort normal revenant au poteau central.....	39
Tableau. IV.12 : Effort normal revenant au poteau de renforcement.....	41
Tableau. IV.13 : Effort normal revenant au poteau de la cage d'escalier	42
Tableau. IV.12 : Effort normal revenant au poteau du hall.....	43
Tableau. V.1: Spectre de réponse	48
Tableau. V.2 : déplacements inter-étages pour une épaisseur de 35 cm.....	51
Tableau. V.3 : déplacements inter-étages pour une épaisseur de 20 cm.....	52
Tableau. V.4 : Comparaison des déplacements	52
Tableau. VI.1 : Passage de l'ELU à l'ELA.....	54
Tableau. VI.2 : Sections minimales et maximales.....	55
Tableau. VI.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux	55
Tableau. VI.4 : Ferrailage transversal des poteaux.....	56
Tableau. VI.5 : Ferrailages des poutres principales.....	57
Tableau. VI.6 : Ferrailages des poutres secondaires et de chaînage.....	57
Tableau. VI.7 : Ferrailages des voiles.....	59
Tableau. VII.1: Vérification de la capacité portante pour la semelle " S ₁ "	62
Tableau. VII.2 : Efforts dans la semelle filante sous trois poteaux.....	64
Tableau. VII.3: Vérification de la capacité portante pour la semelle S ₂	65
Tableau. VII.4: Vérification de la capacité portante pour la semelle S ₃	67
Tableau. VII.5: Vérification de la capacité portante pour la semelle S ₄	70
Tableau. VII.6: Vérification du poinçonnement des différents types de semelles.....	71
Tableau. VII.7: Vérification du renversement des différents types de semelles.....	72

LISTE DES FIGURES

Figure. I-1: Plan d'aménagement.....	02
Figure. I-2: Bloc F3.....	03
Figure. I-3: Plan 1 ^{er} étage.....	05
Figure. I-4: Coupe O-O	06
Figure. I-5: Coupe M-M	06
Figure. II.1: Diagramme contraintes déformations ELU.....	09
Figure. II.2: Diagramme contraintes déformations ELS.....	09
Figure. II.3: Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	10
Figure. II.4: Règle des trois pivots.....	11
Figure. III.1: Dimensions de l'acrotère.....	12
Figure. III.2: Modélisation des charges de l'acrotère.....	12
Figure. III.3: Notation pour le ferrailage	13
Figure. III.4: Escalier.....	15
Figure. III.5: Dimensions des escaliers.....	16
Figure. III.6: Dimensions des gardes corps.....	18
Figure. IV.1: Composants d'un plancher terrasse.....	23
Figure. IV.2: Composants d'un plancher courant.....	24
Figure. IV.3: Coupe de mur en maçonnerie.....	25
Figure. IV.4: Dimensions des poutres.....	28
Figure. IV.5: Position du poteau N° 7.....	31
Figure. IV.6: Répartition des charges.....	32
Figure. IV.7: Présentation des différents efforts.....	33
Figure. IV.8 : Représentation des forces sollicitant la poutre secondaire	38
Figure. IV.9 : Représentation des forces sollicitant la poutre principale du plancher courant ...	40
Figure. IV.10 : Représentation des forces sollicitant la poutre principale du plancher terrasse...	40
Figure. IV.11 Dimensions des voiles.....	45
Figure. V.1: Spectre de réponse.....	49
Figure. V.II-1: Schéma équivalent d'une semelle isolée.....	61
Figure. VII.2: Ferrailage de la semelle S ₁	63
Figure. VII.3: Schéma équivalent d'une semelle filante S ₂	63
Figure. VII.4: Ferrailage de la semelle filante du S ₂	66
Figure. VII.4: Schéma équivalent pour la semelle S ₃	66
Figure. VII.6: Ferrailage de la semelle filante du S ₃	68
Figure. VII.5: Schéma équivalent pour la semelle S ₄	69
Figure. VII.8: Ferrailage de la semelle filante du S ₄	71
Figure. VII.9 : Représentation des semelles.....	73

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Le présent travail est une étude complète d'une structure à usage culturel (Institut de Commerce et Faculté de Communication et de l'Information).

Notre étude sera donc menée selon les étapes suivantes :

- La 1^{ère} étape comprend la présentation de l'ouvrage, la précision des caractéristiques des matériaux utilisés, la conception du système structurale qui participe au contreventement et le calcul des éléments secondaires (acrotère, escaliers, dalles, ...). Les diverses vérifications en vigueur (définies par la réglementation) seront prises en compte. Cette étape est l'objet des chapitres I, II , III et IV
- La 2^{ème} étape faisant l'objet du chapitre V, a pour but l'analyse dynamique, elle est basée sur l'utilisation du logiciel Robot Bat. Elle permettra l'introduction d'une modélisation de la structure ainsi que l'application de la méthode d'analyse modale spectrale.
- Dans la 3^{ème} partie qui fait l'objet du chapitre VI, on déterminera les sollicitations, pour pouvoir passer au ferrailage des éléments résistants (poteaux, voiles et poutres), en tenant compte des charges verticales (permanentes et d'exploitation) et horizontales (séisme).
- La 4^{ème} étape décrite au chapitre VII, consiste à exploiter l'étude du sol afin de choisir un type de fondation qui doit assurer la sécurité de la construction à l'égard des modifications prévisibles à l'état des lieux. Ensuite on étudiera la fondation à adopter, sa conception, son ferrailage, etc.

Chapitre I

PRESENTATION DU PROJET

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1. INTRODUCTION

L'élaboration du projet de fin d'étude est une étape cruciale dans le cursus de l'ingénieur, elle permet de mettre en application les connaissances théoriques et pratiques acquises au cours de ses cinq années d'étude.

L'étude d'un projet architectural s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil à tenir compte des paramètres suivants:

- L'usage
- La résistance
- Les exigences esthétiques
- Les conditions économiques

L'étude de ce projet comprendra la partie conception des éléments tels que, fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escaliers, planchers, acrotère.....) ainsi que l'étude dynamique de la structure afin d'évaluer son comportement lors d'un séisme. Le calcul sera fait conformément aux règles parasismiques algériennes (**RPA99.ver03**) et aux règles de béton armé aux états limites (**BAEL91**) et moyennant le logiciel de calcul (**Robot Bat**).

2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le présent projet consiste en l'étude complète des éléments résistants d'un auditorium, dont le lieu d'implantation est les hauts d'Hydra dans la wilaya d'Alger, classée comme zone de forte sismicité –zone III- selon le **RPA99**.

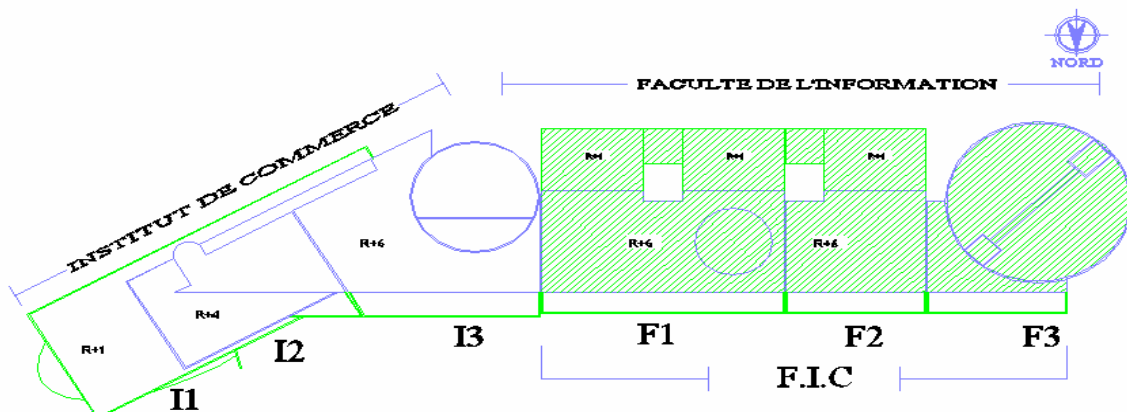


Fig. I-1 : Plan d'aménagement

La structure étudiée est le bloc F3 de la future faculté des sciences de l'information. Il est constitué de deux auditoriums de forme tronconique avec un bloc accolé (Fig. I-2).

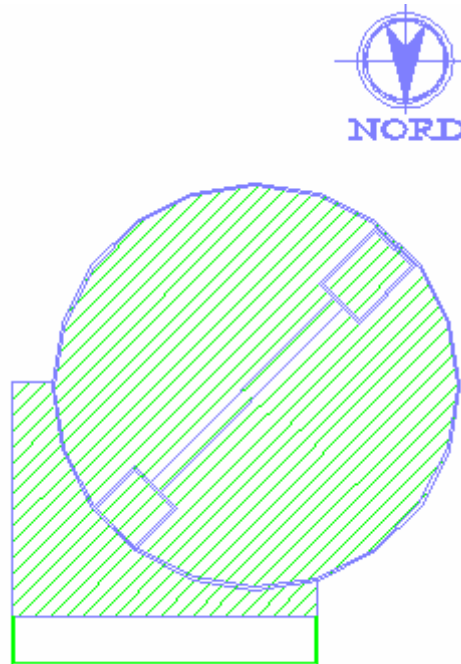


Fig. I-2 : Bloc F3

Il comprend :

- Un sous sol comprenant des aires de stockage.
- Un rez-de-chaussée comprenant un auditorium de 400 places.
- Un étage comprenant un second auditorium de 500 places.

2.1. DIMENSIONS EN ELEVATION :

Notre structure présente une forme irrégulière en plan et en élévation.

- La hauteur totale est de : $H = 21,50$ m (y compris l'acrotère)
- La hauteur du sous-sol est de 3,60 m.
- La hauteur des auditoriums est de 7.0 m.

2.2. DIMENSIONS EN PLAN :

Notre ouvrage possède une forme circulaire dont le rayon augmente en fonction de la hauteur et dont les dimensions sont présentées dans le tableau suivant:

Niveau	SS	RDC	1	2	3	4	5
Altitude [m]	-3,60	±0,00	+7,00	+11,08	+15,16	+19,24	+21,50
Rayon [m]	27,50	27,66	28,70	29,39	29,87	30,50	30,85

Tab. I.1 : Dimensions en plan de l'ouvrage

3. L'OSSATURE DE L'OUVRAGE (SYSTEME STRUCTURAL) :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles périphériques, une cage d'escalier ainsi que des voiles de contreventement prévus pour reprendre les forces horizontales (forces sismiques).

4. LES PLANCHERS

La structure comporte un seul type de planchers en Dalles pleines. On distingue les planchers horizontaux des planchers inclinés supportant les gradins des deux auditoriums.

5. CAGE D'ESCALIER ET GAINÉ D'ASCENSEUR:

Elles servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter-étages.

6. MACONNERIE

La maçonnerie sera exécutée avec de faibles quantités en briques creuses.

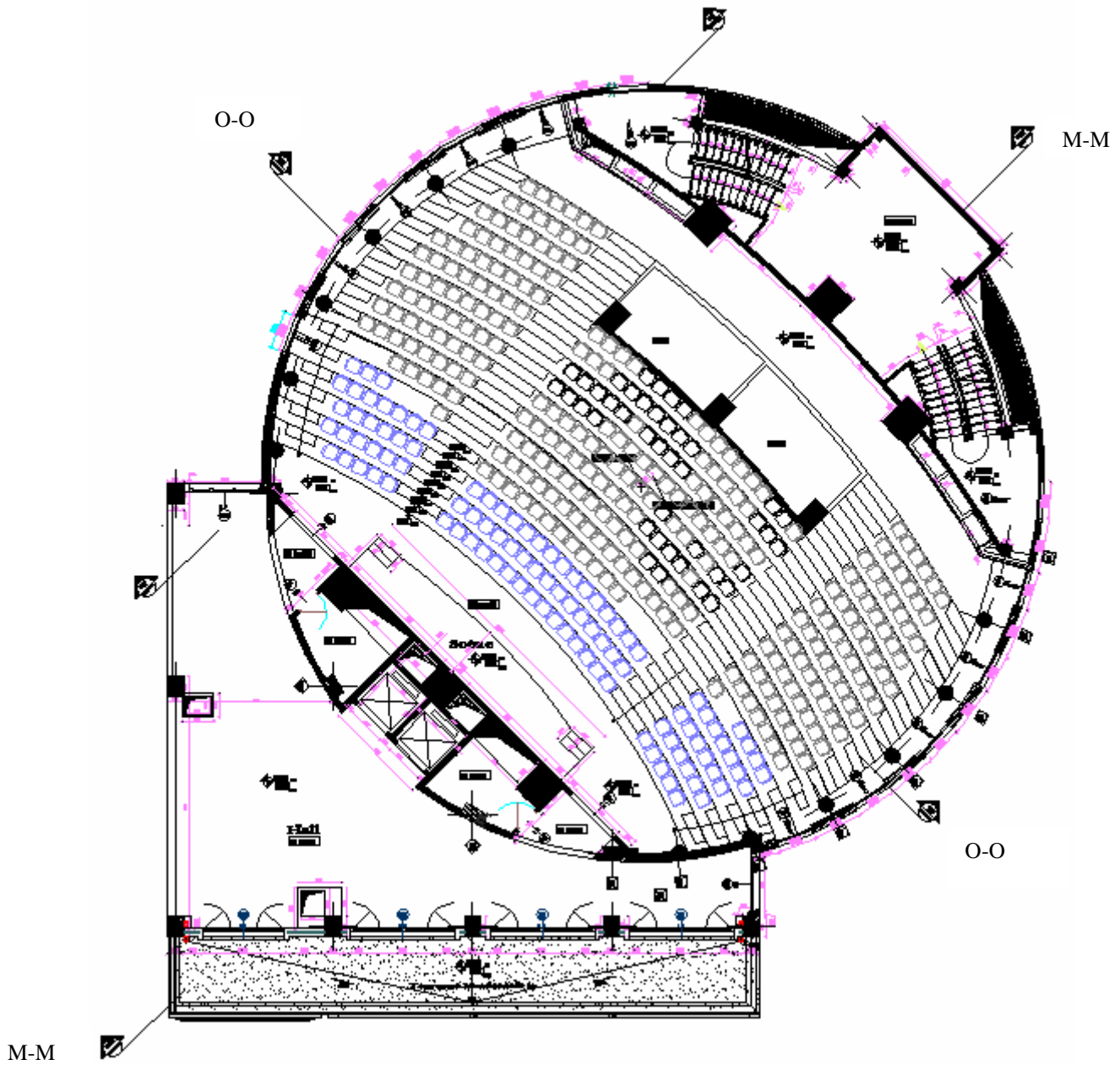


Fig. I-3: Plan 1^{er} étage

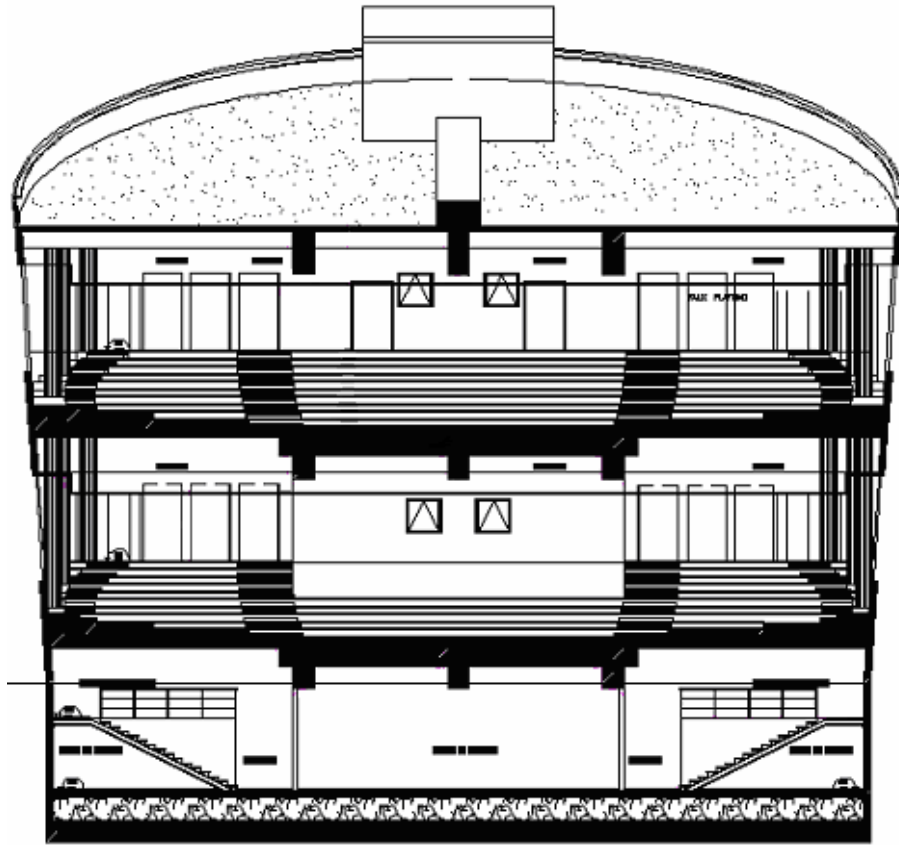


Fig. I-4: Coupe O-O

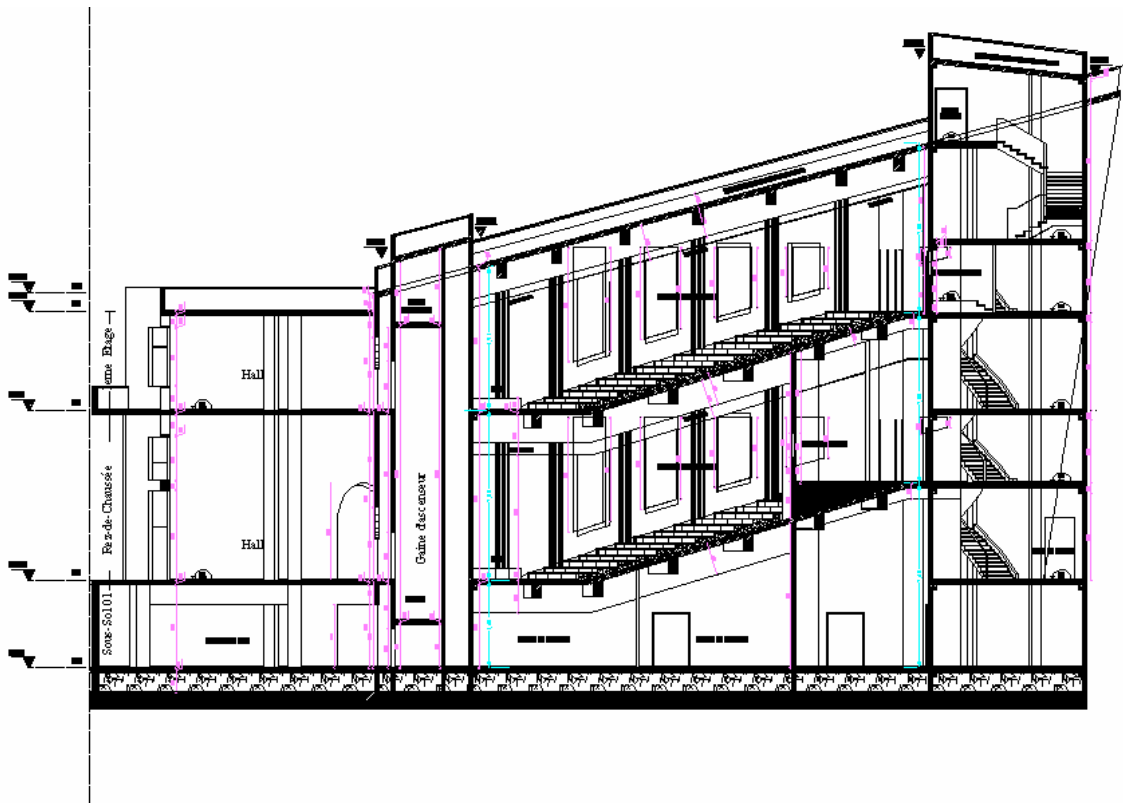


Fig. I-5: Coupe M-M

Chapitre II

PRINCIPE DU BETON ARME

BETON ARME

1. INTRODUCTION :

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003.

2. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT:

Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites ultime et de service [6].

2.1. DEFINITION :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites:

2.2. ETAT LIMITE ULTIME (E.L.U) :

Correspondant à la limite:

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement)
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture)
- Soit de la stabilité de forme

2.3. ETAT LIMITE DE SERVICE (E.L.S) :

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

3. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :

3.1. BETON

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenable, de ciment, de granulats et d'eau.

3.1.1. Résistance Caractéristique à la Compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} .

Cette résistance est obtenue par écrasement en compression axiale d'éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28j de 25MPa.

3.1.2. Résistance Caractéristique à la Traction :

La résistance à la traction, notée par f_{tj} , est déterminée par plusieurs essais. Elle est conventionnellement définie par la relation suivante [2] :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) \quad \dots(2-1)$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on trouve $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

3.1.3. Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale. Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est pris égal à [5] :

$$\nu = 0 \quad \text{béton fissuré à L' E.L.U}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{béton non fissuré à L' E.L.S}$$

3.1.4. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée

➤ Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures [5] :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \dots(2-2). \text{ D'ou on a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

➤ Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a [5] :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \dots(2-3) \text{ D'ou on a : } E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

3.1.5. Les Contrainte Limites :

En se referant au règlement du BAEL. 91 on distingue deux états limites

➤ Etat limite ultime « E.L.U » :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par [7] :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \dots(2-4)$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des actions durables transitoires

$\gamma_b = 1,15$ cas des actions accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

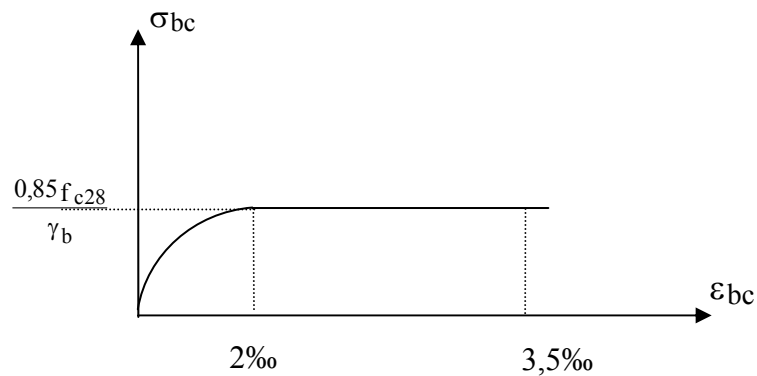


Fig. II.1 : DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS ELU

➤ **Etat limite de service « E.L.S » :**

La contrainte limite de service est donnée par [7] :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \dots(2-5)$$

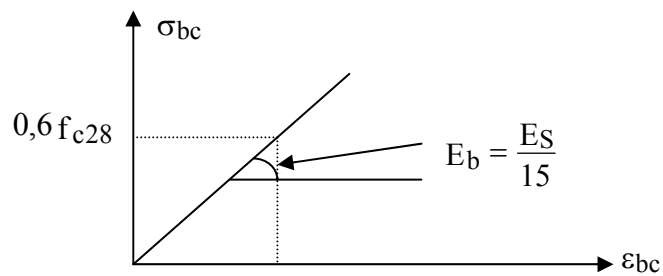


Fig. II.2 : DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS ELS

3.2. ACIER

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, pour notre structure nous utiliserons des aciers de type haute adhérence (HA) : FeE400

3.2.1. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

On adopte le diagramme contrainte –déformations suivant avec [7] :

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,15 \text{ cas d'actions courantes} \\ 1,00 \text{ cas d'actions accidentelles} \end{array} \right.$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

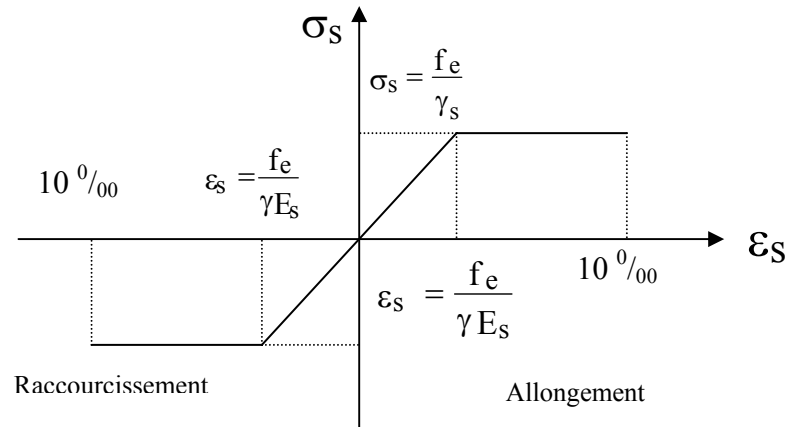


Fig. II.3 : DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS DE L'ACIER

3.2.2. Etat limite de service « E.L.S »

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification [3]
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \dots(2-6)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \dots(2-7)$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A

3.2.3. Module d'Elasticité de l'Acier :

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

4. PRINCIPES ET HYPOTHESES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES :

4.1. CALCUL AUX ETATS LIMITES DE SERVICE :

Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- La résistance en traction du béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et du béton est pris égal à 15 ($n = \frac{E_s}{E_b}$), n : est appelé coefficient d'équivalence [7].

4.2. CALCUL AUX ETATS LIMITES DE RESISTANCE :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰ [7] .
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à
 $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion
 $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure –II.4- [3]

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

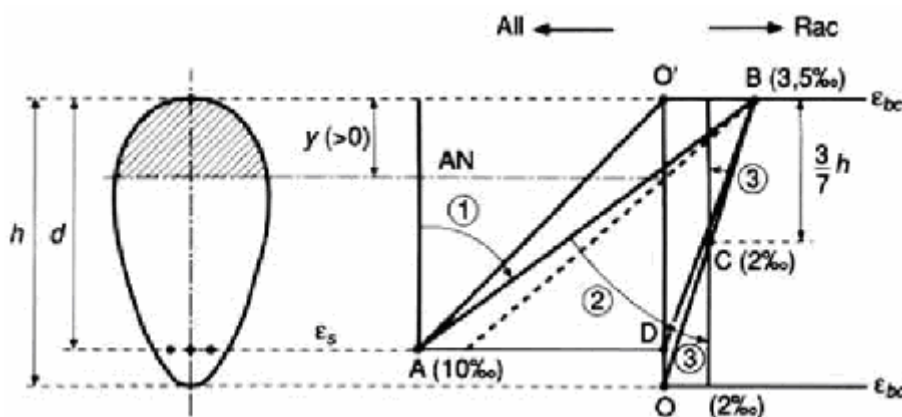


fig. II.4 : Règle des trois pivots

On note « y » la distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section, la valeur de « y » détermine celui des domaines dans lequel est situé le diagramme limite.

Chapitre III

ETUDE DES OUVRAGES PARTICULIERS

ETUDE DES OUVRAGES NON STRUCTURAUX

1. INTRODUCTION

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

2. CALCUL DE L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, servant de garde corps contre toute chute accidentelle.

C'est un système isostatique, assimilé à une console de 100 cm de largeur (mètre linéaire) et de 10 cm d'épaisseur, encadrée à sa base dans le plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre G et à une surcharge d'exploitation Q estimée à 1 KN/ml appliquée à son extrémité [4].

Les dimensions de l'acrotère sont les suivantes :

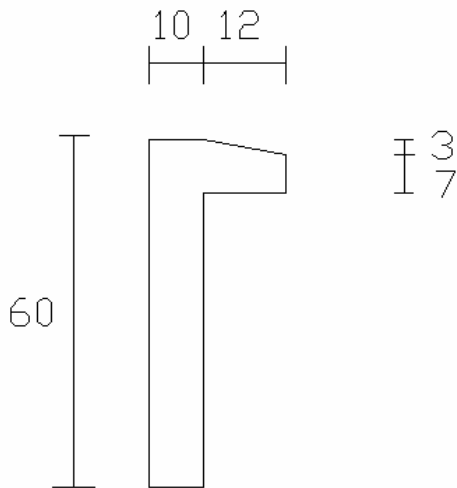


Fig. III.1 : Dimensions de l'acrotère

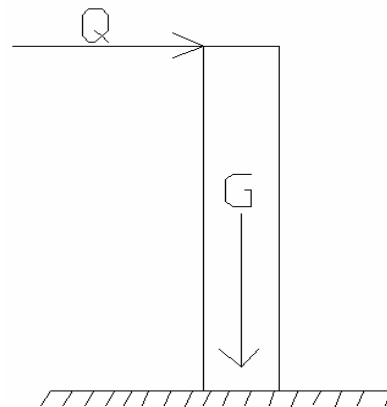


Fig. III.2 : Modélisation des charges de l'acrotère

2.1. EVALUATION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL :

$$G = 25 \cdot (60 \cdot 10 + (7 + 10) \cdot \frac{12}{2}) \cdot 10^{-4} \Rightarrow G = 1,76 \text{ KN / ml}$$

2.2. COMBINAISON D’ACTION :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l’acrotère est exposé aux intempéries, et le calcul sera effectué à l’E.L.U et à l’E.L.S.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U} \Rightarrow 1,35.G + 1,5.Q \\ \text{E.L.S} \Rightarrow G + Q \end{array} \right.$$

2.3. SOLLICITATIONS DE CALCUL :

	M [KN.m]	N [KN]	T [KN]
E.L.U	0,90	2,37	1,50
E.L.S	0,60	1,76	1,00

Tab. III.1 : sollicitations de calcul de l’acrotère

2.4. FERRAILLAGE DE L’ACROTÈRE :

La section transversale de l’acrotère est de (100x10) cm², avec un enrobage de 2 cm.

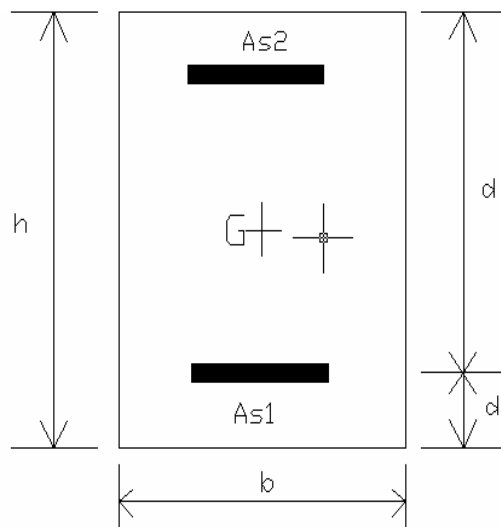


Fig. III.3 : Notation pour le ferrailage

La condition de non fragilité nous impose [3]:

$$A_{s1} + A_{s2} \geq A_{s.min} \quad \text{Avec} \quad A_{s.min} = 0,23.b_0.d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \dots(3-1)$$

$$\text{D'où} \quad A_{s.min} = 0,23.100.10 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,208 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul des armatures sont donnés dans le tableau :

E.L.U	Pivot	ε_s ‰	ε_b ‰	σ_s [MPa]	A_{S1}	A_{S2}	$A_{S,min}$
	A	10	0,17	348	0,28	0,00	1,21
E.L.S	Axe Neutre [cm]	σ_b [MPa]		$\overline{\sigma}_b$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	
	0,1	1,0		15,0	201,6	201,6	

Tab. III.2 : Résultats de calcul de l'acrotère

2.5. VERIFICATION AU CISAILLEMENT :

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par [3]:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{V_u}{0,9 \cdot b_0 \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 10^{-3}}{1,0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,019 \text{ MPa} \dots (3-2)$$

La fissuration est préjudiciable. Donc la contrainte admissible vaut :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}[0,15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 0,15 \cdot 25 = 3,75 \text{ MPa} \dots (3-3)$$

Remarquons que la condition $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ est vérifiée, dans ce cas il n'y a pas de risque de cisaillement.

2.6. COMPOSANTE HORIZONTALE DE LA CHARGE SISMIQUE :

Le règlement parasismique algérien (RPA 99) préconise une vérification des éléments non structuraux dont l'acrotère fait partie à la composante horizontale de la charge sismique.

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule [1]:

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \dots (3-4). \text{ Avec :}$$

$A = 0,30$ Coefficient d'accélération de zone.

$C_p = 0,8$ Facteur de force horizontale.

$W_p = 1,76 \text{ KN}$ Poids de l'acrotère.

D'où $F_p = 0,84$ or $1,5Q = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow F_p < 1,5Q$ donc le calcul à l'état accidentel n'est pas nécessaire. On doit utiliser la section minimale d'armatures. Soit 8HA8/ml

3. CALCUL DES ESCALIERS :

Dans une construction la circulation entre les étages se fait le plus souvent par l'intermédiaire d'escaliers, qui sont constitués par des gradins successifs, et sont exclusivement destinés aux piétons.

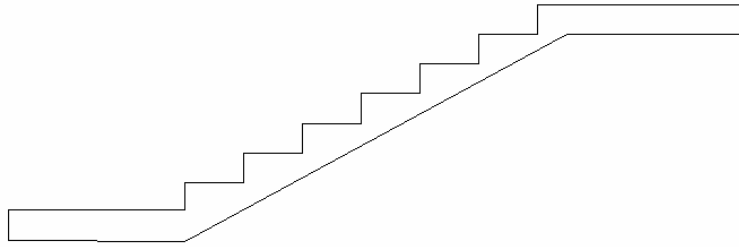


Fig. III.4 : Escalier

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination prévue pour l'escalier.

Il existe de nombreuses relations entre la hauteur de la marche (h) et le giron (g) qui expriment les conditions de confort, de sécurité et de commodité pour un escalier.

- Formule de sécurité : $h + g \approx 46cm$.
- Formule de confort ou de commodité : $g - h \approx 12cm$.

La relation la plus connue et la plus générale est celle de Blondel qui est :

$$60cm \leq 2h + g \leq 65cm \text{ Avec : } \begin{cases} 14 \leq h \leq 20 \\ 22 \leq g \leq 30 \end{cases}$$

Avec les exigences de l'architecte et la structure assez complexe on a opté :

$h = 17,5 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$

Donc la condition de blondel est bien vérifiée.

3.1. PAILLASSE :

Les volées d'escaliers seront calculées comme des poutres inclinées dont la largeur est égale à 1m.

Les escaliers ne doivent pas avoir de flèches excessives et les paillasse doivent avoir une épaisseur suffisante [4]:

$$e \geq \max\left(\frac{\text{Portée}}{30}; 10cm\right) \dots (3-5)$$

3.2. PALIER INTER-ETAGE :

Un palier est une dalle dans laquelle est incluse une poutre palière. La dalle d'un palier doit avoir une épaisseur au moins égale à celle de la paillasse, c'est pourquoi nous allons garder les mêmes épaisseurs des paillasse.

Dans le présent ouvrage on a que des escaliers droits à deux volées (le cas des escaliers courants), sauf au vide sanitaire ou on trouve un escalier à une seule volée.

3.3. ETUDE DES ESCALIERS COURANTS :

Il s'agit d'un calcul analogue pour tous les escaliers courants, et la seule différence que l'on trouve ce sont les dimensions qui sont représentées dans le tableau suivant :

Type d'escalier	h_e	n	l	α	L
1	2,10	12	3,30	32,47	3,91
2	1,90	11	3,00	32,35	3,55
3	1,575	9	2,40	32,27	2,84
4	1,425	8	2,10	34,16	2,54

Tab. III.3 : dimensions des escaliers

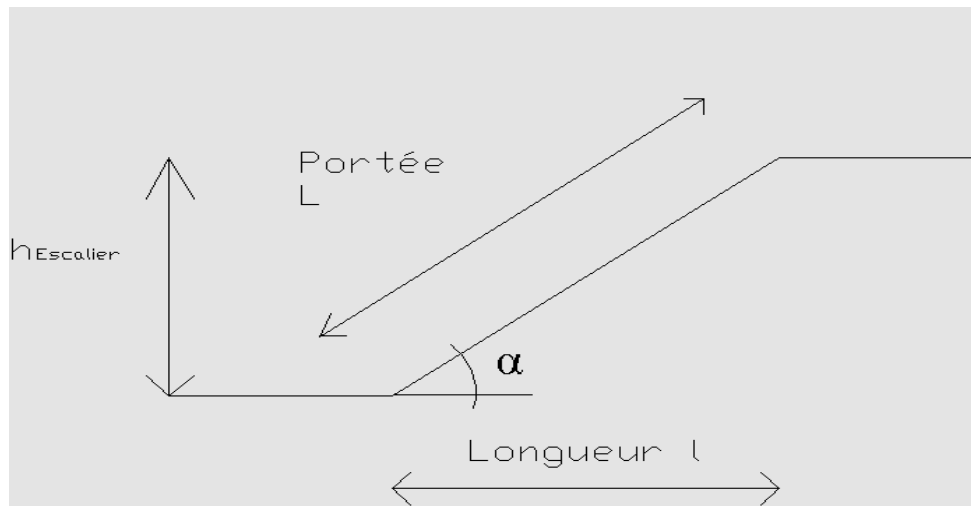


Fig. III.5 : Dimensions des escaliers

Les dimensions des escaliers sont les suivantes [4]:

$$\alpha = \arctg\left(\frac{h_{Escalier}}{l}\right)$$

$$L = \frac{l}{\cos(\alpha)}$$

Le nombre de contremarches sera égal à $n = \frac{h}{h_{Escalier}}$

Nous ne détaillerons les étapes de calcul que pour le cas le plus défavorable.

3.3.1. EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES :

La charge permanente est le poids propre de l'escalier ainsi que celui de ces revêtements.

Le nombre de marches est $n = \frac{210}{17,5} = 12$; $e \geq \max(\frac{391}{30}; 10cm) = 17cm$

L'évaluation des charges est représentée dans le tableau suivant :

Eléments	Couche	Epaisseur (cm)	G KN/m ²	ΣG KN/m ²	Q KN/m ²
Paillasse	Carrelage	2,00	0,40	8,30	3,50
	Mortier de pose	2,00	0,40		
	Marches	$\frac{h}{2} = 8,75$	2,19		
	Paillasse	$\frac{e}{\text{Cos}(\alpha)} = 20,15$	5,038		
	Enduit de ciment	1,50	0,27		
Palier	Carrelage	2,00	0,40	5,32	3,50
	Mortier de pose	2,00	0,40		
	Palier	17,00	4,25		
	Enduit de ciment	1,50	0,27		

Tab. III.4 : Charges permanentes des escaliers

3.3.2. COMBINAISON D'ACTION :

	G	Q	1,35G+1,5Q	G+Q
Palier	5,32	3,50	10,93	8,82
paillasse	8,30	3,50	14,96	11,8

Tab. III.5 : Combinaisons d'action des escaliers

3.3.3. SOLLICITATIONS DE CALCUL :

Moment max en travée [KN.m]		Effort tranchant max sur appui [KN]	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
69,03	46,56	47,68	31,71

Tab. III.6 : Sollicitations de calcul des escaliers

3.3.4. CALCUL DU FERRAILLAGE :

La modélisation de l'ensemble (paillasse + palier) est une poutre de section transversale de (100x17), avec un enrobage de 2 cm.

Les résultats de calcul sont :

$$A_{S1} = 26,02cm^2$$

$$A_{S2} = 2,89cm^2$$

Des armatures de répartition sont à prévoir, avec une section au moins égale au quart de celle des armatures principales.

3.3.5. VERIFICATION AU CISAILLEMENT :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante [2] :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{47,68.10^{-3}}{1.0,15} = 0,318MPa .$$

Comme la fissuration est peu nuisible, la contrainte admissible de cisaillement sera ;

$$\tau_b = \min\left(\frac{0,20.f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 5MPa. \dots(3-6)$$

La condition de non cisaillement est bien vérifiée.

4. CALCUL DU GARDE CORPS :

C'est un moyen de protection, servant à prévenir toute chute. Il se calcule comme l'acrotère (élément en console sollicité par son poids et une surcharge estimée à 1KN/ml) [4].

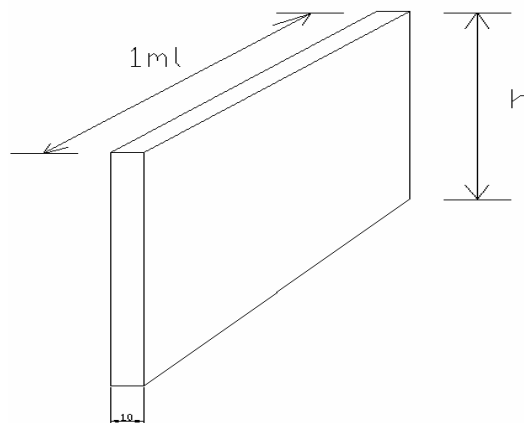


Fig. III.6 : Dimensions des gardes corps

Le garde-corps a la même épaisseur qui est de 10 cm, tandis que sa hauteur est de 100 cm.

4.1. EVALUATION DES SOLLICITATIONS :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable car le garde-corps se trouve à l'intérieur de l'ouvrage. Le poids propre est $G = 2,5KN / ml$.

Le tableau suivant représente les différents efforts sollicitant notre garde-corps.

	M	N	T
E.L.U	1,50	3,37	1,50
E.L.S	1,00	2,50	1,00

Tab. III.7 : Sollicitations de calcul des gardes corps

4.2. CALCUL DU FERRAILLAGE :

La section transversale du garde-corps est de (100x10) avec un enrobage de 2 cm, les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

E.L.U	Pivot	ϵ_s ‰	ϵ_b ‰	σ_s [MPa]	A_{S1}	A_{S2}	$A_{S,min}$
	A	10	0,26	348	0,6	0,00	1,21
E.L.S	Axe Neutre [cm]	σ_b [MPa]		$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	
	1	2,4		15,0	201,6	201,6	

Tab. III.8 : Résultats de calcul des gardes corps

4.3. VERIFICATION AU CISAILLEMENT :

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par [3] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{V_u}{0,9 \cdot b_0 \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 10^{-3}}{1,0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,019 MPa$$

La fissuration est préjudiciable d'où la contrainte admissible vaut :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0,15 f_{c28}; 4 MPa] = 0,15 \cdot 25 = 3,75 MPa$$

La condition $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ est vérifiée, dans ce cas il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.4. COMPOSANTE HORIZONTALE DE LA CHARGE SISMIQUE :

Le garde-corps doit être vérifié sous l'action de la composante horizontale de la charge sismique $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ Avec :

$W_p = 2,50$ KN Poids de l'acrotère.

D'où $F_p = 1,2$ or $1,5Q = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow F_p < 1,5Q$ donc le calcul à l'état accidentel n'est pas nécessaire, on doit utilisé la section minimale d'armatures (condition de non fragilité).

5. CALCUL DES PLANCHERS

Les planchers adoptés sont les dalles pleines. Dans notre cas, il y a que des planchers reposant sur 4 appuis.

5.1. CALCUL DES ACTIONS

Pour le calcul des dalles, seules les actions verticales sont à prendre (charges et surcharges).

G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]
11,43	9

Tab. III.9 : Charge et surcharge sur les planchers

5.2. SOLLICITATIONS DE CALCUL.

Le calcul sera fait uniquement à l'ELU car la fissuration est considérée comme peu nuisible. Les sollicitations seront déterminées par le logiciel de calcul des dalles SOCOTEC Dalle.

Sollicitations à l'ELU	M _{xx} [KN.m]	M _{yy} [KN.m]	V _x [KN]	V _y [KN]
Valeurs max	7,61	2,17	43,19	35,22
Valeurs min	-16,14	-10,23	-43,19	-35,22

Tab. III.10 : Sollicitations de calcul des planchers

5.3. CALCUL DU FERRAILLAGE.

La section d'armatures doit vérifier les conditions suivantes [1]:

- Diamètre maximal des barres au plus égal au dixième de l'épaisseur ;
- Le pourcentage des armatures au moins égal à 0,8 % (barres à haute adhérence de classe FeE400).

Pour le calcul des armatures, on va considérer une section rectangulaire (100x20) avec un enrobage de 2 cm. Les résultats donnés dans le tableau suivant :

A _s [cm ²]	A _{sc} [cm ²]	A _{min} [cm ²]
2,63	0,00	9,6

Tab. III.11 : Résultats de calcul des planchers

On adoptera le ferrailage minimal. Soit 7T14.

5.4. VERIFICATION AU CISAILLEMENT.

Il y a lieu de vérifier les contraintes de cisaillement du béton. Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus.

Sens	Position	V_u max [KN]	τ_b [MPa]	$\bar{\tau}_b$ [MPa]
X	Appui	43,19	0,23	5,00
Y	Appui	35,22	0,19	

Tab. III.12 : Vérification au cisaillement des planchers

Chapitre IV

ANALYSE DES STRUCTURES

ANALYSE DES STRUCTURES PORTEUSES

1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on entamera le pré-dimensionnement des éléments structuraux, cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, la descente de charge se fera en passant par la présentation du système porteur.

Le pré-dimensionnement de notre ouvrage sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 version 2003.

2. SYSTEME PORTEUR ET SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles périphériques, une cage d'escalier ainsi que des voiles de contreventement et des portiques rigides prévus pour reprendre les forces horizontales (forces sismiques) et les efforts verticaux.

3. CHARGES DANS LE BATIMENT

3.1. CHARGES PERMANENTES :

Dans cette partie le poids propre des éléments résistants n'est pas pris en compte, il sera mentionné dans le paragraphe descente de charge.

3.1.1. Plancher terrasse inaccessible :

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon roulé	04	0,72
2	étanchéité	02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	15	3,00
5	Plaque de liège	04	0,03
6	pare vapeur	01	0,06
7	Film polyan	-	0,01
8	Dalle pleine	20	5,00
9	Faux plafond	-	0,30
Charge permanente « G »			9,29

Tab. IV.1 : Charges permanentes du plancher terrasse

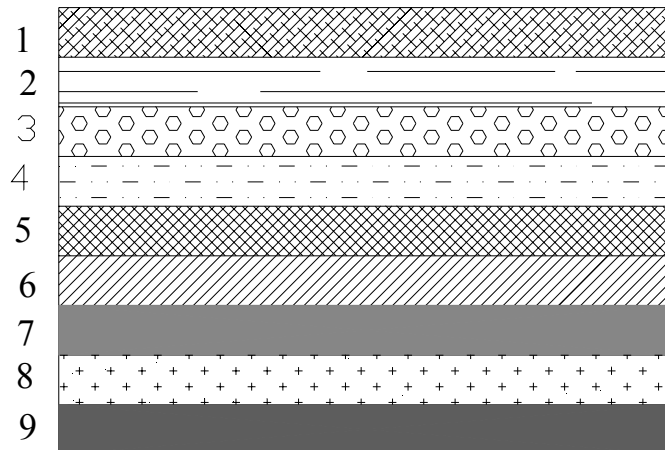


Fig. IV.1: Composants d'un plancher terrasse

3.1.2. Planchers courants :

On distingue deux parties :

a- Partie amphithéâtre :

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gradins	$\frac{h}{2} = 15cm$	3,75
2	Mortier de pose	02	0,40
3	Lit de sable	03	0,54
4	Revêtement carrelage	02	0,44
5	Dalle pleine	20	5,00
6	Faux plafond	-	0,30
7	cloisons	-	1,00
Charge permanente « G »			11.43

Tab. IV.2 : Charges permanentes des amphithéâtres

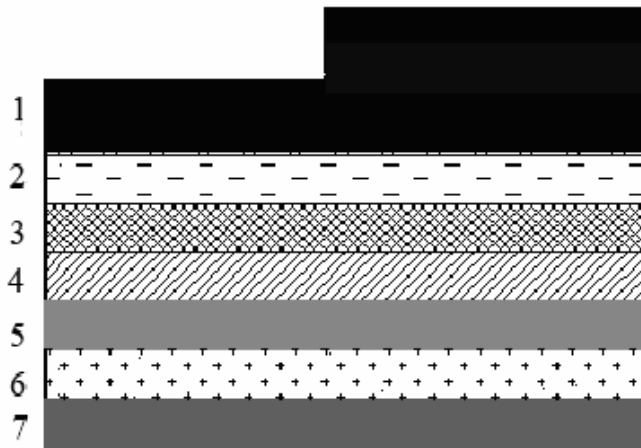


Fig. IV.2: Composants d'un plancher courant

b- Partie cage d'escalier et hall

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	02	0,44
2	Mortier de pose	02	0,40
3	Lit de sable	03	0,54
5	Dalle pleine	20	5,00
6	Faux plafond	-	0,30
7	cloisons	-	1,00
Charge permanente « G »			7.68

Tab. IV.3 : Charges permanentes des planchers de la cage d'escalier

c- Maçonnerie :

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
04	Lame d'air	0.05	/	/
Charge permanente G				2.72

Tab. IV.4 : Charges permanentes d'un mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	/	0.9
Charge permanente G				1.64

Tab. IV.5: Charges permanentes d'un mur simple cloison

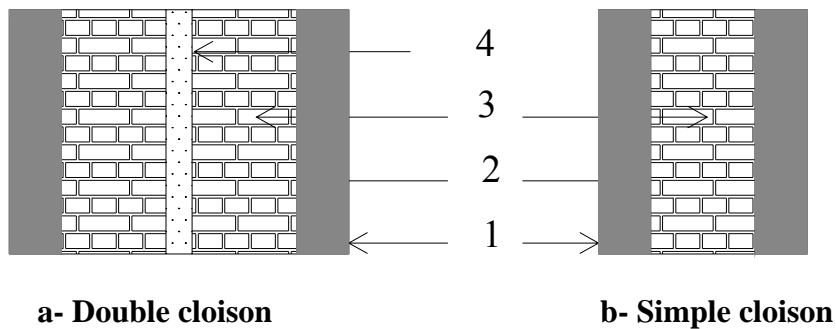


Fig. IV.3: Coupe de mur en maçonnerie

3.2. CHARGES D'EXPLOITATION :

Pour les charges d'exploitation on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « D.T.R.B.C.22) qui recommandent « pour les calculs de descente de charge d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considéré comme indépendante ».

a- Partie amphithéâtre

Niveau	Dégression	Q cumulée (KN/m ²)
Sous la terrasse	Q_0	01
Sous le 1 ^{ère} étage	$Q_0 + Q$	05
R D C	$Q_0 + Q + Q$	09

Tab. IV.6: Charges d'exploitation dans les amphithéâtres

b- Partie cage d'escalier

Niveau	Dégression	Q cumulée (KN/m ²)
Sous la terrasse	Q_0	01
Sous le 4 ^{ème} étage	$Q_0 + Q$	05
Sous le 3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,9Q + 0,8Q$	7.8
Sous le 2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,9 Q + 0,8 Q + 0,7 Q$	10.6
Sous le 1 ^{ère} étage	$Q_0 + 0,9 Q + 0,8 Q + 0,7 Q + 0,6Q$	13
R D C	$Q_0 + 0,9 Q + 0,8 Q + 0,7 Q + 0,6Q + 0,5Q$	15
SOUS SOL	$Q_0 + 0,9 Q + 0,8 Q + 0,7 Q + 0,6Q + 0,5Q + 0,5Q$	17

Tab. IV.7: Charges d'exploitation dans la cage d'escalier

c- Partie hall

Niveau	Dégression	Q cumulée (KN/m ²)
Sous la terrasse	Q_0	01
R D C	$Q_0 + Q$	05
Sous sol	$Q_0 + Q + Q$	9

Tab. IV.8: Charges d'exploitation dans les halls

4. PREDIMENSIONNEMENT MECANIQUE

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les voiles;

4.1. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour les bâtiments étudiés on utilise les dalles pleines disposées dans tous les planchers

L'épaisseur de ces dalles doit vérifier deux conditions :

- La condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle. Dans notre cas les dalles sont posées sur quatre appuis [2] :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \dots(4-1)$$

- Conditions supplémentaires relatives à l'incendie[2] :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
 $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
 $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

Dans notre cas sachant qu'il s'agit d'un établissement recevant du public on a un coupe feu de 2 heures.

L'épaisseur sera donc de 11 cm au minimum.

- Isolation phonique :

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique au chocs (bruit de pas).

- La limitation de la flèche, à la condition de déformation [2] :

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}} \dots(4-2)$$

$$f_{\max} : \text{flèche maximale}; \quad f_{\text{adm}} \leq \frac{L}{500} \quad \text{si } L \leq 5\text{m}$$

$$f_{\text{adm}} : \text{flèche admissible} \quad f_{\text{adm}} \leq \frac{l}{1000} + 0,5 \quad \text{si } L > 5\text{m}$$

L : la plus grande portée, $L = 450 \text{ (cm)}$. pour satisfaire toutes les conditions nous adoptons l'épaisseur

$$\mathbf{e = 20 \text{ cm}}$$

4.2. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments limités dans leurs sections (section rectangulaire ou en T), leurs longueurs sont largement supérieures aux dimensions de la section. Elles sont classées dans la catégorie des éléments structuraux, et leur rôle principal est la transmission des charges verticales au système porteur (poteaux et voiles).

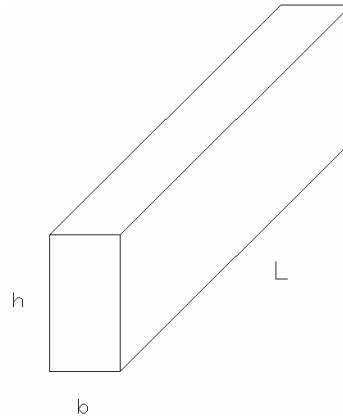


Fig. IV.4: Dimensions des poutres

b: largeur de la base de la poutre ;

h : hauteur totale de la poutre ;

Le pré-dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} h = \left(\frac{1}{12} \text{ à } \frac{1}{10} \right) L \\ b = \left(\frac{3}{10} \text{ à } \frac{7}{10} \right) h \end{cases}$$

Les dispositions constructives sur les dimensions minimales de poutres en zone III sont données en RPA 99 par:

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

Dans notre cas nous avons quatre types de poutres : Poutres de 18.73 m de portée ; de 7.73 m ; de 5.60 m ; et de 5.43 m.

Pour la portée de $L = 18.45 \text{ m}$: soit $h = 135 \text{ cm}$, $b = 65 \text{ cm}$.

La vérification du RPA99.

- ✓ $b = 65 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$.
- ✓ $h = 135 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$.
- ✓ $\frac{h}{b} = 2.076 \leq 4$
- ✓ $b_{\max} = 65 \text{ cm} \leq 1.5 \times 135 + 65 = 267.5 \text{ cm}$

Pour la portée de $L = 7.73 \text{ m}$: soit $h = 75$, $b = 40 \text{ cm}$.

La vérification du RPA99.

- ✓ $b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$.
- ✓ $h = 75 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$.
- ✓ $\frac{h}{b} = 1.875 \leq 4$
- ✓ $b_{\max} = 40 \text{ cm} \leq 1.5 \times 75 + 40 = 152.5 \text{ cm}$

Pour la portée de $L = 5.60 \text{ m}$: soit $h = 75 \text{ cm}$, $b = 40 \text{ cm}$.

La vérification du RPA99.

- ✓ $b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$.
- ✓ $h = 75 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$.
- ✓ $\frac{h}{b} = 1.88 \leq 4$
- ✓ $b_{\max} = 40 \text{ cm} \leq 1.5 \times 75 + 40 = 152.5$

Pour la portée de $L = 5.43 \text{ m}$: soit $h = 60 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$.

La vérification du RPA99.

- ✓ $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$.
- ✓ $h = 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$.
- ✓ $\frac{h}{b} = 2 \leq 4$
- ✓ $b_{\max} = 30 \text{ cm} \leq 1.5 \times 60 + 30 = 120 \text{ cm}$

Comme toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera les sections des poutres suivantes :

La portée L [m]	La largeur b [cm]	La hauteur [cm]
18.73	65	135
07.73	40	75
05.60	40	75
05.43	30	60

Tab. IV.9: Prédimensionnement des poutres

4.3. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux généralement verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante [8] :

$$N_{ult} \leq \alpha \left[\frac{Br * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + A_s \frac{F_e}{\gamma_s} \right] \dots (4-3)$$

N_{ult} : Effort normal maximal à ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale ;

Br : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 1 cm de chaque côté ;

$\gamma_b = 1,50$ et $\gamma_s = 1,15$: Coefficients de sécurité du béton et de l'acier ;

f_{c28} et F_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ;

α : Coefficient fonction de l'élançement du poteau donné par le CBA 93 comme suit :

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{aligned} \right\} \text{ avec } \lambda = \frac{L_{\text{flambement}}}{i} \dots (4-4)$$

λ : L'élanement du poteau $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$L_{flambement}$: Longueur du flambement $l_f = 0,7l_0$

I : Moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité.

i : Rayon de la section du béton : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

l_f : Longueur libre du Poteau

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

Descente de charge :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches

4.3.1-Poteaux circulaires :

Après avoir reparti les efforts, Le poteau 7 est le plus sollicité.

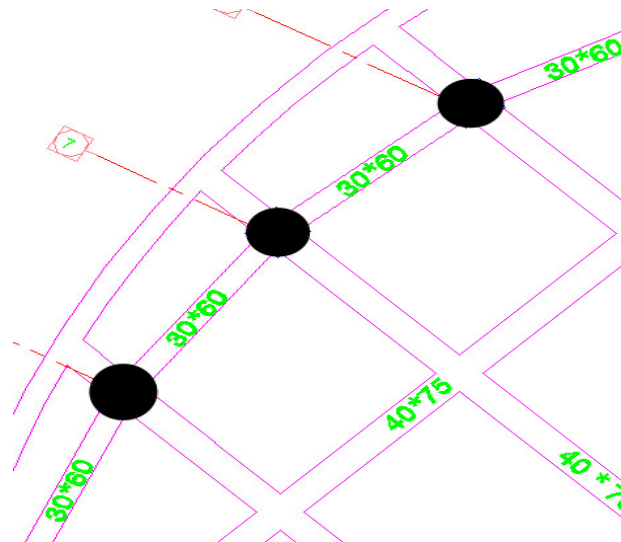


Fig. IV.5: Position du poteau N° 7

En utilisant la méthode des lignes de rupture, soit N_1 l'effort qui revient sur le poteau 7

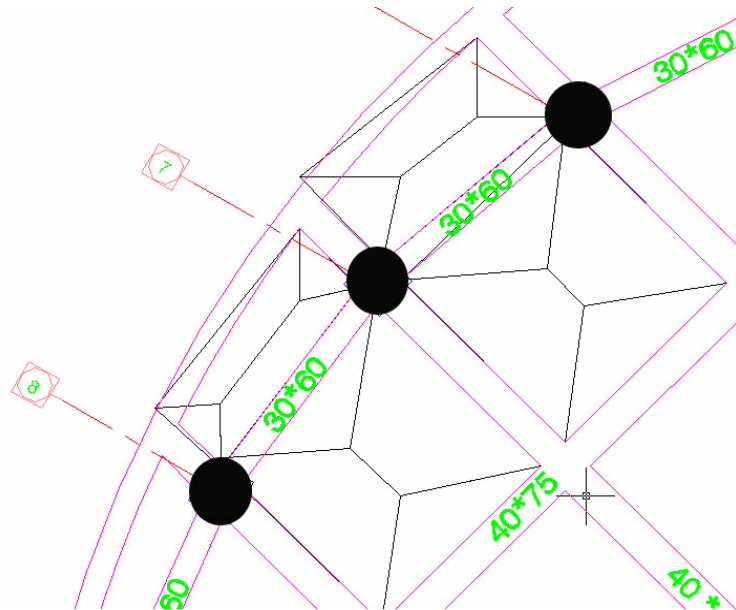


Fig. IV.6: Répartition des charges

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N _G (kN)	N ₁ (kN)
Sous la terrasse (Amphi 2)	Poutres P	24.5	-	122	171,54
	Poutres S	13.59	-		
	Poteaux	41,55	-		
	Plancher	42.36	4,56		
(Amphi 1)	Poutres P	24.5	-	253.76	376.77
	Poutres S	13.59	-		
	Poteaux	41.55	-		
	Plancher	52.12	22.8		
Sous le R D C	Poutres P	14.5	-	341.81	499.69
	Poutres S	00.00	-		
	Poteaux	41.55	-		
	Plancher	32.00	25.5		

Tab. IV.10 : Effort normal revenant au poteau circulaire

Comme il s'agit d'un système à poutres croisées, soient F_i les forces agissant sur notre système hyperstatique.

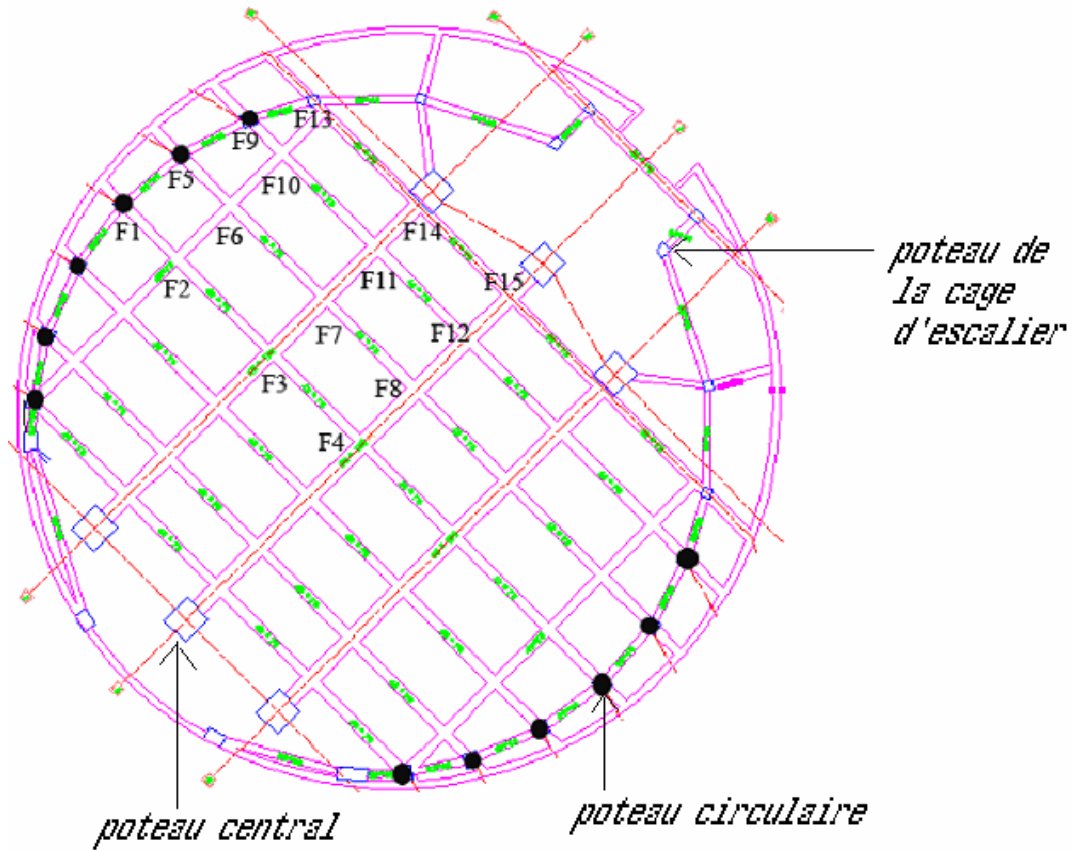


Fig. IV.7 : Présentation des différents efforts

$N_1 = 499.69 \text{ KN}$

Pour la raison de symétrie on va calculer les 12 forces concentrées sur les nœuds et les résultats seront représentés dans les tableaux suivants :

$F_1 = N_1$

Tab. : Tableaux des résultats des forces du système hyperstatique

CALCUL DE F_2

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F_2 (kN)
Amphi 2	Poutres P	27.41	-	135.96	197.901
	Poutres S	19.65	-		
	Plancher	88.90	9.57		
Amphi 1	Poutres P	27.41	-	156.44	282.96
	Poutres S	19.65	-		
	Plancher	109.38	47.85		
S-SOL	Poutres P	27.41	-	156.44	333.20
	Poutres S	19.65	-		
	Plancher	109.38	81.34		
					$F_2 = 814.06$

CALCUL DE F_3

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F(kN)
Amphi 2	Poutres P	37.68	-	210.63	301.9
	Poutres S	64.27	-		
	Plancher	108.69	11.7		
Amphi 1	Poutres P	37.68	-	235.68	405.91
	Poutres S	64.27	-		
	Plancher	133.73	58.5		
S-SOL	Poutres P	37.68	-	235.68	476.11
	Poutres S	64.27	-		
	Plancher	133.73	105.3		
					$F_3 = 1183.92$

CALCUL DE F_4

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F_4 (kN)
Amphi 2	Poutres P	38.62	-	208.61	298.69
	Poutres S	64.27	-		
	Plancher	105.72	11.38		
Amphi 1	Poutres P	38.62	-	232.96	399.84
	Poutres S	64.27	-		
	Plancher	130.07	56.9		
S-SOL	Poutres P	38.62	-	232.96	468.12
	Poutres S	64.27	-		
	Plancher	130.07	102.42		
					$F_4 = 1166.65$

CALCUL DE F_5

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F_5 (kN)
Amphi 2	Poutres P	24.5	-	80.45	115.44
	Poutres S	13.59	-		
	Plancher	42.36	4,56		
Amphi 1	Poutres P	24.5	-	90.21	155.98
	Poutres S	13.59	-		
	Plancher	52.12	22.8		
S-SOL	Poutres P	24.5	-	70.09	81.45
	Poutres S	13.59	-		
	Plancher	32.00	25.5		
					$F_5 = 352.87$

CALCUL DE F_6

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F_6 (kN)
Amphi 2	Poutres P	27.41	-	135.96	197.901
	Poutres S	19.65	-		
	Plancher	88.90	9.57		
Amphi 1	Poutres P	27.41	-	156.44	282.96
	Poutres S	19.65	-		
	Plancher	109.38	47.85		
S-SOL	Poutres P	27.41	-	156.44	333.20
	Poutres S	19.65	-		
	Plancher	109.38	81.34		
					$F_6 = 814.06$

CALCUL DE F_7

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F_7 (kN)
Amphi 2	Poutres P	37.68	-	210.63	301.9
	Poutres S	64.27	-		
	Plancher	108.69	11.7		
Amphi 1	Poutres P	37.68	-	235.68	405.91
	Poutres S	64.27	-		
	Plancher	133.73	58.5		
S-SOL	Poutres P	37.68	-	235.68	476.11
	Poutres S	64.27	-		
	Plancher	133.73	105.3		
					$F_7 = 1183.92$

CALCUL DE F_8

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F_8 (kN)
Amphi 2	Poutres P	38.62	-	208.61	298.69
	Poutres S	64.27	-		
	Plancher	105.72	11.38		
Amphi 1	Poutres P	38.62	-	232.96	399.84
	Poutres S	64.27	-		
	Plancher	130.07	56.9		
S-SOL	Poutres P	38.62	-	232.96	468.12
	Poutres S	64.27	-		
	Plancher	130.07	102.42		
					$F_8 = 1166.65$

CALCUL DE F_9

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F_9 (kN)
Amphi 2	Poutres P	21.4	-	62.66	115.44
	Poutres S	11.44	-		
	Plancher	29.82	3.21		
Amphi 1	Poutres P	21.4	-	65.69	155.98
	Poutres S	10	-		
	Plancher	34.29	15		
S-SOL	Poutres P	21.4	-	56.68	81.45
	Poutres S	09	-		
	Plancher	26.28	20.7		
					$F_9 = 352.87$

CALCUL DE F_{10}

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F_{10} (kN)
Amphi 2	Poutres P	27.41	-	135.96	197.901
	Poutres S	19.65	-		
	Plancher	88.90	9.57		
Amphi 1	Poutres P	27.41	-	156.44	282.96
	Poutres S	19.65	-		
	Plancher	109.38	47.85		
S-SOL	Poutres P	27.41	-	156.44	333.20
	Poutres S	19.65	-		
	Plancher	109.38	81.34		
					$F_{10} = 814.06$

CALCUL DE F_{11}

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F_{11} (kN)
Amphi 2	Poutres P	37.68	-	186.97	265.98
	Poutres S	57.14	-		
	Plancher	92.15	9.92		
Amphi 1	Poutres P	37.68	-	208.2	355.47
	Poutres S	57.14	-		
	Plancher	113.38	49.6		
S-SOL	Poutres P	37.68	-	208.2	414.99
	Poutres S	57.14	-		
	Plancher	113.38	89.28		
					$F_{11} = 1036.44$

CALCUL DE F_{12}

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F_{12} (kN)
Amphi 2	Poutres P	37.68	-	186.97	267.28
	Poutres S	57.14	-		
	Plancher	92.15	9.92		
Amphi 1	Poutres P	37.68	-	118.69	193.45
	Poutres S	30.38	-		
	Plancher	50.63	22.15		
S-SOL	Poutres P	37.68	-	118.69	220.03
	Poutres S	30.38	-		
	Plancher	50.63	39.87		
					$F_{12} = 680.76$

CALCUL DE F_{13}

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F_{13} (kN)
Amphi 2	Poutres P	19.87	-	110.47	158.73
	Poutres S	31.15	-		
	Plancher	59.45	6.4		
Amphi 1	Poutres P	18.2	-	113.35	195.02
	Poutres S	31.15	-		
	Plancher	64.00	28		
S-SOL	Poutres P	17	-	103.01	203.86
	Poutres S	31.15	-		
	Plancher	54.86	43.2		
					$F_{13} = 557.61$

CALCUL DE F_{14}

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F_{14} (kN)
Amphi 2	Poutres P	38.62	-	141.34	200.75
	Poutres S	41.13	-		
	Plancher	61.59	6.63		
Amphi 1	Poutres P	38.62	-	155.53	259.69
	Poutres S	41.13	-		
	Plancher	75.78	33.15		
S-SOL	Poutres P	38.62	-	155.53	299.47
	Poutres S	41.13	-		
	Plancher	75.78	59.67		
					$F_{14} = 759.91$

CALCUL DE F_{15}

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	F_{15} (kN)
Amphi 2	Poutres P	38.62	-	141.34	200.75
	Poutres S	41.13	-		
	Plancher	61.59	6.63		
Amphi 1	Poutres P	38.62	-	155.53	259.69
	Poutres S	41.13	-		
	Plancher	75.78	33.15		
S-SOL	Poutres P	38.62	-	155.53	299.47
	Poutres S	41.13	-		
	Plancher	75.78	59.67		
					$F_{15} = 759.91$

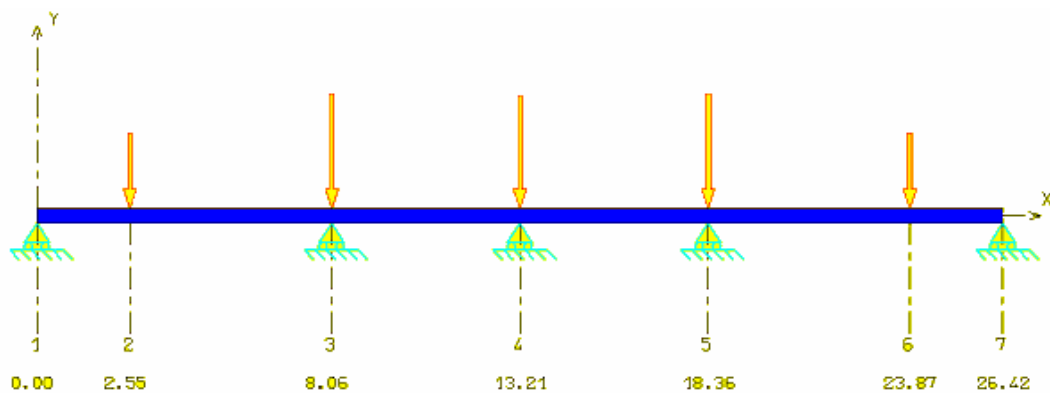


Fig. IV.8 : Représentation des forces sollicitant la poutre secondaire

$N_1 = 499.69 \text{ KN}$

$N_u = N_1 + R_1 + R_2$

R_1 : la réaction du poteau 7 vers le revenue de la terrasse tel que $R_1 = 116.24 \text{ KN}$

R_2 : la réaction du poteau 7 vers le revenue des deux planchers courant tel que $R_2 = 361.92 \text{ KN}$

$N_u = N_1 + R_1 + R_2 \rightarrow N_u = 499.69 + 116.24 + 361.92$

$\rightarrow N_u = 977.85 \text{ KN}$

$N_u = \sqrt{N_n^2 + N_h^2}$

$N_n = N_u \cos(9.65^\circ) \rightarrow N_n = 964.01 \text{ KN}$

1.1 $N_U = 1060.41 \text{ KN}$

$\lambda = \frac{4L}{D} = 50.90 \rightarrow 50 < \lambda < 70$

$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{50.9} \right) = 0.5789$

$\rightarrow \overline{N_{ult}} = 0.5789 \left[\frac{0.53^2 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.55^2 * 400}{1000 * 1.15} \right] = 3072.26 \text{ KN}$

Nous avons pour tous les niveaux : $N_{ult} \leq \overline{N_{ult}} = 3072.26 \text{ KN}$

4.3.2. Poteau central (130X120)

Il s'agit du poteau le plus sollicité, soit N_1 l'effort revenant à ce poteau.

Vu la complexité de cette partie de la dalle, on a opté de surestimer la surface revenant à ce poteau en adoptant la répartition suivante :

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N_G (kN)	N_1 (kN)
Amphi 2	Poutres P	10.96	-	386.23	544.66
	Poteaux	231.27	-		
	Plancher	144.00	15.50		
Amphi 1	Poutres P	10.96	-	814.19	1215.40
	Poteaux	273	-		
	Plancher	144.00	77.5		
S-SOL	Poutres P	10.96	-	1109.55	1707.14
	Poteaux	140.4	-		
	Plancher	144.00	139.5		

Tab. IV.11 : Effort normal revenant au poteau central

$N_1 = 1707.14 \text{ KN}$

$N_u = N_1 + R_4 + R_5$

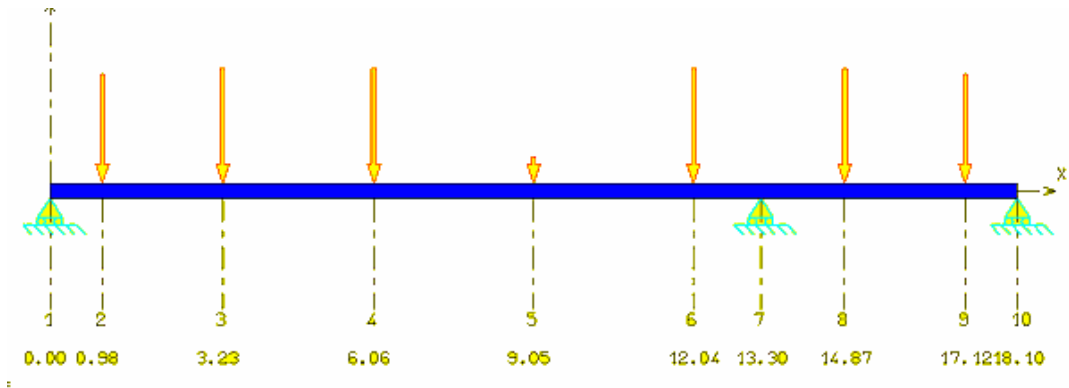


Fig. IV.9 : Représentation des forces sollicitant la poutre principale du plancher courant

$R_4 = 1172.36 \text{ KN}$

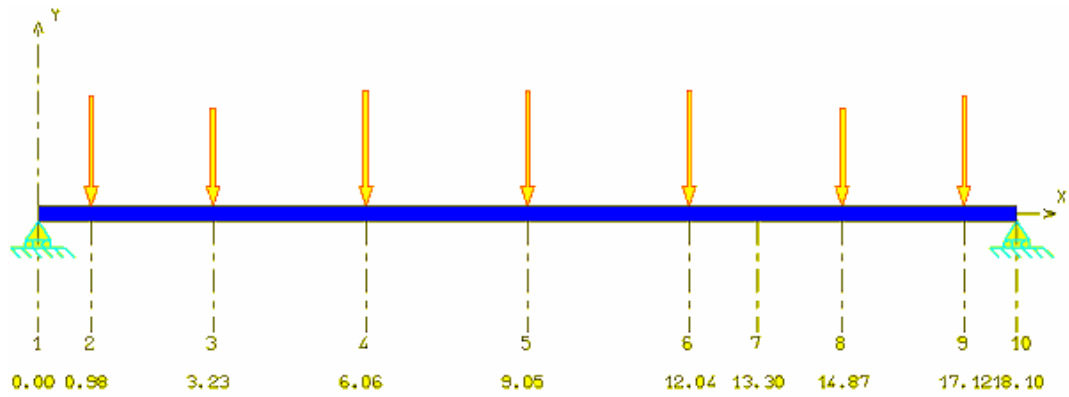


Fig. IV.10 : Représentation des forces sollicitant la poutre principale du plancher terrasse

$R_5 = 693.09 \text{ KN}$

$N_u = N_1 + R_4 + R_5 \rightarrow N_u = 1707.14 + 1172.36 + 693.09 \rightarrow N_u = 3572.59 \text{ KN}$

$N_u = \sqrt{N_n^2 + N_h^2}$

$N_n = N_u \cos(9.65^\circ) \rightarrow N_n = 3522.03 \text{ KN}$

1.1 $N_n = 3874.24 \text{ KN}$

$$\lambda = \frac{0.7 * 3.6 * \sqrt{12}}{1.2} = 7.27 \leq 35$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{7.27}{35} \right)^2} = 0.842$$

$$\rightarrow \overline{N}_{ult} = 0.842 \left[\frac{1.28 * 1.18 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{1.3 * 1.2 * 400}{1000 * 1.15} \right] = 24007.92 \text{ KN}$$

Nous avons pour tous les niveaux : $N_{ult} \leq \overline{N}_{ult} = 24007.92 \text{ KN}$

4.3.3. Poteau de renforcement (110x70)

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N _G (kN)	N ₁ (kN)
Amphi 1	Poutres P	05.21	-	173.36	255.99
	Poteaux	134.75	-		
	Plancher	33.40	14.64		
S-SOL	Poutres P	05.21	-	346.72	507.597
	Poteaux	134.75	-		
	Plancher	33.40	26.35		

Tab. IV.12 : Effort normal revenant au poteau de renforcement

$$N_1 = 507.597 \text{ KN}$$

$$N_u = N_1 + R_3$$

Pour le calcul de R_3 (voir figure IV.9)

R_3 : la réaction de poteau calcul d'après la figure tel que $R_3 = 2388.55 \text{ KN}$

$$N_u = 507.597 + 2388.55 = 2896.14 \text{ KN}$$

$$N_u = \sqrt{N_n^2 + N_h^2}$$

$$N_n = N_u \cos(9.65^\circ) \rightarrow N_n = 2855.16 \text{ KN}$$

$$1.1N_u = 3140.68 \text{ KN}$$

$$\lambda = \frac{0.7 * 7 * \sqrt{12}}{0.70} = 24.248 \leq 35$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.248}{35} \right)^2} = 0.775$$

$$\overline{N}_{ult} = 0.775 \left[\frac{0.68 * 1.08 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{1.1 * 0.7 * 400}{1000 * 1.15} \right] = 10747.56 \text{ KN}$$

Nous avons pour tous les niveaux : $N_{ult} \leq \overline{N_{ult}} = 10747.56 \text{ KN}$

4.3.4. Poteaux de la cage d'escalier :

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N _G (kN)	N ₁ (kN)
Sous la terrasse	Poutres P	4.32	-	119.43	176.08
	Poutres S	12.01	-		
	Poteaux	11.08	-		
	Plancher	92.02	9.90		
Sous le 4 ^{ème} étage	Poutres P	4.32	-	264.91	431.87
	Poutres S	12.01	-		
	Poteaux	16	-		
	Plancher	113.15	49.5		
Sous le 3 ^{ème} étage	Poutres P	4.32	-	406.39	664.45
	Poutres S	12.01	-		
	Poteaux	12	-		
	Plancher	113.15	77.22		
Sous le 2 ^{ème} étage	Poutres P	4.32	-	551.87	902.43
	Poutres S	12.01	-		
	Poteaux	16	-		
	Plancher	113.15	104.94		
Sous le 1 ^{ème} étage	Poutres P	4.32	-	693.35	1129.07
	Poutres S	12.01	-		
	Poteaux	12	-		
	Plancher	113.15	128.7		
R D C	Poutres P	4.32	-	838.83	1355.17
	Poutres S	12.01	-		
	Poteaux	16	-		
	Plancher	113.15	148.5		
SOUS SOL	Poutres P	4.32	-	982.71	1579.10
	Poutres S	12.01	-		
	Poteaux	14.4	-		
	Plancher	113.15	168.3		

Tab. IV.13 : Effort normal revenant au poteau de la cage d'escalier

$N_u = 1579.10 \text{ KN}$

$N_u = \sqrt{N_n^2 + N_h^2}$

$N_n = N_u \cos(9.65^\circ) \rightarrow N_n = 1556.76 \text{ KN}$

1.1N_u = 1712.44 KN

$$\lambda = \frac{0.7 * 3.60 * \sqrt{12}}{0.40} = 21.82 \leq 35$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.82}{35} \right)^2} = 0.788$$

$$\rightarrow \bar{N}_{ult} = 0.788 \left[\frac{0.38^2 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.40^2 * 400}{1000 * 1.15} \right] = 2151 \text{ KN}$$

Nous avons pour tous les niveaux : $N_{ult} \leq \bar{N}_{ult} = 2151 \text{ KN}$

4.3.5. Poteaux du hall :

Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	N _G (kN)	N ₁ (kN)
1 ^{ER} ETAGE	Poutres P	22.95	-	174.76	253.14
	Poteaux	45.09	-		
	Plancher	106.72	11.48		
R D C	Poutres P	22.95	-	364.62	578.33
	Poteaux	78.75	-		
	Plancher	88.16	57.4		
SOUS SOL	Poutres P	22.95	-	516.23	831.22
	Poteaux	40.5	-		
	Plancher	88.16	89.54		

Tab. IV.12 : Effort normal revenant au poteau du hall

$$N_u = 831.22 \text{ KN}$$

$$N_u = \sqrt{N_n^2 + N_h^2}$$

$$N_n = N_u \cos(9.65^\circ) \rightarrow N_n = 819.45 \text{ KN}$$

$$1.1 N_n = 901.40 \text{ KN}$$

$$\lambda = \frac{0.7 * 3.6 * \sqrt{12}}{0.6} = 14.55 \leq 35$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.55}{35} \right)^2} = 0.821$$

$$\rightarrow \overline{N}_{ult} = 0.821 \left[\frac{0.73 * 0.58 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.75 * 0.6 * 400}{1000 * 1.15} \right] = 6565.75 \text{ KN}$$

Nous avons pour tous les niveaux : $N_{ult} \leq \overline{N}_{ult} = 6565.75 \text{ KN}$

Conclusion ;

On adoptera les sections des poteaux suivantes :

- ✓ Poteau circulaire D = 55 cm
- ✓ Poteau central : (b x h) = (130 x 120) cm².
- ✓ Poteau qui s'arrête à l'amphi 1 : (b x h) = (110 x 70) cm².
- ✓ poteau de cage d'escalier : (b x h) = (40 x 40) cm².
- ✓ Poteau de parté rectangulaire : (b x h) = (75 x 60) cm².

4.4. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles sont des éléments résistants de type plan dont la capacité à reprendre les efforts horizontaux est très importante vu la grande inertie de leur section horizontale.

Le pré-dimensionnement des voiles e fait par des formules empiriques en fonction de la hauteur d'étage et des conditions d'about (conditions de rigidité des extrémités).

D'après le règlement parasismique [1]:

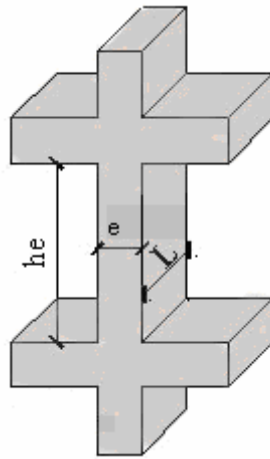


Fig. IV.11 Dimensions des voiles

- L'épaisseur minimale (e_{\min}) est de 15 cm.
- A partir de la hauteur d'étage $h_e=7.00$ m et des conditions de rigidité, on optera pour les voiles une épaisseur $e = \frac{h_e}{20} = \frac{700}{20} = 35\text{cm}$

Comme il s'agit d'un voile épais, cet épaisseur sera diminuée tout en vérifiant les conditions de rigidité au chapitre V.

Chapitre V

ANALYSE DYNAMIQUE

ETUDE DYNAMIQUE

1. INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre ; les secousses sismiques, ont sans doute des effets les plus destructeurs notamment dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Comme notre structure est suffisamment rigide, le présent chapitre aura surtout un objectif pédagogique. Notre bâtiment ne présentant pas de vulnérabilité aux séismes.

3. MODELISATION

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus que possible du comportement réel de la structure.

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Dans notre cas le modèle adopté comporte les éléments résistants (poteaux, poutres et voiles), ainsi que les planchers, et le reste des éléments sont introduits comme un chargement.

4. ACTION SISMIQUE

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type et de la nature de l'excitation dynamique :

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

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies (vu l'irrégularité en plan et que la structure dépasse les 10 m), nous utiliserons donc la méthode d'analyse modale spectrale. Cette dernière d'après le **RPA99 ver.03** peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

La sollicitation sismique est décrite sous forme d'un spectre de réponse. Le comportement de la structure supposé élastique permet le calcul des modes propres.

5. SPECTRE DE REPONSE

Le **RPA99 ver.03** recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases} \quad \dots (5-1)$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7 \dots(5-2)$$

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Dans notre cas, les valeurs utilisées sont les suivantes :

$$A = 0,30$$

$$\xi = 10\% \text{ ce qui donne } \eta = 0,7637$$

$$R = 3,5$$

$$T_1 = 0,15 \text{ et } T_2 = 0,40 \text{ (site 2)}$$

Tableau des valeurs du spectre de réponse

T s	$\frac{S_a}{g}$	T s	$\frac{S_a}{g}$	T s	$\frac{S_a}{g}$
0,0	0,375	1,7	0,101	3,4	0,056
0,1	0,302	1,8	0,098	3,5	0,054
0,2	0,266	1,9	0,094	3,6	0,051
0,3	0,266	2,0	0,091	3,7	0,049
0,4	0,266	2,1	0,088	3,8	0,047
0,5	0,229	2,2	0,085	3,9	0,045
0,6	0,203	2,3	0,083	4,0	0,043
0,7	0,183	2,4	0,081	4,1	0,041
0,8	0,168	2,5	0,078	4,2	0,040
0,9	0,155	2,6	0,076	4,3	0,038
1,0	0,144	2,7	0,074	4,4	0,037
1,1	0,135	2,8	0,073	4,5	0,035
1,2	0,128	2,9	0,071	4,6	0,034
1,3	0,121	3,0	0,069	4,7	0,033
1,4	0,115	3,1	0,066	4,8	0,032
1,5	0,110	3,2	0,062	4,9	0,031
1,6	0,106	3,3	0,059	5,0	0,030

Tab. V.1: Spectre de réponse

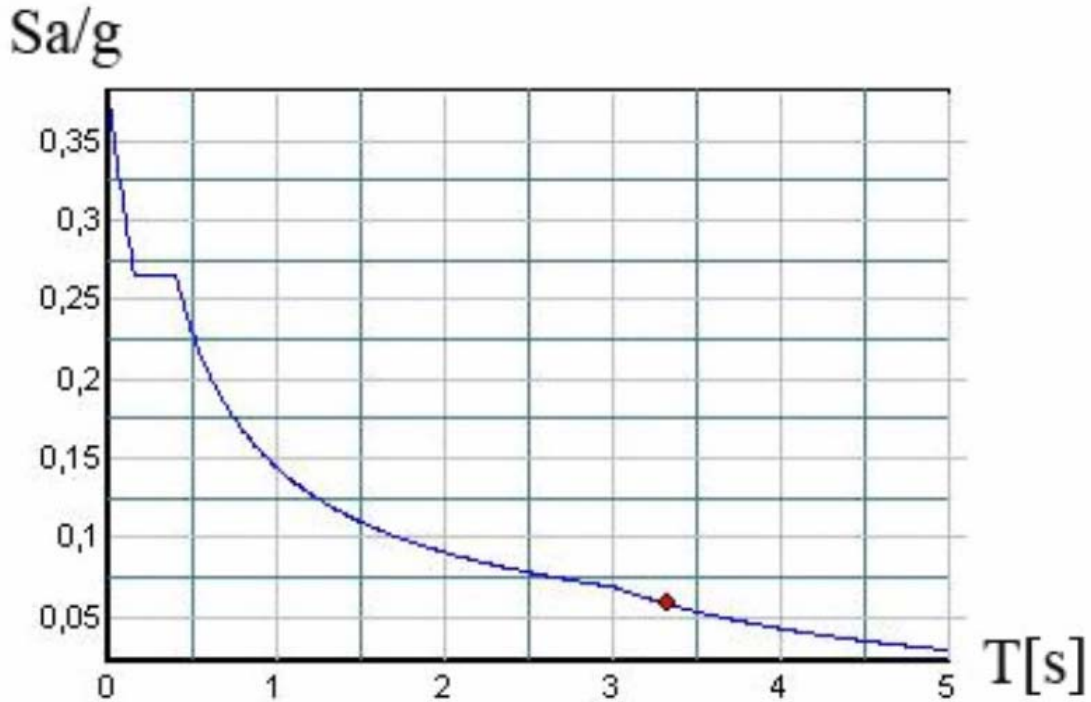


Fig. V.1 : Spectre de réponse

6. RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le **RPA99 ver.03** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces,

déplacements, moments,...) dans le rapport
$$r = \frac{0.8V}{V_t} \dots\dots(5-3)$$

7. MODES A CONSIDERER

Le nombre de modes de vibration à considérer doit être tel que [1]:

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes retenus ont une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale ;
- Le nombre minimum de modes à retenir est de 3 ;

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre de mode à considérer est donné par l'inégalité suivante :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,2[s] \dots (5-4)$$

N : nombre de niveau au dessus du sol ;

T_K : période du mode K.

8. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS LATERAUX INTER-ETAGE

Comme il a été déjà mentionné au chapitre 5, l'épaisseur adoptée pour les voiles est de 35 cm (selon le RPA99 ver 2003), et comme cet épaisseur apparaît assez grande, on a opté de la réduire à 20 cm tout en vérifiant les conditions des déplacements qui sont données par :

$$R \cdot r \cdot \Delta^k \leq \bar{\Delta} \dots (5-5)$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{représente la hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Où ; } \Delta^k = \delta^k - \delta^{k-1}$$

Δ^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$ et

δ^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k .

Les déplacements suivants résultent de la combinaison des charges G+Q+E

9. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE PAR LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

$$\text{Soit } V = \frac{ADQ}{R} W \dots (5-6)$$

$$W = 30613 \text{ kN} \quad (\text{calcul automatique})$$

$$A = 0,30 \quad Q = 1,25 \quad R = 3,5$$

D : c'est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le **RPA99 ver.03**, nous choisirons la formule qui donne la plus petite

valeur soit [1]: $T = 0.09 h_N / \sqrt{L} \dots (5-7)$

Où h_N est la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

L est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

AN: $h_N = 21,50 \text{ m}$

SELON X-X : $L_X = 32,10 \text{ m} \Rightarrow T_X = 0,3415 \text{ s}$

SELON Y-Y : $L_Y = 34,50 \text{ m} \Rightarrow T_Y = 0,3294 \text{ s}$

Or $T_2 = 0.40$

Ce qui donne ; $0 < (T_X \text{ et } T_Y) < T_2 \Rightarrow D = 2.5 \eta$

D'ou : $D_x = D_y = 2.5 (0,7637) = 1,909$

Et donc $V = \frac{(0,30)(1,909)(1,25)}{(3,5)} (30613) = 6261,45 \text{ kN} \Rightarrow 0.8 V = 5009,16 \text{ kN}$

Or d'après les résultats du **Robot** on a :

$V_t = 5225,8 \text{ kN}$

Ce qui donne $V_t > 0.8 V$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit ne seront pas multipliés par les coefficients de majoration r.

10. RESULTATS DONNES PAR LE LOGICIEL ROBOT POUR UNE EPAISSEUR DE 35 cm

Le nombre de modes, les périodes et les pourcentages des masses participantes sont donnés en annexe B.

Déplacements :

Z (m)	δ (mm)	Δ (mm)	R. Δ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
7,00	0,60	0,60	2,09	70	Vérfiée
14,00	3,13	2,53	8,83	70	Vérfiée
21,00	6,93	3,80	13,27	70	Vérfiée

Tab. V.2 : déplacements inter-étages pour une épaisseur de 35 cm

Les déplacements sont inférieurs aux maximaux admissibles dans le cadre du RPA.
Donc notre structure présente un comportement acceptable suivant le RPA.

11. RESULTATS DONNES PAR LE LOGICIEL ROBOT POUR UNE EPAISSEUR DE 20 cm

Vu le nombre important de modes les résultats sont donnés en annexe B.
Les déplacements :

Z (m)	δ (mm)	Δ (mm)	R. Δ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
7,00	1,12	1,12	3,92	70	Vérifiée
14,00	6,79	5,67	19,84	70	Vérifiée
21,00	16,15	9,36	32,76	70	Vérifiée

Tab. V.3 : déplacements inter-étages pour une épaisseur de 20 cm

Les déplacements sont inférieurs aux maximaux admissibles dans le cadre du RPA.
Donc notre structure présente un comportement acceptable suivant le RPA.

12. VERIFICATION DU FLAMBEMENT A MI-HAUTEUR DES VOILES

On compare les déplacements à mi-hauteur avec les déplacements des extrémités des voiles.

Z (m)	δ (mm)	Δ (mm)	R. Δ (mm)	Déplacements des extrémités (mm)	Observation
3,50	0,63	0,63	2,20	3,92	Vérifiée
10,50	3,95	2,83	9,90	19,84	Vérifiée
17,50	11,47	4,68	16,38	32,76	Vérifiée

Tab. V.4 : Comparaison des déplacements

Comme les déplacements à mi-hauteur des voiles sont largement inférieurs aux déplacements des extrémités. Donc il n'y a pas de risque de flambement

Conclusion

D'autre part, lorsqu'on repart les déplacements absolus δ et relatifs Δ à ceux obtenus avec des voiles de 35 cm d'épaisseur, s'aperçut qu'ils sont tous supérieurs de 100% à 250%. Mais ils restent largement inférieurs aux limites imposées par le RPA.

Pour le nombre de modes assez élevé nous n'avons pu avoir assez de temps pour refaire le calcul avec une modélisation assez simple.

Chapitre VI

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons donner le ferrailage des éléments résistants en moyennant le logiciel de calcul Robot Millennium v.17.

2. COMBINAISONS DE CALCUL

Le calcul du ferrailage se fait sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons données par la réglementation en vigueur à savoir le BAEL 91 et le RPA99 ver 2003, correspondant aux états limites suivants :

2.1. ETAT LIMITE ULTIME

Le dépassement de cet état risque d'entraîner des désordres graves, dont la combinaison est donnée par [3] :

$$1,35G + 1,5Q \dots(6-1)$$

2.2. ETAT LIMITE DE SERVICE

Cet état sert généralement pour une vérification en terme de durabilité de la structure, l'ELS correspond au mode de travail de la structure dans les conditions normales. La combinaison est donnée par [3] :

$$G + Q \dots(6-2)$$

2.3. ETAT LIMITE ACCIDENTEL

Les combinaisons de cet état sont données par le règlement parasismique RPA99. Pour une structure en béton armé avec un contreventement (portique/voiles) par [1] :

$$G + Q + E \dots(6-3)$$

$$0,8G \pm E \dots(6-4)$$

Le passage de l'ELU à l'ELA s'effectue en introduisant les coefficients de sécurité des matériaux (béton et acier) correspondant aux états limites considérés donnés par [3] :

Matériaux	Coefficient de sécurité	ELU	ELA
Béton	γ_b	1,50	1,15
Acier	γ_s	1,15	1,00

Tab. VI.1 : Passage de l'ELU à l'ELA

3. SECTIONS MINIMALES ET MAXIMALES

Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau [4] :

	Section minimale	Section maximale
Poteaux	0,9%	4,0%
Poutres	0,5%	4,0%
voiles	0,2%	

Tab. VI.2 : Sections minimales et maximales

4. DIAMETRES DES BARRES

Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12 mm pour les poteaux et les poutres, et de 10 mm pour les voiles [1].

Pour les voiles le diamètre des barres utilisées ne doit dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles [1], ce qui nous donne un diamètre maximal de 20 mm.

5. POTEAUX

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau.

5.1. ARMATURES LONGITUDINALES

La section à adopter pour les poteaux sera la plus grande section calculée à la base de la structure.

Poteaux	N [KN]	M [KN.m]	Sections d'armatures [cm ²]	Choix
130 x 120	3053,48	919,21	31,20	26T14
110 x 70	1747,10	329,78	24,13	16T14
75 x 60	1202,07	182,11	21,13	14T14
Ø 55	707,14	46,87	16,08	12T14
40 x 40	689,89	7,84	12,06	8T14

Tab. VI.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux

5.2. ARMATURES TRANSVERSALES

La section d'armatures transversales A_t dans les poteaux est donnée par [1]:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_l \cdot f_e} \dots (6-5)$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture donné en fonction de l'élançement géométrique λ_g donné par l'équation [1]:

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \dots(6-6)$$

Or l'élançement géométrique est donné par [3] :

$$\begin{cases} \lambda_g = \frac{4.l_f}{D} & \text{Pour un poteau circulaire} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{a} & \text{Pour un poteau rectangulaire} \end{cases}$$

t : espacement des armatures transversales dont la valeur minimale est [1]:

$$t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm en zone nodale} \\ \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l\right) \text{ en zone courante} \end{cases}$$

ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales.

Poteaux	V_U max [KN]	Espacements t [cm]	Armatures transversales
130 x 120	115,94	10	T8
110 x 70	127,12	10	T8
75 x 60	13,93	10	T8
Ø 55	49,93	10	T8
40 x 40	2,14	10	T8

Tab. VI.4 : Ferrailage transversal des poteaux

5.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les détails sont donnés dans le plan de ferrailage des poteaux (voir annexe C).

6. POUTRES

Les poutres seront calculées en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale de la poutre.

6.1. ARMATURES LONGITUDINALES

D'après les résultats obtenus par le logiciel, les sections d'armatures à introduire dans les poutres sont représentées des les tableaux suivants :

Ferrailage des poutres principales 135 x 65

Niveau	Terrasse	Amphi 2	Amphi 1
M [KN.m]	1167,38	2319,68	1814,33
N [KN]	308,62	733,74	603,33
Choix d'armatures	2 x 5T16	2 x 8T25	2 x 6T25
Armatures de construction	2 x 5T10	2 x 5T10	2 x 5T10

Tab. VI.5 : Ferrailages des poutres principales

Ferrailage des poutres secondaires et de chaînage

	Poutres secondaires 75 x 40	Poutres de chaînage 60 x 30
M [KN.m]	225,05	103,99
N [KN]	216,05	107,56
Choix d'armatures	2 x 3T14	2 x 2T14
Armatures de construction	2 x 2 T10	2 x 2 T10

Tab. VI.6 : Ferrailages des poutres secondaires et de chaînage

6.2. ARMATURES TRANSVERSALES

La section minimale d'armatures transversales A_t est donnée par [1] :

$$A_t = 0,003.s.b$$

b : largeur de la poutre.

s : espacement des armatures transversales, cet espacement doit vérifier la condition suivante [4]:

$$s \leq \begin{cases} \min\left(\frac{h}{4}, 12 \varnothing\right) & \text{en zone nodale} \\ \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

h : hauteur de la poutre

Ø : diamètre minimal des armatures longitudinales.

Pour les armatures transversales, et en respectant les exigences du R.P.A 99, on adoptera des cadres de T8 avec un espacement de 10 cm.

6.3. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les détails sont donnés dans le plan de ferrailage des poutres en annexe C.

7. VOILES

Les voiles vont être calculés en flexion composée en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie. La section d'armatures longitudinales sera calculée pour la bande tendue [1], puis généralisée sur toute la longueur du voile.

7.1. ARMATURES VERTICALES

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit [1]:

- un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0,20% de la section du béton.
- un espacement maximal de 24 cm en zone courante.

7.2. ARMATURES HORIZONTALES

La section d'armatures longitudinales à introduire doit satisfaire aux conditions suivantes [1]:

- La section minimale est de 0,15% de la section du béton.
- Le diamètre minimal des barres est de 10 mm.
- L'espacement maximal est le même que pour les armatures verticales.

7.3. ESPACEMENT DES BARRES DANS LES VOILES

L'espacement maximal des armatures longitudinales dans les voiles est donné par [1]:

$$s \leq \min(1,5e; 30\text{cm}) \dots (6-7)$$

7.4. FERRAILLAGE DES VOILES

Les détails sont donnés dans le plan de ferrailage des voiles en annexe C.

Voiles	Armatures verticales / ml	Espacement vertical [cm]	Armatures horizontales / ml	Espacement horizontal [cm]
Coque	5T16	20	7T8	15
Cage d'escalier	5T14	20	7T8	15
Gaine d'ascenseur	5T12	20	7T8	15
Hall	5T14	20	7T8	15

Tab. VI.7 : Ferrailages des voiles

Chapitre VII

ETUDES DES FONDATIONS

ETUDE DES FONDATIONS

1. INTRODUCTION

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Le dimensionnement et le ferrailage des semelles, selon la nouvelle réglementation parasismique, se font sous les combinaisons suivantes [1] :

$$G + Q \pm E \dots (7-1)$$

$$0.8G \pm E \dots (7-2)$$

2. RECONNAISSANCE DU SOL

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Dan notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à $\sigma_s = 2 \text{ bars}$.

D'après RPA99, la contrainte admissible des sols de fondation, ne présentent pas un haut risque sismique.

3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Les fondations choisies pour notre structure sont (voir figure VII.9):

- ✓ S₁: semelles isolées sous poteaux carrés.
- ✓ S₂: semelle filante sous trois poteaux centraux (185,187 et 188).
- ✓ S₃: semelles filantes sous poteaux circulaires (2,3,4,5,6 et 7) et voiles.
- ✓ S₄: semelles filantes sous poteaux (10,11,12,13 et 14) de rive du hall et voiles.

4. CALCUL DES FONDATIONS

Pour le dimensionnement et le ferrailage des différents types de fondations citées au part avant, on prend les sollicitations les plus défavorables pour les deux états limites (ultime, service) et on doit vérifié la capacité portant pour [1].

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

4.1. Semelle isolée carrée sous poteau carré (poteau du hall) S₁:

4.1.1. Prédimensionnement [9]:

$N_u = 1009.42 \text{ KN}$

$M_u = 2.24 \text{ KNm.}$

$N_{ser} = 652.70 \text{ KN}$

$M_{ser} = 1.96 \text{ KNm.}$

$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.003 \text{ m(7-3)}$

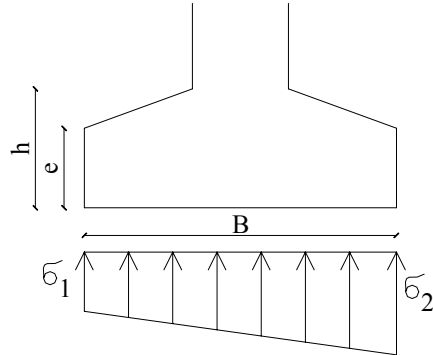


Fig. VII.1: Schéma équivalent d'une semelle isolée

Pour avoir une répartition trapézoïdale de la charge de sol, il faut vérifier [9]:

✓ $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 0.018 \text{ m} = 1.8 \text{ cm} \dots(7-4)$

✓ $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ où: $\sigma_m = 3\sigma_2 + \sigma_1$

$\sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right) \frac{N}{B^2} \dots (7-5)$ $\sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right) \frac{N}{B^2} \dots(7-6)$

$\Rightarrow \sigma_m = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right) \frac{N}{B^2}$

$\sigma_m \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0$

$B = 1.97 \text{ m}$, on prend $B = 2 \text{ m}$.

4.1.2. Vérification de la capacité portante [9]:

Il faut vérifier:

$$\sigma_m = \frac{N}{B^2} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq 1.5 \sigma_{sol} = 0.3 \text{ MPa} \dots (7-7)$$

Combinaisons	N (KN)	M (KNm)	e ₀ (m)	σ _m (MPa)	vérification
G + Q + E	638.62	18.57	0.002	0.164	c.v
G + Q - E	587.26	9.17	0.015	0.150	c.v
0.8 G + E	379.51	16.15	0.042	0.100	c.v
0.8 G - E	328.15	6.75	0.02	0.08	c.v

Tab. VII.1: Vérification de la capacité portante pour la semelle " S₁ "

Donc on adoptera le prédimensionnement calculé.

$$\sigma_1 = 0.161 \text{ MPa} \quad \sigma_2 = 0.164 \text{ MPa} \quad \sigma_m = 0.163 \text{ MPa}$$

4.1.3. Ferrailage de la semelle " S₁ ":

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow 0.003 \text{ m} \leq 0.166 \text{ m} \quad (\text{c.v})$$

$$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 0.003 \text{ m} \leq 0.05 \text{ m} \quad (\text{c.v})$$

Donc la méthode de bielle est applicable.

$$N'_u = N_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B} \right) \Rightarrow N'_u = 1039.69 \text{ KN} \quad \dots (7-8)$$

$$\text{Hauteur utile: } d_a \geq \frac{(B-b)}{4} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Hauteur totale: } h = d + c = 40 \text{ cm} , e = 20 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{N'_u (B-b)}{8 d_b \sigma_s}$$

$$A_b = A_a = 14.93 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'E.L.S: La fissuration est considérée préjudiciable [7].

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \left(110 \eta f_{c28} \right)^{\frac{1}{2}} \right] = 202 \text{ MPa} \dots (7-9)$$

$$A_{ser} = \frac{N_{ser}(A - a)}{B d_a \sigma_s} \dots (7-10)$$

$$A_{ser} = 16.15 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera le ferrailage de l'E.L.S, $A_{choisi} = 15 \text{ T } 12 = 16.96 \text{ cm}^2$

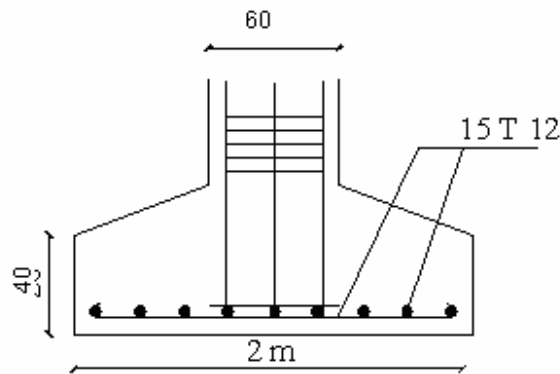


Fig. VII.2: Ferrailage de la semelle " S₁ "

4.2. Semelle filante sous trois poteaux (S₂):

A cause du chevauchement des semelles des poteaux (185), (187) et (188) on prévoit une semelle filante.

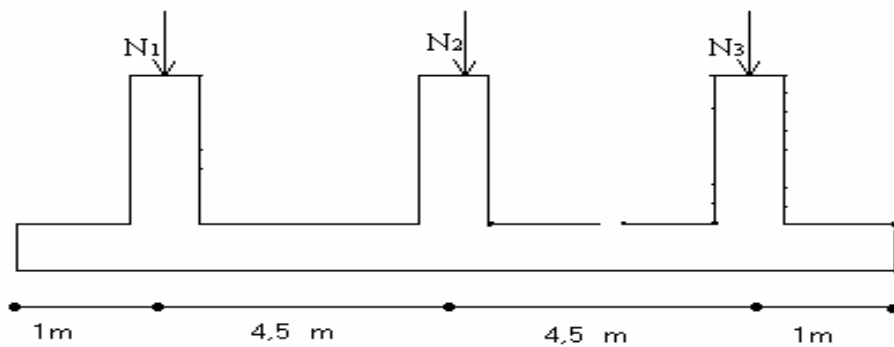


Fig. VII.3: Schéma équivalent d'une semelle filante S₂

4.2.1. Sollicitation:

Les différents efforts dans cette semelle filante sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU		ELS	
	N(KN.m)	M(KN.m)	N(KN.m)	M(KN.m)
187	2340.7	63.2	1718.99	45.03
185	2660.87	110.53	1969.22	84.13
188	2741.96	62.2	2004.34	43.51

Tab. VII.2 : Efforts dans la semelle filante sous trois poteaux.

Vérification de la stabilité de la semelle :

Il faut que : $L \geq 6e_0$ avec $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

$$L = 1 + 4.5 + 4.5 + 1 = 11 \text{ cm.}$$

$$N_u = \frac{N_1 + N_2 + N_3}{11} \quad \rightarrow N_u = 703.95 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{M_1 + M_2 + M_3}{11} \quad \rightarrow M_u = 21.44 \text{ KNm}$$

$$N_{ser} = \frac{N_1 + N_2 + N_3}{11} \quad \rightarrow N_{ser} = 517.50 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{M_1 + M_2 + M_3}{11} \quad \rightarrow M_{ser} = 15.69 \text{ KNm}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.03 \text{ m}$$

$$L = 11 \text{ m} \geq 6e_0 = 18 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Donc la semelle est stable.

4.2.2. Dimensionnement :

Il faut que $\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}}$ avec $\sigma_m = \frac{N_G}{L.B} \left[1 + \frac{3e_0}{L} \right]$ d'où

$$B \geq \frac{N_G}{L \cdot \overline{\sigma_{sol}}} \left[1 + \frac{3e_0}{L} \right] \quad \rightarrow B \geq 3.5 \text{ m on prend } B = 3.5 \text{ m}$$

4.2.3. Vérification de la capacité portante:

Il faut vérifier:
$$\sigma_m = \frac{N}{B * L} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq 1.5 \sigma_{sol} = 0.3$$

Combinaisons	ΣN (KN)	ΣM (KNm)	e ₀ (m)	σ _m (MPa)	vérification
G + Q + E	6868.85	330.26	0.048	0.185	c.v
G + Q - E	6342.32	342.24	0.053	0.172	c.v
0.8 G + E	5417.1	383.52	0.07	0.149	c.v
0.8 G - E	5061.87	284.66	0.056	0.137	c.v

Tab. VII.3: Vérification de la capacité portante pour la semelle S₂

4.2.3 Ferrailage de la semelle S₂ :

Hauteur utile: $d_b \geq \frac{(B - b)}{4} \Rightarrow d_b = 60\text{cm}$

Hauteur totale: $h = 65\text{ cm}$

Sens transversale :

On a une semelle de dimensions :

$B = 350\text{ cm} ; b = 130\text{ cm} ; d = 60\text{ cm} ; h_0 = 65\text{ cm}$

Dans ce sens ; la semelle travaille comme une section rectangulaire de $B = 350\text{ cm}$; et d'un mètre linéaire dans la direction longitudinale.

$N_u = 703.95\text{ KN}$

$$A_u = \frac{N_u (B - b)}{8 d_b \sigma_s}$$

$A_u = 15.97\text{ cm}^2$

Vérification à l'E.L.S:

$N_{ser} = 517.50\text{ KN}$ et $M_{ser} = 15.69\text{ KNm}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \left(110 \eta f_{c28} \right)^{\frac{1}{2}} \right] = 202\text{ MPa}$$

$$A_{ser} = \frac{N_{ser}(A - a)}{B d_a \sigma_s} \rightarrow A_{ser} = 17.34 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera le ferrailage de l'E.L.S.

$$A_{choisi} = 16 \text{ T } 12 = 18.08 \text{ cm}^2 \quad \text{esp} = 20 \text{ cm}$$

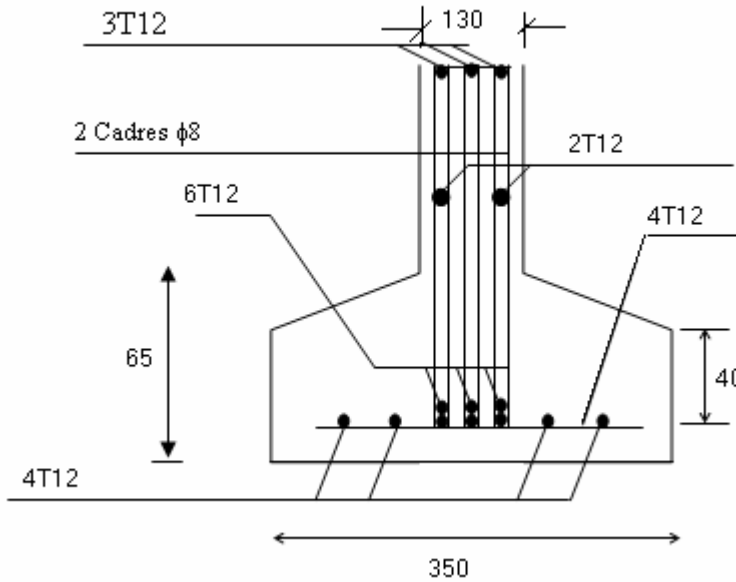


Fig. VII.4: Ferrailage de la semelle filante du S₂

4.3. Ferrailage de la semelle sous voile et 6 poteaux S₃ :

4.3.1 Détermination de la sollicitation:

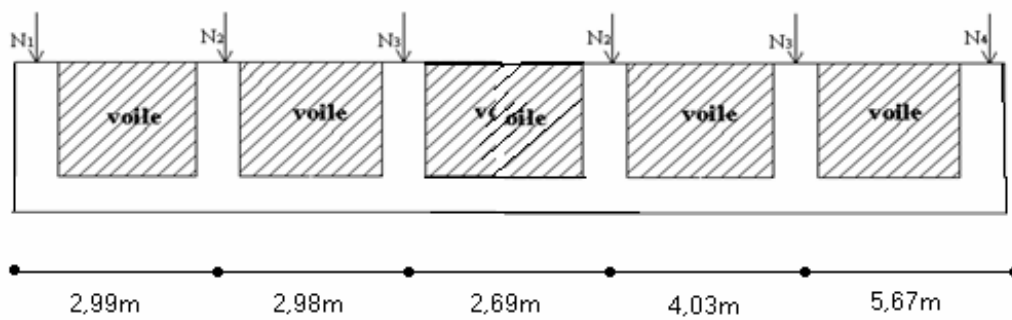


Fig. VII.5: Schéma équivalent pour la semelle S₃

$$N = \frac{N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6}{L} \quad \text{tel que } L = 18.61 \text{ m}$$

$$N_{\text{ser}} = N + PP$$

$$\text{A.N: } N = \frac{641.04 + 943.18 + 1017.27 + 1333.21 + 693.43 + 260.92}{18.61} = 262.71 \text{ KN}$$

$$PP = 0.20 \times 15.6 \times 25 \rightarrow PP = 78 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 340.71 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = 26.23 \text{ KNm}$$

4.3.2. Pédimensionnement:

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.077 \text{ m}$$

$$\sigma_s \geq \frac{P}{B^2 \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right)}$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \sigma_{\text{sol}} B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0$$

➔ $B \geq 1.65 \text{ m}$, on prend $B = 2.00 \text{ m}$

4.3.3. Vérification de la capacité portante:

Il faut vérifier:
$$\sigma_m = \frac{N}{B * L} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq 1.5 \sigma_{\text{sol}} = 0.3$$

Combinaisons	ΣN (KN)	ΣM (KNm)	e ₀ (m)	σ _m (MPa)	vérification
G + Q + E	4124.68	211.42	0.051	0.119	c.v
G + Q - E	4021.24	218.36	0.054	0.116	c.v
0.8 G + E	3306.35	183.52	0.055	0.096	c.v
0.8 G - E	3124.76	174.66	0.056	0.091	c.v

Tab. VII.4: Vérification de la capacité portante pour la semelle S₃

4.3.4. Ferrailage de la semelle S₃ :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow 0.07 \leq 0.33 \quad (\text{c.v})$$

$$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 0.07 \leq 0.11 \quad (\text{c.v})$$

Donc la méthode de bielle est applicable.

$$N_u = 340.71 \text{ KN}$$

$$N'_u = N_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B} \right) \Rightarrow N'_u = 393.17 \text{ KN}$$

$$\text{Hauteur utile: } d_a \geq \frac{(B-b)}{4} = 36.25 \text{ cm}$$

$$\text{Hauteur totale: } h = d + c = 45 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{N'_u (B-b)}{8 d_a \sigma_s}$$

$$A_a = 8.78 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'E.L.S:

$$A_a = \frac{N_{ser} (B-b)}{8 d_a \sigma_s}$$

$$A_s = 7.91 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera le ferrailage de l'E.L.U.

$$A_{choisi} = 8 \text{ T } 12 = 9.04 \text{ cm}^2$$

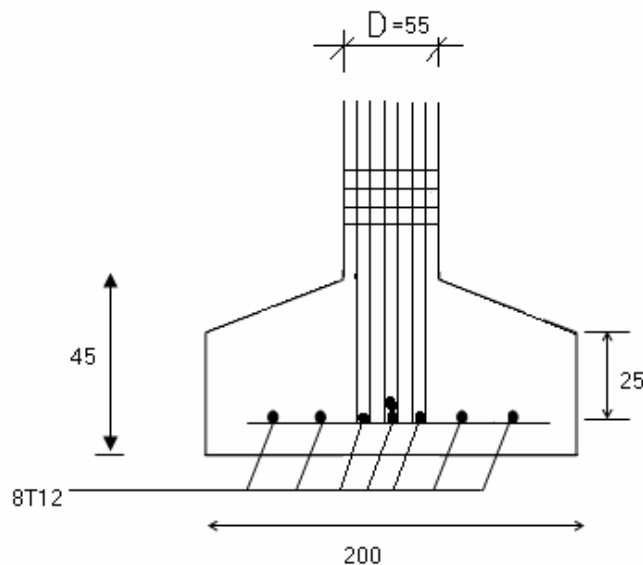


Fig. VII.6: Ferrailage de la semelle filante du S₃

4.4. Ferrailage de la semelle sous voile et 5 poteaux S₄ :

4.1. Détermination de la sollicitation:

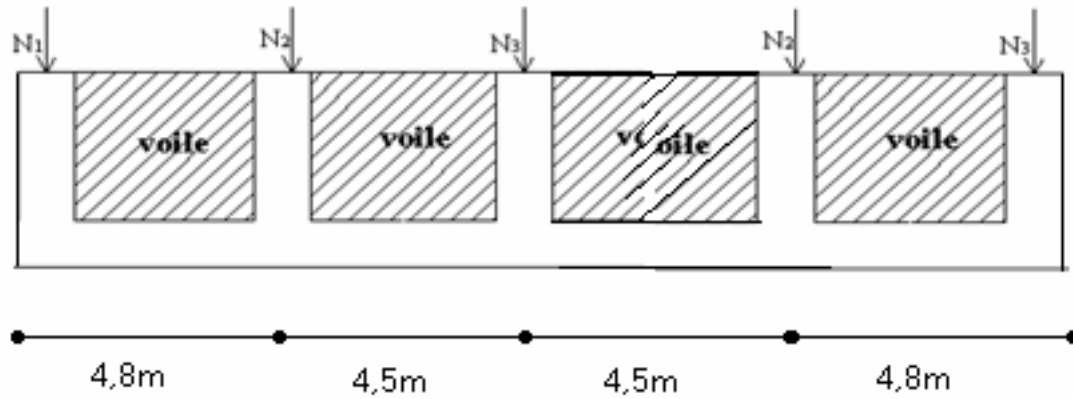


Fig. VII.7: Schéma équivalent pour la semelle S₄

$$N = \frac{N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5}{L} \quad \text{tel que } L = 19 \text{ m}$$

$$N_{\text{ser}} = N + PP$$

$$\text{A.N: } N = \frac{405.81 + 106.28 + 87.85 + 92.88 + 151.96}{19} = 44.46 \text{ KN}$$

$$PP = 0.20 \times 19 \times 25 \rightarrow PP = 95 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 139.46 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = 09.76 \text{ KNm}$$

4.4.2. Pédimensionnement:

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.07 \text{ m}$$

$$\sigma_s \geq \frac{P}{B^2 \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right)}$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \sigma_{\text{sol}} B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0$$

$$\rightarrow B \geq 1.35 \text{ m, on prend } B = 1.50 \text{ m}$$

4.4.3. Vérification de la capacité portante:

Il faut vérifier:
$$\sigma_m = \frac{N}{B * L} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq 1.5 \sigma_{sol} = 0.3$$

Combinaisons	ΣN (KN)	ΣM (KNm)	e ₀ (m)	σ _m (MPa)	vérification
G + Q + E	1139.08	68.34	0.06	0.044	c.v
G + Q - E	1083.24	65.32	0.06	0.042	c.v
0.8 G + E	1011.27	63.45	0.062	0.040	c.v
0.8 G - E	984.52	59.12	0.06	0.038	c.v

Tab. VII5: Vérification de la capacité portante pour la semelle S₄

4.4.4. Ferrailage de la semelle S₄ :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow 0.07 \leq 0.25 \quad (c.v)$$

$$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 0.07 \leq 0.08 \quad (c.v)$$

Donc la méthode de bielle est applicable.

$$N_u = 139.46 \text{ KN}$$

$$N'_u = N_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B} \right) \Rightarrow N'_u = 158.98 \text{ KN}$$

$$\text{Hauteur utile: } d_a \geq \frac{(B - b)}{4} = 26.25 \text{ cm}$$

$$\text{Hauteur totale: } h = d + c = 35 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{N'_u (B - b)}{8 d_a \sigma_s}$$

$$A_a = 4.02 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'E.L.S:

$$A_a = \frac{N_{ser}(B-b)}{8d_a\sigma_s}$$

$$A_s = 2.18 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera le ferrailage de l'E.L.U.

$$A_{choisi} = 8 T 10 = 6.28 \text{ cm}^2$$

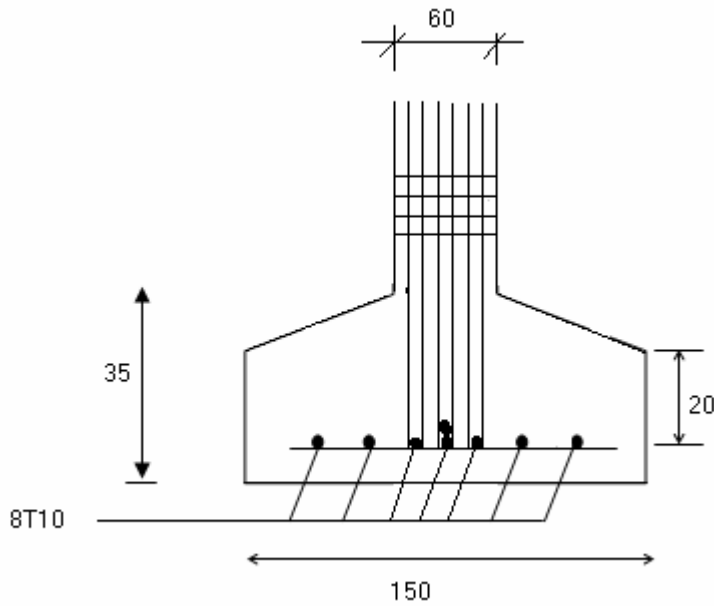


Fig. VII.8: Ferrailage de la semelle filante du S₄

5. VERIFICATION DU POINCONNEMENT [9]

$$H_t \geq 1.44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_b}} \quad \dots (7-11) \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant:

Semelles	H _t (cm)	N (KN)	$1.44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_b}}$	Vérification
S ₁	0.40	1109.78	0.391	c.v
S ₂	0.65	703.95	0.311	c.v
S ₃	0.45	340.71	0.216	c.v
S ₄	0.35	139.46	0.138	c.v

Tab. VII.6: Vérification du poinçonnement des différents types de semelles

6. VERIFICATION AU RENVERSEMENT [9]

$$M = 0.8M_G + M_E \dots (7-12)$$

$$N = 0.8N_G + N_E \dots (7-13)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{B}{4} \dots (7-14)$$

La vérification est résumée dans le tableau suivant:

Semelles	e₀ (cm)	B (m)	$\frac{B}{4}$	Vérification
S₁	0.003	2.00	0.5	c.v
S₂	0.03	3.5	0.875	c.v
S₃	0.077	2.00	0.5	c.v
S₄	0.07	1.50	0.375	c.v

Tab. VII.7: Vérification du renversement des différents types de semelles

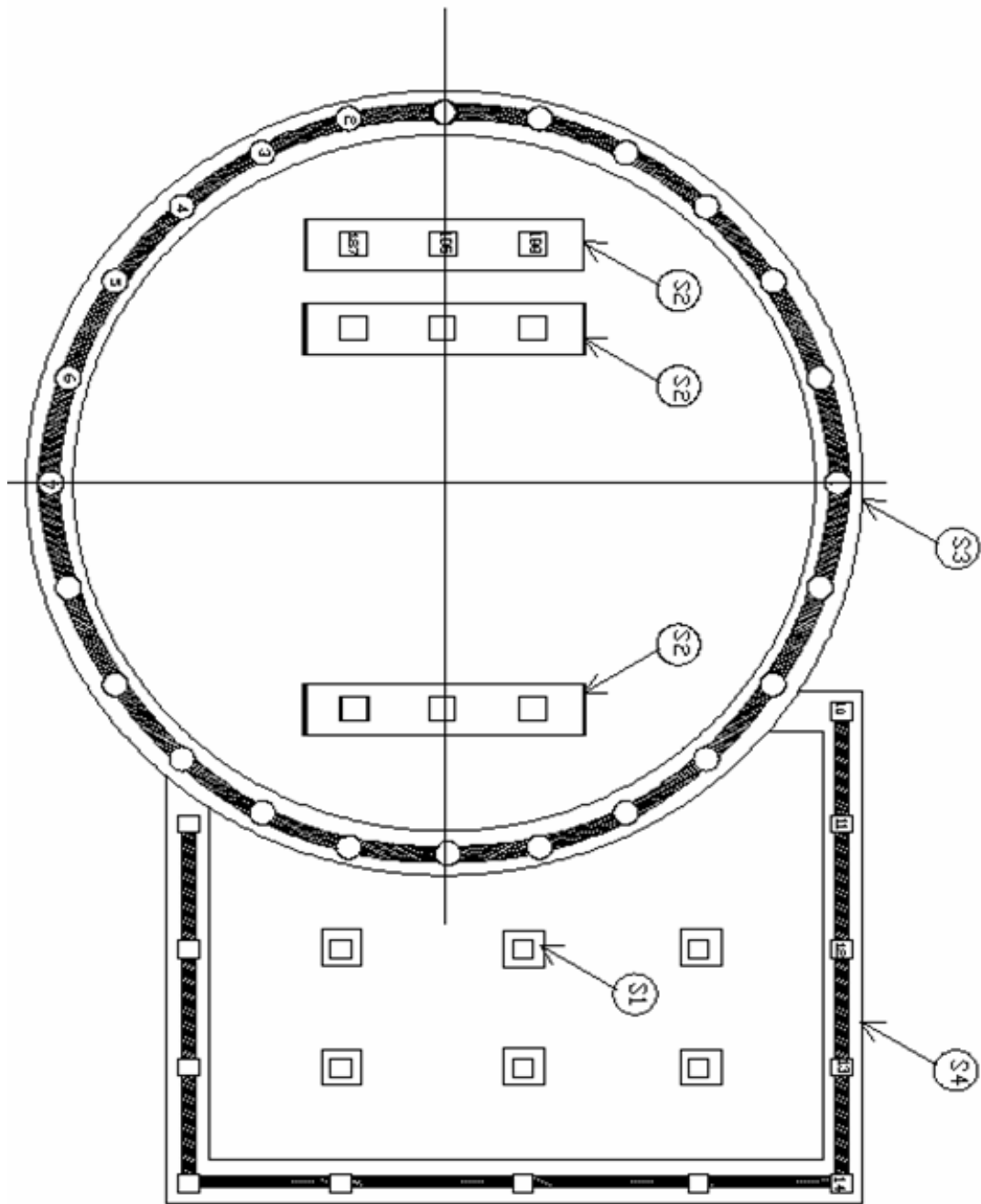


Fig. VII.9 : Représentation des semelles

CONCLUSION

CONCLUSION

On a étudié une structure originale par forme avec une partie conique et des planchers de gradins inclinés. le RPA nous amené à envisager des voiles de 35 cm d'épaisseur , alors que dans la réalité le projet ait été réalisé avec des épaisseurs de 20 cm . En pratique on s'aperçoit que cette dernière solution ne présente pas de risque de dépassement des conditions de déplacement lorsque l'on fait une étude dynamique notamment a mi-hauteur des voiles les plus hauts.

Pour les fondations nous avons opté au vu de la qualité du sol par des semelles filantes alors que le projet réel est fondé sur un radier général. A travers nos calculs il semble que les semelles filantes soient une solution acceptable.

Pour l'étude des fondations nous n'avons pu avoir assez de temps pour mener le calcul détaillé de toutes les semelles, nous avons opté pour un dimensionnement des celles qui était dans les conditions les plus défavorables.

Une étude détaillée des semelles pouvait constituer un bon complément à notre travail

ANNEXE A

Annexe A

1. Introduction

Le système Robot Millennium est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

2. Les caractéristiques principales du logiciel Robot

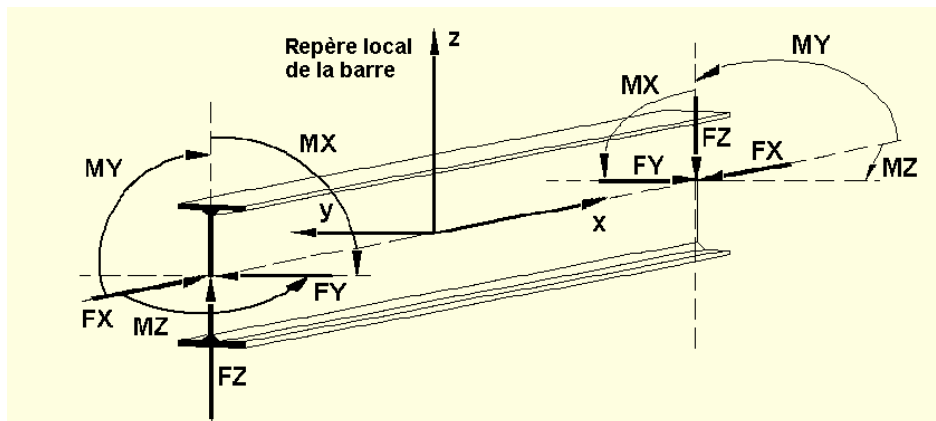
- définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO),
- possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread) ;
- possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier,
- possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

3. Conventions de signes

3.1. Convention de signe pour les barres

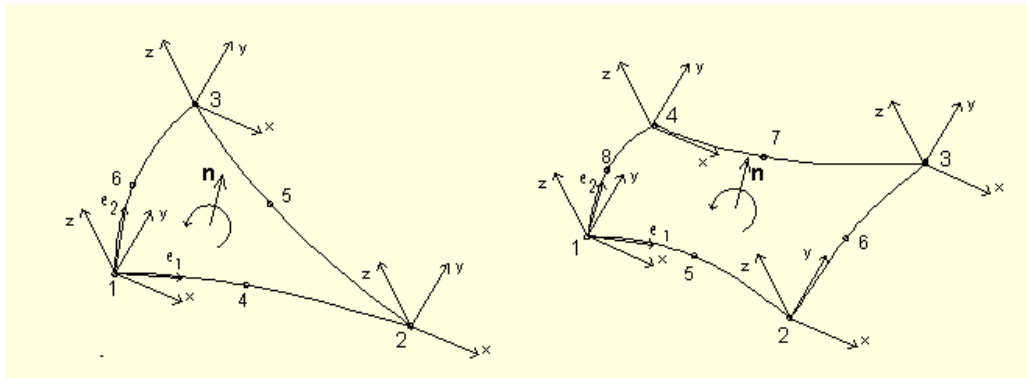
Dans le logiciel, la convention de signes pour les éléments barres est basée sur la convention des forces sectorielles. Suivant cette règle, le signe des efforts sectoriels est le même que celui des forces nodales positives appliquées à l'extrémité de l'élément produisant les mêmes effets (il s'agit des efforts dont l'orientation est conforme à l'orientation des axes du système local). Par conséquent, les efforts de compression sont positifs et les efforts de traction sont négatifs. Les moments fléchissants positifs MY provoquent la traction des fibres de la poutre se trouvant du côté négatif de l'axe local z. Les moments fléchissants positifs MZ provoquent la traction des fibres de la poutre se trouvant du côté positif de l'axe local « y ».

Pour la convention de signes décrite, les sens positifs des efforts et des moments ont été représentés de façon schématique sur la figure ci-dessous.



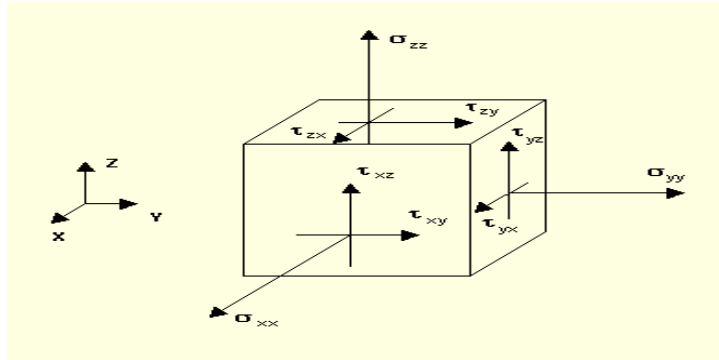
3.2. Convention de signe pour les éléments surfaciques

Vous n'êtes pas obligé de connaître le repère local de l'élément, car chaque nœud de l'élément de ce type possède son propre repère local. Pourtant il est important de connaître la direction du vecteur normal à la surface de l'élément fini (la même direction pour tous les éléments, si possible) car dans le cas contraire, la définition de la charge appliquée à l'élément peut être incorrecte (par exemple la pression perpendiculaire à la surface de l'élément de type coque).



3.3. Convention de signe pour les éléments volumiques

Les structures volumiques dans le logiciel Robot sont modélisés à l'aide des éléments finis volumiques isoparamétriques. La convention des signes est présentée de façon schématique sur la figure ci-dessous.

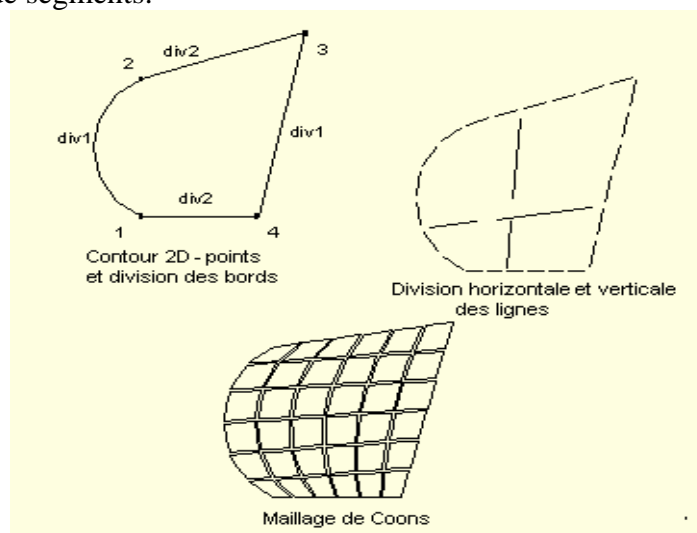


4. Maillage

Dans le logiciel Robot, le maillage se fait par deux méthodes au choix.

4.1. Méthode de Coons

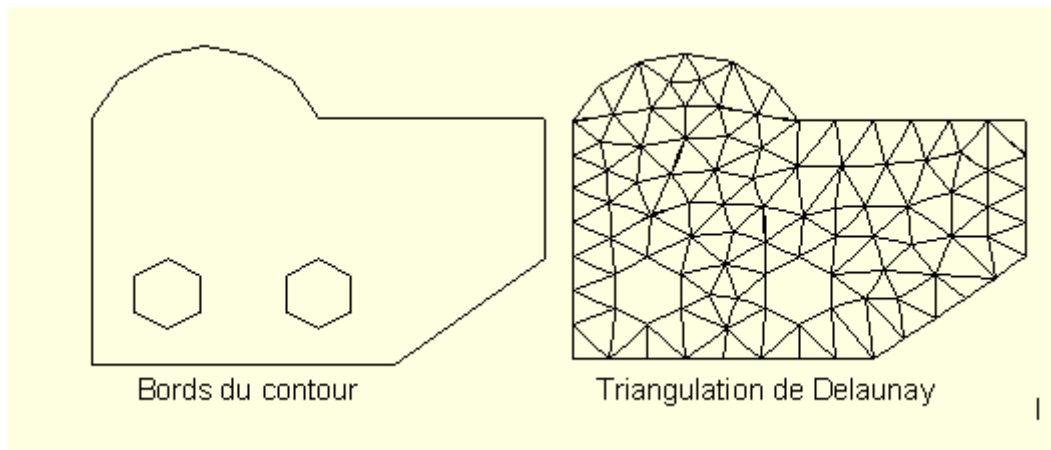
Les surfaces de Coons sont des surfaces 3D dont la base est constituée par des contours triangulaires ou quadrangulaires dont les côtés opposés se divisent en un nombre égale de segments.



4.2. Méthode de Delaunay

La méthode de triangulation de Delaunay peut être utilisée pour générer un maillage par éléments finis sur une surface plane quelconque. Si la surface contient des trous, vous devez les définir en tant que bords du contour, les trous ne seront pas alors pris en compte lors de la génération du maillage par éléments finis. Après avoir sélectionné la méthode de Delaunay, vous devez définir le contour à base duquel le maillage par éléments finis sera généré.

Un maillage par éléments finis généré suivant la méthode de Delaunay est représenté sur la figure ci-dessous.



5. Analyse dynamique

L'analyse modale permet de calculer les valeurs propres et leurs valeurs connexes (pulsations propres, fréquences propres ou périodes propres), précision, vecteurs propres, coefficients de participation et masses participantes pour l'étude aux vibrations propres de la structure.

Dans le logiciel, trois modes d'analyse dynamique de la structure: sont disponibles : modale, sismique et sismique pseudomodale.

Les modes propres de la structure et leurs valeurs sont calculées d'après l'équation :

$$(K - \omega_i^2 M).U_i = 0 \quad \text{où :}$$

- K** - matrice de rigidité de la structure
- M** - matrice des masses de la structure
- ω_i - pulsation propre du mode «i»,
- U_i - vecteur propre du mode «i».

ATTENTION :

Lors des calculs, l'influence de l'amortissement de la structure est négligée.

Le nombre de modes propres calculés par le logiciel peut être défini :

- par la limite supérieure de la pulsation, fréquence ou du période,
- par la limite inférieure du total des masses participantes (en pourcentage),
- ou de façon directe, par le nombre de modes propres exigés.

ANNEXE B

Annexe B

Analyse modale pour une épaisseur de 35 cm

Mode	Période (sec)	Masse participante UX (%)	Masse participante UY (%)	ΣUX (%)	ΣUY (%)
1	1,16	0,64	0,62	0,64	0,62
2	0,88	0,02	0,03	0,66	0,65
3	0,86	0,81	0,73	1,46	1,38
4	0,84	0,61	0,65	2,07	2,03
5	0,75	0,00	0,00	2,07	2,03
6	0,73	0,03	0,00	2,10	2,03
7	0,69	0,02	0,08	2,12	2,11
8	0,61	0,29	0,31	2,42	2,42
9	0,54	5,64	19,15	8,06	21,57
10	0,50	3,99	1,39	12,04	22,97
11	0,49	13,80	8,24	25,84	31,21
12	0,48	0,02	0,05	25,86	31,25
13	0,47	1,57	0,05	27,43	31,31
14	0,45	8,04	0,51	35,47	31,81
15	0,43	9,38	11,99	44,85	43,81
16	0,41	0,74	0,28	45,58	44,09
17	0,40	0,03	0,06	45,61	44,15
18	0,40	0,07	0,12	45,69	44,26
19	0,38	0,00	0,00	45,69	44,27
20	0,38	0,90	0,81	46,59	45,08
21	0,38	0,01	0,05	46,59	45,12
22	0,37	0,00	0,00	46,60	45,12
23	0,36	0,05	0,08	46,65	45,20
24	0,35	0,02	0,22	46,67	45,43
25	0,35	0,01	0,33	46,68	45,76
26	0,34	0,35	1,90	47,03	47,66
27	0,34	0,51	0,56	47,54	48,22
28	0,33	0,07	1,23	47,61	49,45
29	0,32	0,14	0,81	47,75	50,26
30	0,32	0,18	0,55	47,93	50,81
31	0,31	0,7	0,29	48,63	51,10
32	0,31	0,54	0,35	49,17	51,45
33	0,30	0,00	0,02	49,17	51,46
34	0,30	5,25	5,41	54,42	56,87
35	0,30	0,81	0,85	55,23	57,72
36	0,29	0,49	0,02	55,71	57,74
37	0,28	0,38	0,09	56,09	57,83
38	0,28	0,33	0,39	56,43	58,22
39	0,28	0,02	0,00	56,44	58,22
40	0,27	0,09	0,43	56,54	58,66

41	0,27	0,28	0,10	56,82	58,75
42	0,26	0,09	0,02	56,91	58,77
43	0,26	1,02	0,54	57,93	59,32
44	0,25	3,03	0,30	60,95	59,61
45	0,25	1,23	1,22	62,18	60,83
46	0,25	0,00	0,02	62,18	60,85
47	0,24	4,67	2,18	66,86	63,03
48	0,24	2,41	1,51	69,27	64,55
49	0,24	0,00	0,01	69,27	64,56
50	0,24	0,21	0,07	69,49	64,63
51	0,24	0,06	2,29	69,55	66,92
52	0,24	0,00	0,10	69,55	67,02
53	0,23	0,01	0,00	69,56	67,02
54	0,23	0,00	1,15	69,56	68,18
55	0,22	0,28	0,02	69,84	68,20
56	0,22	0,05	0,11	69,88	68,31
57	0,22	0,02	0,02	69,90	68,33
58	0,21	0,34	0,12	70,24	68,45
59	0,21	0,22	0,01	70,46	68,46
60	0,21	0,00	0,00	70,46	68,46
61	0,21	0,00	0,04	70,46	68,49
62	0,21	0,56	0,06	71,02	68,55
63	0,21	0,04	0,06	71,06	68,61
64	0,21	0,01	0,10	71,07	68,72
65	0,20	0,43	0,30	71,49	69,02
66	0,20	0,00	0,31	71,50	69,32
67	0,20	0,02	0,01	71,52	69,34
68	0,20	0,03	0,12	71,54	69,46
69	0,20	0,09	0,02	71,63	69,48
70	0,20	0,03	0,05	71,67	69,54
71	0,20	0,01	0,03	71,67	69,57
72	0,19	0,03	0,04	71,71	69,61
73	0,19	0,44	0,57	72,15	70,18
74	0,19	0,50	0,34	72,65	70,52
75	0,18	0,01	0,02	72,66	70,54
76	0,18	0,07	0,00	72,73	70,54
77	0,18	0,08	0,14	72,81	70,68
78	0,18	0,02	0,06	72,83	70,74
79	0,18	0,00	0,09	72,83	70,82
80	0,18	0,29	0,98	73,12	71,80
81	0,18	0,03	0,28	73,15	72,08
82	0,18	0,10	0,01	73,25	72,09
83	0,17	0,04	0,23	73,29	72,32
84	0,17	0,00	0,17	73,29	72,48
85	0,17	0,17	0,11	73,46	72,59
86	0,17	0,01	0,03	73,47	72,62
87	0,17	0,00	0,10	73,47	72,73
88	0,17	0,00	0,03	73,47	72,75

89	0,17	0,30	0,00	73,78	72,76
90	0,17	0,04	0,02	73,82	72,78
91	0,17	0,26	0,04	74,07	72,82
92	0,16	0,00	0,05	74,08	72,87
93	0,16	0,05	0,04	74,13	72,91
94	0,16	0,48	0,15	74,60	73,06
95	0,16	0,10	0,01	74,70	73,06
96	0,16	0,01	0,23	74,71	73,30
97	0,16	0,00	0,16	74,71	73,46
98	0,16	0,04	0,04	74,75	73,50
99	0,16	0,09	0,04	74,85	73,54
100	0,16	0,01	0,37	74,86	73,91
101	0,16	0,30	0,13	75,16	74,04
102	0,15	0,01	0,00	75,16	74,04
103	0,15	0,00	0,01	75,16	74,06
104	0,15	0,01	0,00	75,17	74,06
105	0,15	0,46	0,06	75,63	74,12
106	0,15	0,00	0,01	75,63	74,13
107	0,15	0,04	0,00	75,67	74,13
108	0,15	0,00	0,03	75,67	74,16
109	0,15	0,04	0,01	75,71	74,16
110	0,15	0,02	0,01	75,73	74,17
111	0,15	0,00	0,01	75,73	74,18
112	0,14	0,07	0,01	75,80	74,19
113	0,14	0,00	0,04	75,81	74,23
114	0,14	0,00	0,13	75,81	74,36
115	0,14	0,19	0,03	76,0	74,39
116	0,14	0,16	0,00	76,16	74,39
117	0,14	0,05	0,01	76,21	74,41
118	0,14	0,05	0,22	76,25	74,63
119	0,14	0,02	0,02	76,27	74,64
120	0,14	0,00	0,00	76,27	74,64
121	0,14	0,21	0,55	76,49	75,19
122	0,14	0,17	0,05	76,66	75,24
123	0,14	0,01	0,04	76,67	75,27
124	0,14	0,16	0,04	76,83	75,31
125	0,13	0,01	0,11	76,84	75,42
126	0,13	0,1	0,02	76,94	75,44
127	0,13	0,04	0,00	76,98	75,44
128	0,13	0,00	0,33	76,98	75,77
129	0,13	0,05	0,10	77,04	75,87
130	0,13	0,25	0,01	77,29	75,88
131	0,13	0,35	0,09	77,63	75,97
132	0,13	0,04	0,01	77,67	75,98
133	0,13	0,01	0,10	77,68	76,09
134	0,13	0,00	0,02	77,68	76,11
135	0,13	0,05	0,01	77,73	76,12
136	0,13	0,04	0,01	77,77	76,12

137	0,13	0,08	0,09	77,84	76,21
138	0,13	0,00	0,00	77,85	76,22
139	0,13	0,25	0,04	78,10	76,25
140	0,13	0,20	0,06	78,30	76,31
141	0,13	0,00	0,02	78,30	76,34
142	0,13	0,04	0,08	78,35	76,42
143	0,13	0,48	0,15	78,83	76,57
144	0,13	0,67	0,04	79,50	76,61
145	0,12	0,06	0,22	79,56	76,83
146	0,12	0,02	0,04	79,59	76,88
147	0,12	0,49	0,03	80,08	76,91
148	0,12	0,18	0,01	80,26	76,91
149	0,12	0,05	0,31	80,31	77,23
150	0,12	0,24	0,08	80,55	77,30
151	0,12	0,46	0,23	81,01	77,53
152	0,12	0,39	0,79	81,40	78,33
153	0,12	0,82	0,09	82,22	78,41
154	0,12	0,00	0,10	82,22	78,51
155	0,12	0,28	0,01	82,50	78,52
156	0,12	0,09	0,00	82,59	78,52
157	0,12	0,20	0,09	82,79	78,61
158	0,12	0,12	0,22	82,90	78,83
159	0,12	0,05	0,03	82,96	78,86
160	0,12	0,03	0,03	82,99	78,89
161	0,12	0,13	0,02	83,12	78,92
162	0,12	0,03	0,00	83,16	78,92
163	0,12	0,03	0,01	83,18	78,93
164	0,11	0,02	0,00	83,20	78,93
165	0,11	0,27	0,16	83,47	79,09
166	0,11	0,00	0,01	83,47	79,09
167	0,11	0,09	0,00	83,56	79,09
168	0,11	0,40	0,00	83,97	79,10
169	0,11	1,78	0,24	85,74	79,33
170	0,11	0,09	0,10	85,84	79,44
171	0,11	0,02	0,18	85,86	79,62
172	0,11	0,00	0,14	85,86	79,76
173	0,11	0,02	1,25	85,88	81,00
174	0,11	0,01	0,04	85,89	81,05
175	0,11	0,00	0,26	85,90	81,31
176	0,11	0,08	0,09	85,98	81,40
177	0,11	0,05	1,30	86,03	82,70
178	0,11	0,03	0,21	86,06	82,91
179	0,11	0,00	0,00	86,06	82,91
180	0,11	0,14	0,08	86,20	82,99
181	0,11	0,28	0,09	86,48	83,08
182	0,11	0,11	1,67	86,59	84,75
183	0,11	0,04	0,02	86,63	84,78
184	0,11	0,04	0,48	86,67	85,26

185	0,11	0,02	0,00	86,69	85,26
186	0,11	0,01	0,43	86,70	85,69
187	0,11	0,02	0,01	86,72	85,70
188	0,11	0,01	0,00	86,73	85,70
189	0,10	0,01	0,17	86,74	85,87
190	0,10	0,00	0,02	86,74	85,89
191	0,10	0,00	0,05	86,74	85,93
192	0,10	0,06	0,04	86,80	85,97
193	0,10	0,08	0,00	86,88	85,97
194	0,10	0,07	0,02	86,95	85,99
195	0,10	0,00	0,02	86,95	86,01
196	0,10	0,00	0,13	86,95	86,13
197	0,10	0,23	0,35	87,18	86,48
198	0,10	0,00	0,01	87,18	86,49
199	0,10	0,01	0,04	87,19	86,54
200	0,10	0,10	0,25	87,29	86,79
201	0,10	0,03	0,01	87,31	86,80
202	0,10	0,23	0,96	87,54	87,76
203	0,10	0,05	0,00	87,59	87,76
204	0,10	0,00	0,04	87,59	87,80
205	0,10	0,12	0,33	87,71	88,13
206	0,10	0,07	0,11	87,78	88,24
207	0,10	0,00	0,00	87,78	88,24
208	0,10	0,00	0,01	87,79	88,25
209	0,10	0,00	0,09	87,79	88,34
210	0,10	0,00	0,00	87,79	88,34
211	0,10	0,10	0,34	87,90	88,69
212	0,10	0,04	0,30	87,93	88,98
213	0,10	0,00	0,09	87,94	89,07
214	0,10	0,00	0,00	87,94	89,07
215	0,09	0,01	0,02	87,95	89,09
216	0,09	0,00	0,00	87,95	89,09
217	0,09	0,00	0,05	87,95	89,14
218	0,09	0,00	0,05	87,96	89,19
219	0,09	0,13	0,22	88,08	89,41
220	0,09	0,19	0,37	88,28	89,77
221	0,09	0,00	0,00	88,28	89,77
222	0,09	0,00	0,06	88,28	89,83
223	0,09	0,05	0,16	88,33	89,99
224	0,09	0,37	0,52	88,70	90,51
225	0,09	0,06	0,04	88,76	90,55
226	0,09	0,02	0,05	88,78	90,60
227	0,09	0,00	0,03	88,78	90,63
228	0,09	0,01	0,02	88,79	90,65
229	0,09	0,00	0,01	88,79	90,66
230	0,09	0,05	0,09	88,85	90,74
231	0,09	0,00	0,00	88,85	90,75
232	0,09	0,00	0,01	88,85	90,76

233	0,09	0,03	0,02	88,87	90,78
234	0,09	0,00	0,00	88,87	90,78
235	0,09	0,00	0,00	88,88	90,78
236	0,09	0,00	0,02	88,88	90,80
237	0,09	0,01	0,01	88,89	90,81
238	0,08	0,00	0,01	88,89	90,81
239	0,08	0,00	0,00	88,89	90,81
240	0,08	0,00	0,01	88,89	90,82
241	0,08	0,03	0,03	88,92	90,86
242	0,08	0,00	0,01	88,92	90,86
243	0,08	0,04	0,05	88,96	90,91
244	0,08	0,00	0,01	88,96	90,92
245	0,08	0,01	0,02	88,97	90,94
246	0,08	0,01	0,03	88,97	90,97
247	0,08	0,01	0,00	88,98	90,97
248	0,08	0,04	0,10	89,02	91,07
249	0,08	0,02	0,02	89,04	91,09
250	0,08	0,00	0,01	89,04	91,10
251	0,08	0,01	0,00	89,05	91,10
252	0,08	0,00	0,00	89,05	91,10
253	0,08	0,00	0,00	89,05	91,10
254	0,08	0,00	0,00	89,05	91,10
255	0,08	0,00	0,00	89,06	91,10
256	0,08	0,00	0,02	89,06	91,12
257	0,08	0,02	0,00	89,07	91,12
258	0,07	0,02	0,01	89,09	91,13
259	0,07	0,01	0,02	89,10	91,15
260	0,07	0,00	0,00	89,10	91,15
261	0,07	0,01	0,00	89,11	91,15
262	0,07	0,00	0,02	89,11	91,17
263	0,07	0,00	0,02	89,11	91,18
264	0,07	0,00	0,02	89,12	91,20
265	0,07	0,01	0,00	89,13	91,21
266	0,07	0,03	0,00	89,15	91,21
267	0,07	0,00	0,01	89,16	91,21
268	0,07	0,03	0,02	89,19	91,24
269	0,07	0,02	0,01	89,21	91,25
270	0,07	0,00	0,01	89,21	91,26
271	0,07	0,01	0,00	89,22	91,26
272	0,07	0,04	0,00	89,27	91,26
273	0,07	0,01	0,00	89,27	91,26
274	0,07	0,01	0,01	89,28	91,27
275	0,07	0,00	0,00	89,28	91,27
276	0,07	0,01	0,00	89,29	91,27
277	0,06	0,00	0,01	89,29	91,29
278	0,06	0,00	0,02	89,29	91,31
279	0,06	0,00	0,02	89,30	91,32
280	0,06	0,03	0,05	89,33	91,37

281	0,06	0,03	0,16	89,36	91,53
282	0,06	0,04	0,08	89,40	91,61
283	0,06	0,06	0,07	89,46	91,69
284	0,06	0,00	0,01	89,46	91,69
285	0,06	0,02	0,00	89,47	91,70
286	0,06	0,01	0,00	89,49	91,70
287	0,06	0,01	0,00	89,49	91,70
288	0,06	0,00	0,00	89,50	91,70
289	0,06	0,00	0,00	89,50	91,70
290	0,06	0,00	0,00	89,50	91,70
291	0,06	0,00	0,00	89,50	91,70
292	0,06	0,04	0,04	89,54	91,75
293	0,06	0,02	0,01	89,56	91,76
294	0,06	0,00	0,03	89,56	91,79
295	0,05	0,01	0,02	89,57	91,81
296	0,05	0,11	0,00	89,68	91,81
297	0,05	0,01	0,00	89,69	91,81
298	0,05	0,00	0,01	89,69	91,82
299	0,05	0,00	0,00	89,69	91,82
300	0,05	0,06	0,00	89,75	91,83
301	0,05	0,01	0,00	89,76	91,83
302	0,05	0,01	0,13	89,76	91,96
303	0,05	0,04	0,01	89,81	91,96
304	0,05	0,00	0,00	89,81	91,97
305	0,05	0,00	0,01	89,81	91,97
306	0,05	0,02	0,01	89,83	91,98
307	0,05	0,01	0,00	89,84	91,98
308	0,05	0,06	0,00	89,90	91,98
309	0,05	0,01	0,00	89,91	91,98
310	0,05	0,00	0,00	89,91	91,99
311	0,04	0,00	0,00	89,91	91,99
312	0,04	0,00	0,00	89,91	91,99
313	0,04	0,00	0,00	89,91	91,99
314	0,04	0,00	0,01	89,91	92,00
315	0,04	0,02	0,01	89,93	92,01
316	0,04	0,01	0,00	89,94	92,01
317	0,04	0,04	0,02	89,98	92,03
318	0,04	0,00	0,00	89,98	92,03
319	0,04	0,00	0,00	89,98	92,03
320	0,04	0,00	0,00	89,98	92,03
321	0,04	0,00	0,00	89,98	92,03
322	0,04	0,02	0,00	90,00	92,03
323	0,04	0,00	0,00	90,00	92,03
324	0,04	0,00	0,01	90,00	92,04
325	0,04	0,00	0,00	90,00	92,04
326	0,04	0,01	0,00	90,01	92,04

Analyse modale pour une épaisseur de 20 cm

Mode	Période (sec)	Masse participante UX (%)	Masse participante UY (%)	Σ UX (%)	Σ UY (%)
1	1,18	0,85	0,86	0,85	0,86
2	0,91	0,05	0,00	0,90	0,86
3	0,86	1,33	1,41	2,23	2,27
4	0,84	0,93	1,31	3,16	3,58
5	0,80	0,04	1,70	3,19	5,27
6	0,76	0,01	0,20	3,20	5,47
7	0,74	0,03	0,00	3,22	5,47
8	0,70	0,06	0,17	3,29	5,64
9	0,63	5,01	10,03	8,30	15,68
10	0,62	0,22	0,06	8,52	15,74
11	0,60	7,25	18,97	15,77	34,71
12	0,59	9,61	0,00	25,37	34,71
13	0,58	4,64	0,01	30,02	34,73
14	0,55	12,47	3,08	42,49	37,81
15	0,50	0,00	0,11	42,49	37,91
16	0,49	0,69	0,94	43,18	38,85
17	0,48	0,02	0,26	43,19	39,11
18	0,48	0,22	0,02	43,41	39,13
19	0,47	2,10	6,37	45,51	45,50
20	0,44	0,12	0,47	45,63	45,97
21	0,42	0,25	0,04	45,88	46,01
22	0,40	1,06	0,34	46,94	46,35
23	0,40	0,05	0,19	46,99	46,54
24	0,38	1,14	1,45	48,13	47,99
25	0,38	1,47	2,05	49,60	50,04
26	0,37	0,01	0,00	49,60	50,04
27	0,36	0,18	0,07	49,78	50,12
28	0,36	4,56	7,27	54,34	57,39
29	0,36	0,50	1,21	54,83	58,60
30	0,35	1,90	1,50	56,74	60,10
31	0,34	0,02	0,04	56,76	60,14
32	0,33	1,21	0,91	57,97	61,05
33	0,32	0,03	0,00	58,00	61,05
34	0,32	1,57	0,30	59,57	61,35
35	0,31	2,96	1,22	62,53	62,57
36	0,30	2,61	0,51	65,14	63,09
37	0,30	0,25	0,14	65,39	63,23
38	0,30	0,06	0,04	65,45	63,27
39	0,30	0,18	0,02	65,62	63,29
40	0,30	0,17	0,75	65,80	64,04
41	0,29	0,11	0,00	65,91	64,04
42	0,29	0,29	0,29	66,20	64,34
43	0,28	0,05	0,37	66,25	64,71
44	0,28	0,04	0,06	66,28	64,76
45	0,28	0,37	0,81	66,65	65,57

46	0,27	4,16	0,16	70,81	65,73
47	0,27	0,73	0,15	71,54	65,88
48	0,26	0,03	0,07	71,56	65,95
49	0,26	0,00	3,85	71,57	69,80
50	0,26	0,42	0,12	71,99	69,92
51	0,25	0,01	0,02	71,99	69,94
52	0,25	0,13	0,08	72,12	70,01
53	0,25	0,00	0,00	72,12	70,02
54	0,24	0,00	0,00	72,12	70,02
55	0,24	0,00	0,06	72,12	70,07
56	0,24	0,00	0,03	72,12	70,10
57	0,24	0,00	0,19	72,12	70,29
58	0,24	0,02	0,01	72,14	70,30
59	0,24	0,00	0,00	72,14	70,30
60	0,23	0,01	0,10	72,15	70,40
61	0,23	0,04	0,08	72,20	70,48
62	0,23	0,00	0,03	72,20	70,51
63	0,23	0,09	0,95	72,29	71,46
64	0,22	0,34	0,00	72,64	71,46
65	0,22	0,02	0,11	72,65	71,57
66	0,22	0,00	0,12	72,66	71,69
67	0,22	0,19	0,01	72,85	71,70
68	0,22	0,06	0,00	72,90	71,70
69	0,22	0,02	0,06	72,92	71,76
70	0,21	0,04	0,00	72,96	71,77
71	0,21	0,00	0,04	72,97	71,81
72	0,21	0,00	0,00	72,97	71,81
73	0,21	0,02	0,01	72,98	71,82
74	0,21	0,03	0,05	73,01	71,87
75	0,21	0,13	0,09	73,14	71,96
76	0,21	0,00	0,07	73,14	72,03
77	0,21	0,00	0,14	73,14	72,17
78	0,2	0,17	0,01	73,32	72,18
79	0,20	0,05	0,25	73,37	72,43
80	0,20	0,00	0,00	73,37	72,43
81	0,20	0,04	0,23	73,41	72,66
82	0,20	0,38	0,06	73,78	72,72
83	0,20	0,01	0,03	73,79	72,74
84	0,20	0,02	0,00	73,81	72,75
85	0,20	0,00	0,01	73,81	72,75
86	0,19	0,01	0,07	73,82	72,83
87	0,19	0,03	0,47	73,85	73,30
88	0,19	1,28	0,55	75,12	73,85
89	0,19	0,00	0,12	75,12	73,96
90	0,19	0,10	0,06	75,23	74,02
91	0,19	0,01	0,07	75,24	74,09
92	0,18	0,05	0,06	75,28	74,15
93	0,18	0,03	0,10	75,31	74,25
94	0,18	0,51	0,38	75,82	74,63
95	0,18	0,00	0,02	75,82	74,65

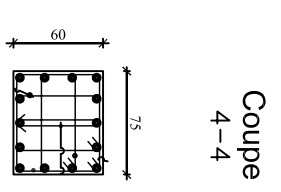
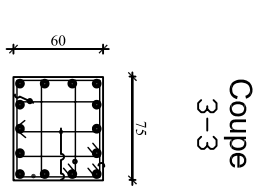
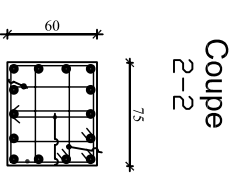
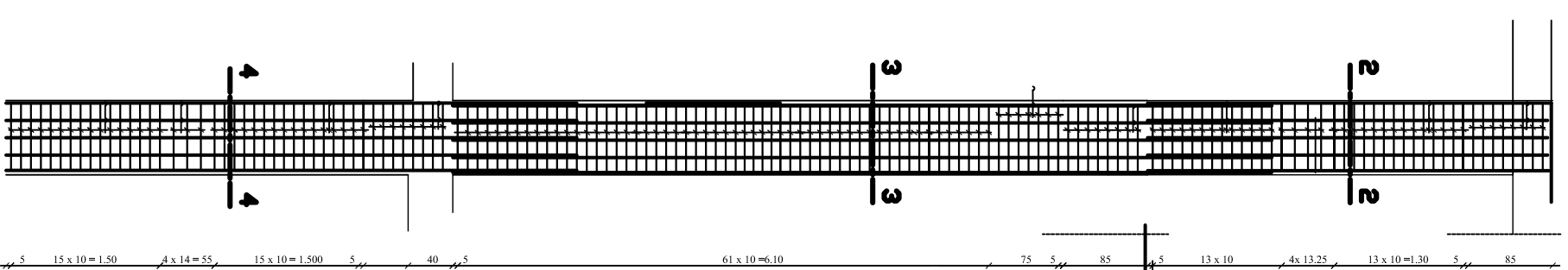
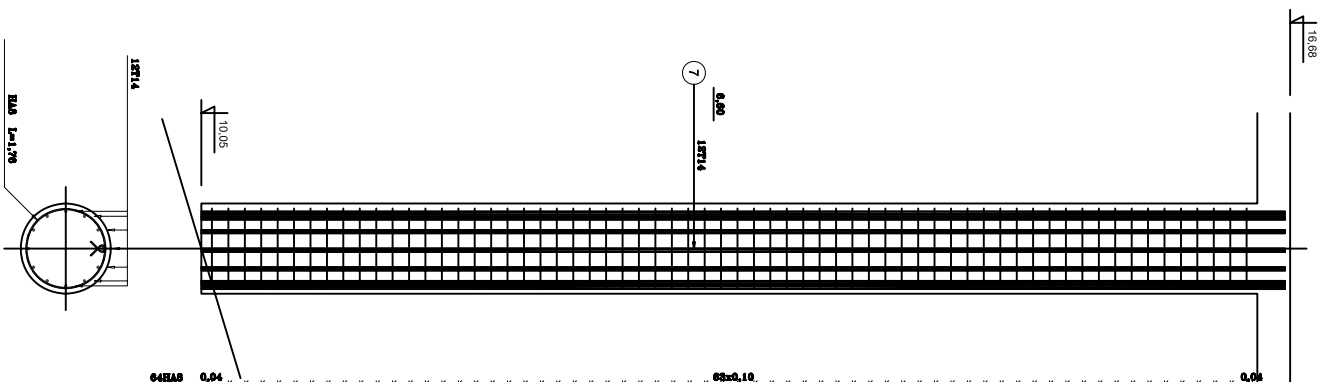
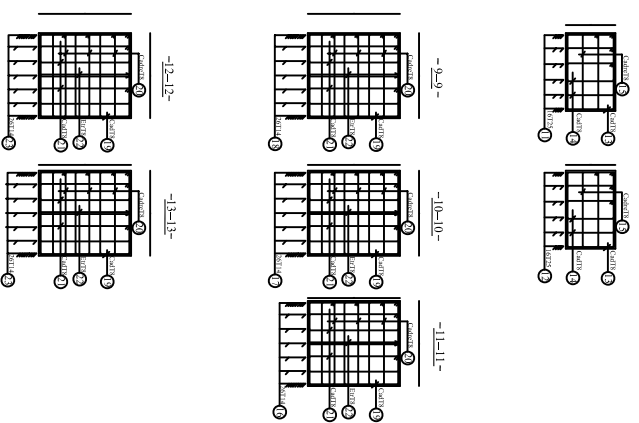
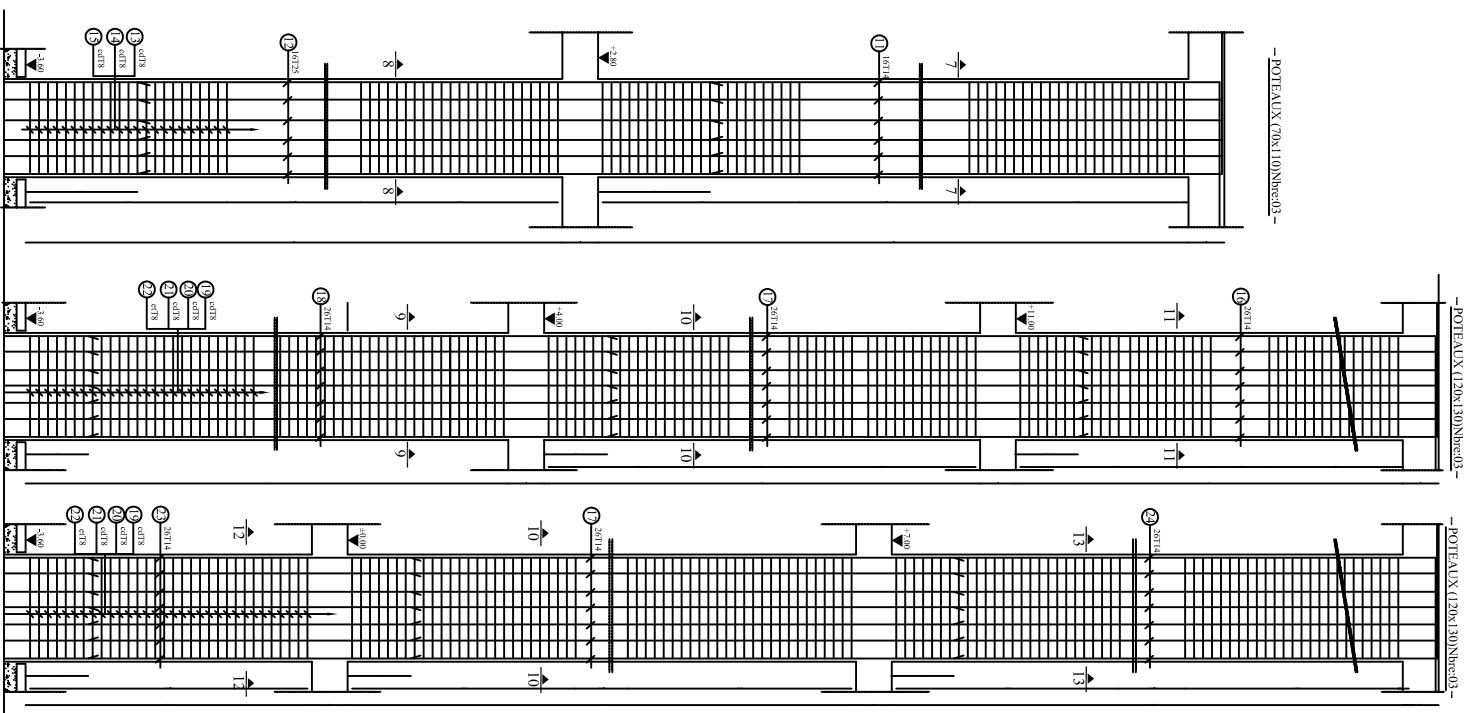
96	0,18	0,05	0,22	75,87	74,87
97	0,18	0,28	0,16	76,15	75,03
98	0,17	0,01	0,02	76,17	75,06
99	0,17	0,03	0,15	76,20	75,20
100	0,17	0,00	0,01	76,20	75,21
101	0,17	0,00	0,33	76,20	75,54
102	0,17	0,17	0,01	76,37	75,54
103	0,17	0,00	0,00	76,37	75,55
104	0,17	0,76	0,03	77,14	75,57
105	0,17	0,08	0,01	77,22	75,58
106	0,17	0,01	0,00	77,22	75,58
107	0,16	0,30	0,03	77,52	75,62
108	0,16	0,13	0,15	77,65	75,77
109	0,16	0,02	0,00	77,68	75,77
110	0,16	0,51	0,31	78,18	76,08
111	0,16	0,02	0,05	78,20	76,13
112	0,16	0,02	0,07	78,22	76,20
113	0,16	0,03	0,09	78,26	76,29
114	0,16	0,08	0,02	78,33	76,31
115	0,16	0,06	0,02	78,39	76,33
116	0,15	0,15	0,09	78,54	76,43
117	0,15	0,15	0,00	78,69	76,43
118	0,15	0,41	0,01	79,11	76,43
119	0,15	0,42	1,13	79,53	77,56
120	0,15	0,00	0,01	79,53	77,57
121	0,15	0,01	0,01	79,54	77,57
122	0,15	0,51	0,21	80,05	77,78
123	0,15	0,06	0,03	80,11	77,81
124	0,15	0,19	0,01	80,30	77,82
125	0,15	0,01	0,48	80,32	78,30
126	0,15	0,03	0,07	80,35	78,37
127	0,15	0,08	0,14	80,43	78,51
128	0,15	0,40	0,24	80,83	78,74
129	0,14	0,03	0,01	80,87	78,75
130	0,14	0,01	0,02	80,88	78,77
131	0,14	0,48	0,10	81,36	78,87
132	0,14	0,00	0,01	81,36	78,88
133	0,14	0,07	0,06	81,43	78,94
134	0,14	0,07	0,00	81,50	78,94
135	0,14	0,00	0,01	81,50	78,94
136	0,14	0,01	0,00	81,51	78,95
137	0,14	0,22	0,00	81,74	78,95
138	0,14	0,01	0,04	81,75	78,99
139	0,14	0,01	0,00	81,76	78,99
140	0,14	0,01	0,00	81,77	78,99
141	0,14	0,12	0,12	81,89	79,11
142	0,14	0,03	0,00	81,92	79,11
143	0,13	0,05	0,00	81,98	79,12
144	0,13	0,11	0,05	82,09	79,17
145	0,13	0,01	0,01	82,10	79,18

146	0,13	0,00	0,37	82,10	79,55
147	0,13	0,00	0,10	82,10	79,65
148	0,13	0,00	0,05	82,11	79,70
149	0,13	0,05	0,12	82,15	79,82
150	0,13	0,27	0,00	82,43	79,82
151	0,13	0,00	0,03	82,43	79,85
152	0,13	0,02	0,05	82,45	79,90
153	0,13	0,10	0,10	82,55	80,01
154	0,13	0,99	0,56	83,53	80,57
155	0,13	0,01	0,06	83,54	80,63
156	0,13	0,01	0,0	83,55	80,63
157	0,13	0,02	0,01	83,56	80,64
158	0,13	0,00	0,03	83,57	80,68
159	0,13	0,31	0,16	83,88	80,84
160	0,13	0,01	0,15	83,89	80,99
161	0,13	1,55	0,04	85,44	81,02
162	0,13	0,01	0,00	85,45	81,03
163	0,12	0,00	0,13	85,45	81,16
164	0,12	0,06	0,38	85,51	81,54
165	0,12	0,91	0,09	86,42	81,64
166	0,12	0,01	0,02	86,43	81,66
167	0,12	0,05	2,12	86,47	83,78
168	0,12	0,33	0,34	86,81	84,12
169	0,12	0,15	0,00	86,96	84,12
170	0,12	0,03	0,03	86,99	84,15
171	0,12	0,07	0,00	87,06	84,15
172	0,12	0,00	0,54	87,06	84,69
173	0,12	0,01	0,08	87,08	84,77
174	0,12	0,02	1,03	87,09	85,80
175	0,12	0,05	0,33	87,14	86,13
176	0,12	0,02	0,44	87,15	86,57
177	0,12	0,04	0,07	87,20	86,64
178	0,12	0,00	0,01	87,20	86,65
179	0,12	0,00	0,00	87,20	86,65
180	0,11	0,11	0,24	87,32	86,89
181	0,11	0,38	0,27	87,69	87,16
182	0,11	0,02	0,13	87,72	87,29
183	0,11	0,48	1,31	88,19	88,60
184	0,11	0,12	0,02	88,31	88,62
185	0,11	0,01	0,36	88,32	88,98
186	0,11	0,00	0,03	88,32	89,01
187	0,11	0,00	0,02	88,33	89,04
188	0,11	0,00	0,00	88,33	89,04
189	0,11	0,01	0,01	88,34	89,04
190	0,11	0,00	0,08	88,34	89,12
191	0,11	0,05	0,01	88,39	89,14
192	0,11	0,09	0,04	88,48	89,17
193	0,10	0,08	0,15	88,56	89,32
194	0,10	0,00	0,01	88,56	89,32
195	0,10	0,09	0,29	88,65	89,61

196	0,10	0,35	0,01	89,01	89,62
197	0,10	0,01	0,00	89,02	89,62
198	0,10	0,06	0,20	89,08	89,82
199	0,10	0,00	0,11	89,08	89,93
200	0,10	0,03	0,09	89,11	90,02
201	0,10	0,05	0,22	89,16	90,24
202	0,10	0,01	0,13	89,16	90,36
203	0,10	0,03	0,01	89,19	90,37
204	0,10	0,07	0,07	89,26	90,44
205	0,09	0,00	0,03	89,26	90,47
206	0,09	0,06	0,01	89,32	90,48
207	0,09	0,14	0,08	89,45	90,56
208	0,09	0,01	0,03	89,47	90,59
209	0,09	0,02	0,00	89,48	90,59
210	0,09	0,01	0,07	89,50	90,66
211	0,09	0,01	0,00	89,51	90,67
212	0,09	0,06	0,07	89,57	90,73
213	0,09	0,06	0,01	89,63	90,74
214	0,09	0,01	0,03	89,64	90,77
215	0,09	0,01	0,02	89,65	90,78
216	0,08	0,00	0,00	89,65	90,79
217	0,08	0,01	0,03	89,66	90,82
218	0,08	0,03	0,00	89,69	90,82
219	0,08	0,00	0,00	89,69	90,82
220	0,08	0,00	0,00	89,69	90,82
221	0,08	0,01	0,04	89,70	90,86
222	0,08	0,01	0,01	89,71	90,87
223	0,08	0,01	0,00	89,71	90,87
224	0,08	0,00	0,01	89,71	90,87
225	0,08	0,03	0,01	89,75	90,88
226	0,08	0,00	0,02	89,75	90,91
227	0,07	0,03	0,00	89,77	90,91
228	0,07	0,01	0,00	89,78	90,91
229	0,07	0,01	0,00	89,79	90,91
230	0,07	0,03	0,01	89,81	90,92
231	0,07	0,01	0,01	89,82	90,93
232	0,07	0,01	0,00	89,83	90,93
233	0,07	0,00	0,00	89,83	90,94
234	0,07	0,02	0,00	89,85	90,94
235	0,07	0,02	0,00	89,86	90,94
236	0,07	0,04	0,04	89,90	90,98
237	0,07	0,00	0,00	89,90	90,98
238	0,06	0,00	0,01	89,90	90,99
239	0,06	0,00	0,01	89,90	90,99
240	0,06	0,01	0,00	89,92	91,00
241	0,06	0,00	0,00	89,92	91,00
242	0,06	0,00	0,00	89,92	91,00
243	0,06	0,00	0,08	89,92	91,08
244	0,06	0,03	0,00	89,96	91,08
245	0,06	0,00	0,00	89,96	91,08

246	0,06	0,01	0,00	89,97	91,08
247	0,06	0,00	0,00	89,97	91,09
248	0,05	0,12	0,01	90,09	91,10

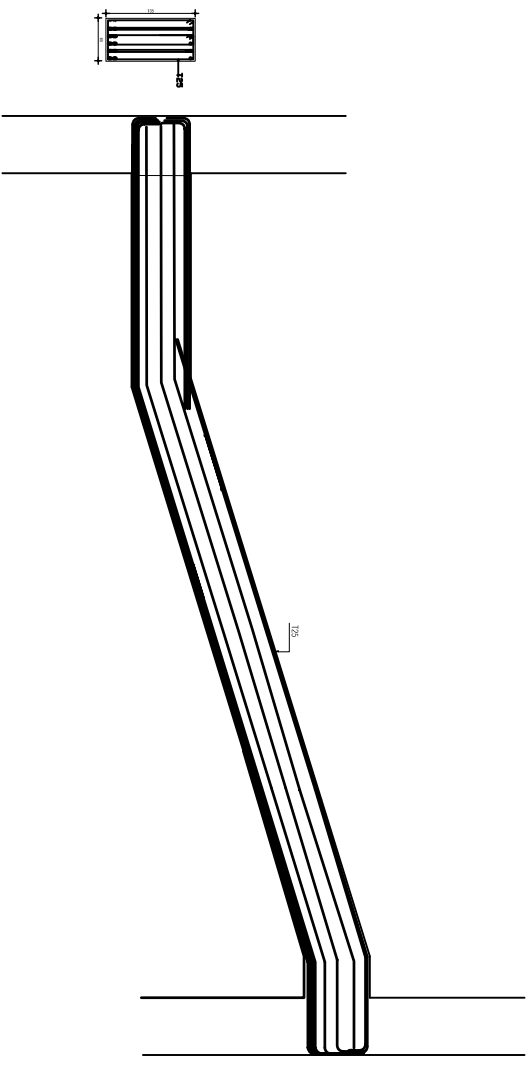
ANNEXE C



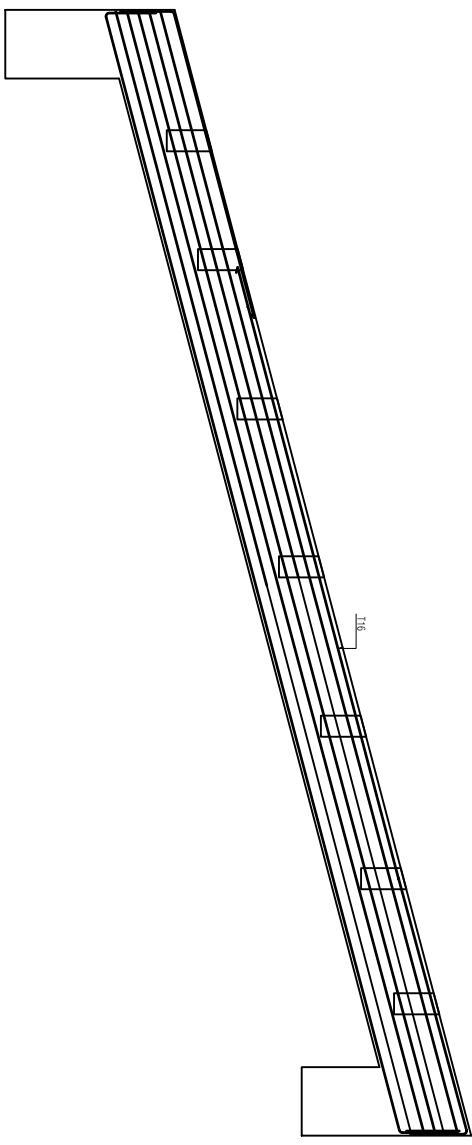
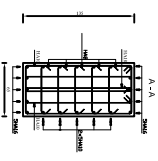
ferrailage des poteaux centraux

poteau de hall

PLAN DE FERRAILAGE DES POTEAUX

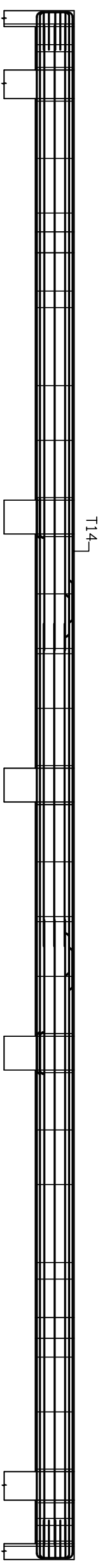


Poutre principale d'un plancher courant



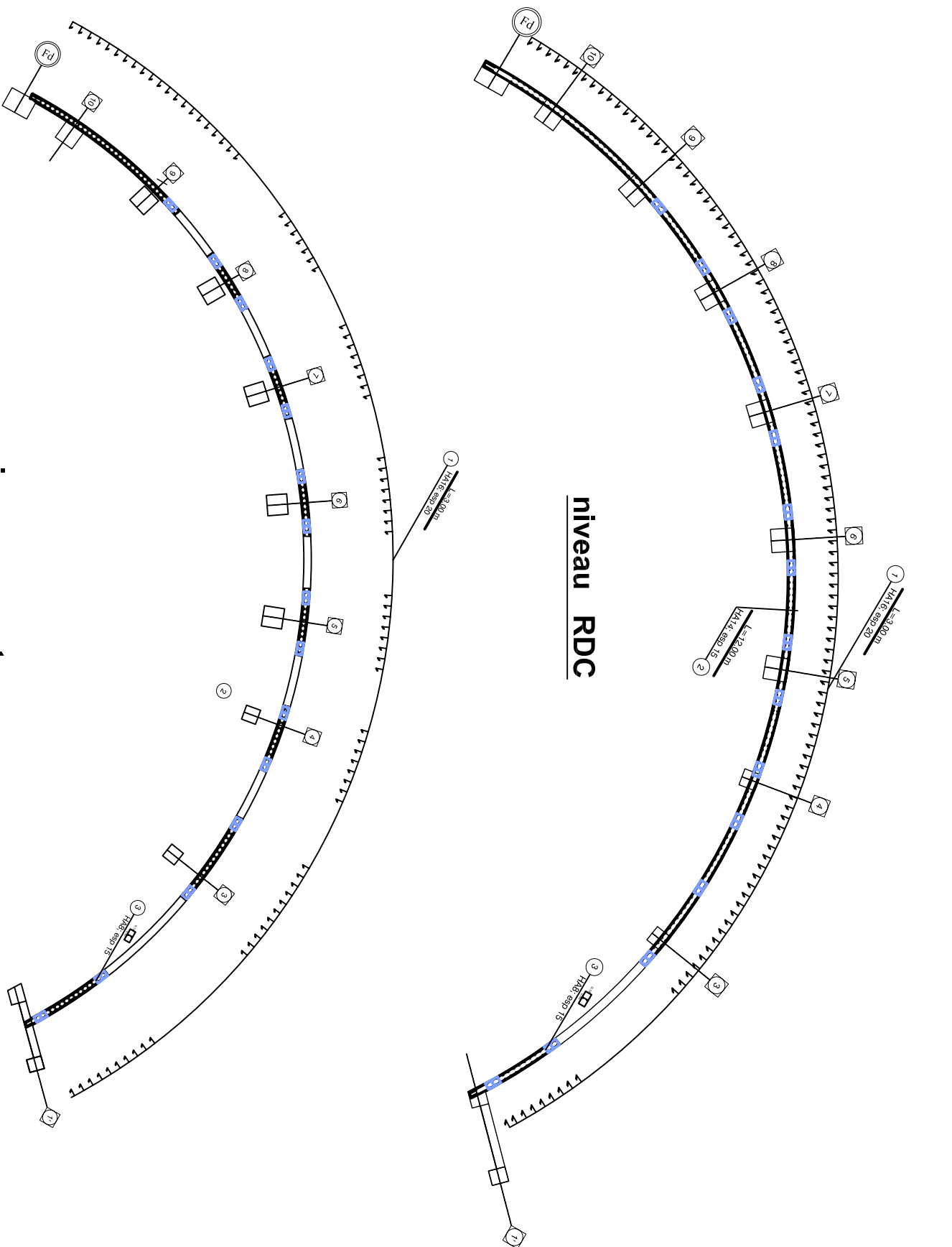
Poutre principale du plancher terrasse

Chainage axe 7-18

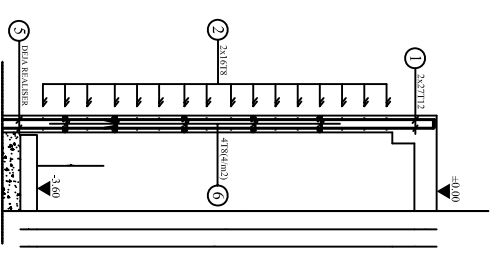
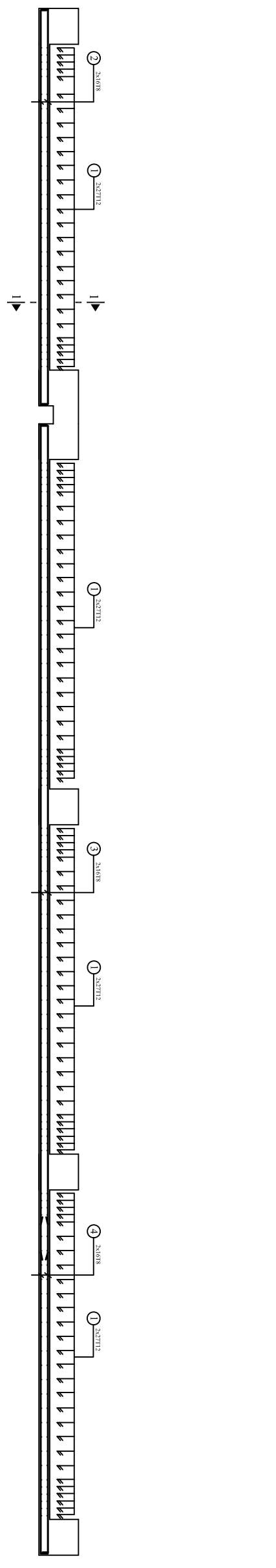
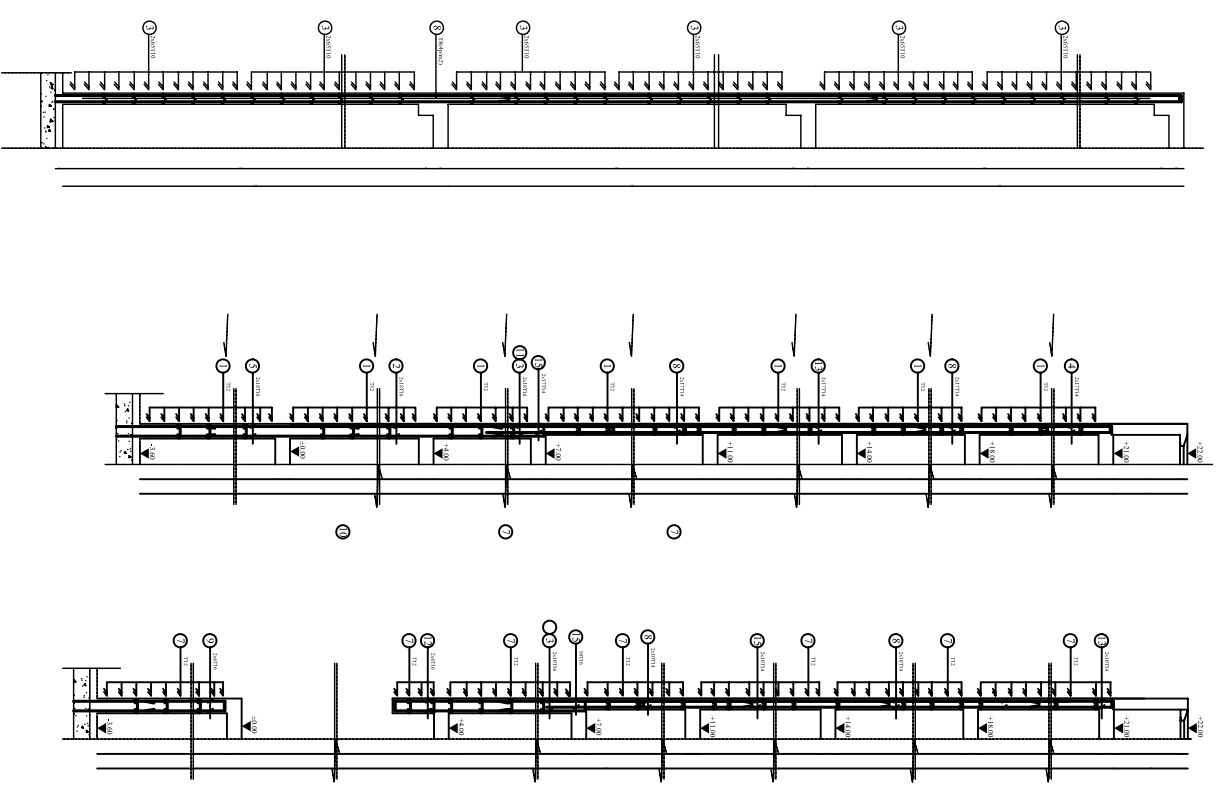


POUTRES SECONDAIRES

Plan de ferrailage des poutres



niveau courant



PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES

Références bibliographiques

- [1] RPA 99 Révisées 2003.C.G.S
- [2] CBA 93.C.G.S
- [3] Pratique du BAEL 91, par Jean Perchat
- [4] Thèse ‘ Calcul d’un bâtiment en R+5 à usage d’habitation et commercial ‘, préparée par Hamidane Hmida, ENP 2006.
- [5] Formulaire du béton armé, volume 1, ‘ Eléments de calcul’, par Victor Davidovici
- [6] Thèse ‘Etude d’un bâtiment en R + 9 + S.S’ préparée par Abdallah Daoudi, université de Blida
- [7] Cours de béton armé 4^{ème} année donné par Monsieur Boutemour
- [8] Thèse ‘ Etude d’une structure auto stable en R + 5 + 2 S.S à usage d’habitation et commercial’ préparée par Mekkaoui Messaoud, centre universitaire de Médéa
- [9] Thèse ‘conception et Etude d’un bâtiment a usage multiple R + 5 a Alger ’ préparée par M^r Kriby Kamel, centre universitaire Yahia Fares de Médéa

Logiciels

Robot Bat version 17.0

RDM 4.0

AutoCAD version 2006

Applications SOCOTEC