

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Projet de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème :

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation

(R+4)



■ Elaboré par : Maireche Walid
Renane Mouad

■ Encadré par : Mme N. Baouche

Promotion juin 2009

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة عمارة من الخرسانة المسلحة ذات أربعة طوابق, زائد طابق أرضي للمساكن والمتاجر, تمت بنائها في ولاية تيبازة المصنفة ذات نشاط زلزالي قوي, مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة و عارضات +جدران) مسلحة.
تم التصميم وفقا لقوانين و معايير البناء المطبقة في الجزائر (BAEL91 , CBA93 , RPA99version2003). الدراسة الميكانيكية تمت بواسطة برنامج ETABS V9.5

كلمات مفاتيح

الخرسانة المسلحة, نظام تدعيم مختلط, نموذج, الدراسة الميكانيكية

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure de bâtiment en béton armé de R+4 à usage d'habitations et commerces, implantée à Tipaza qui est classée comme une zone à forte sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91). L'étude dynamique a été faite sur le logiciel ETABS V9.5.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, modélisation, étude dynamique.

Abstract

The goal of this work is the study of a structure of building of concrete reinforced with R+4 used for dwelling and trade, established in Tipaza which is classified like a zone with strong seismicity. The resistance of the building is ensured by a mixed system of wind-bracing (gantries + veils).

The design was made according to payments' of construction in force (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91). The dynamic study was made on software ETABS V9.5.

Key words

Reinforced concrete, mixed brace system, modeling, dynamic analysis.

REMERCIEMENTS

On tient à remercier notre promotrice

Mme N.Baouche

Nos sincères remerciements à tous les personnels du CTC de Ain-Defla et plus spécialement Monsieur Mahmoudi Yahia.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure Polytechnique qui ont contribué à notre formation.

Sans oublier les ingénieurs de l'entreprise BATISSIM qui nous ont beaucoup aidé et plus spécialement Monsieur Gherouffela Mounir.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	01
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	
1. INTRODUCTION.....	02
2. PRESENTATION DU BATIMENT.....	02
2.1. Dimensions de l'ouvrage en plan.....	02
2.2. Dimensions de l'ouvrage en élévation.....	02
2.3. Système structural.....	04
2.4. Planchers.....	04
2.4.1. Planchers à corps creux	04
2.5. Maçonnerie.....	05
2.6. Revêtement.....	05
2.7. Acrotères.....	06
2.8. Escaliers.....	06
3. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX.....	06
3.1. Béton.....	06
3.2. Armatures.....	06
3.3. Sol.....	06
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT	
1. INTRODUCTION.....	07
2. PREDIMENSIONNEMENT DU PLANCHER.....	07
2.1. Condition de résistance au feu.....	07
2.2. Isolation phonique.....	07
2.3. Résistance à la flexion.....	07
2.4. Condition de déformation.....	07
3. EVALUATION DES CHARGES ET DE SURCHARGES.....	08
3.1. Plancher étage courant.....	08
3.2. Plancher terrasse inaccessible.....	08
3.3. Cloison double.....	08
3.4. Surcharges d'exploitation.....	09
4. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	09
5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	10
5.1. Descente de charges.....	10
6. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES.....	12
CHAPITRE III : ELEMENTS NON STRUCTURAUX	
1. INTRODUCTION.....	13
2. CALCUL DE L'ACROTERE.....	13
2.1. Evaluations des sollicitations.....	13
2.2. Calcul du ferrailage.....	14
2.3. Vérification au cisaillement.....	14

2.4. Composante horizontale de la force sismique.....	15
3. CALCUL DES ESCALIERS	
3.1. Escaliers courants.....	16
3.1.1. Géométrie	16
3.1.1.1. Hauteur et largeur des marches.....	16
3.1.1.2. Paillasse.....	17
3.1.2. Evaluation des charges.....	17
3.1.2.1. Paillasse	17
3.1.2.2. Palier.....	18
3.1.3. Modélisation.....	18
3.1.4. Combinaison de charges.....	18
3.1.5. Sollicitations de calcul.....	18
3.1.6. Calcul du ferrailage.....	19
3.1.7. Vérification au cisaillement.....	19
3.2. Escalier du rez-de-chaussée.....	20
3.2.1. Modélisation.....	20
3.2.2. Sollicitations de calcul.....	20
3.2.3. Calcul du ferrailage.....	21
4. PLANCHER A CORPS CREUX.....	21
4.1. Calcul des poutrelles.....	22
4.1.1. Avant coulage.....	22
4.1.2. Après coulage.....	23
4.2. Calcul de la table de compression.....	27

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

1. INTRODUCTION.....	28
2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE.....	28
3. STRATEGIE ADOPTEE.....	28
4. MODELISATION.....	28
4.1. La disposition des voiles.....	29
4.2. Action sismique.....	30
4.2.1. Méthode statique équivalente.....	30
4.2.2. Méthode de l'analyse modale spectrale.....	31
4.2.2.1. Modes à considérer.....	31
4.2.2.2. Combinaisons de modes.....	31
4.2.2.3. Spectre de réponse de calcul.....	32
4.2.2.4. Spectre de réponse de calcul.....	34
4.2.2.5. Spectre de réponse de calcul.....	35
4.2.2.6. Vérification de la force sismique résultante.....	36
4.2.2.7. Participation massique.....	36
4.2.2.8. Déformation de la structure.....	37

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. INTRODUCTION.....	39
1.1. Etat limite ultime.....	39
1.2. Etat limite ultime.....	39
1.3. Etat limite accidentelle.....	39
2. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	40
2.1. Recommandation du RPA 99 version 2003.....	40
2.1.1. Les armatures longitudinales	40
2.1.2. Les armatures transversales	40
2.2. Calcul du ferrailage.....	41
2.3. Vérification à l'E L S.....	42
2.3.1. Etat limite d'ouvertures des fissures	42
2.3.2. Vérification des contraintes	42
2.4. Résultats de calculs.....	43
2.4.1. Armatures longitudinales.....	43
2.4.2. Armatures transversales.....	44
2.5. Vérification.....	44
3. FERRAILLAGE DES POUTRES.....	45
3.1. Recommandation du RPA version 2003.....	45
3.1.1. Armatures longitudinales.....	45
3.1.2. Armatures transversales.....	46
3.2. Etape de calcul des armatures longitudinales	46
3.3. Vérification à l'ELS	47
3.3.1. Etat limite de compression du béton.....	47
3.3.2. Etat limite d'ouverture des fissures.....	47
3.3.3. Vérification de la contrainte tangentielle.....	47
3.4. Résultats de calculs.....	47
3.4.1. Armatures longitudinales.....	47
3.4.2. Armatures transversales.....	47
4. FERRAILLAGE DES VOILES.....	49
4.1. Armatures verticales.....	49
4.2. Armatures horizontales.....	50
4.3. Espacement des barres dans les voiles selon le RPA.....	50
4.4. Dispositions additionnelles.....	50
4.5. Résultat du ferrailage.....	50
4.6. Vérification au cisaillement.....	50

CHAPITRE VI : FONDATIONS

1. INTRODUCTION.....	53
1.1. Fonctions assurées par les fondations.....	53
1.2. Classification des fondations.....	53

2. CALCUL DES FONDATIONS.....	53
2.1.Semelles isolées.....	53
2.2.Semelles filantes.....	55
a. Disposition des semelles filantes.....	56
b. Sollicitations de calcul.....	57
c. Modélisation et calcul du ferrailage.....	57
d. Vérification au renversement.....	58
CONCLUSION GENERALE.....	60

BIBLIOGRAGHIE

ANNEXE A : ETABS.....	61
-----------------------	----

ANNEXE B : FICHIER RESULTAT D'ANALYSE DYNAMIQUE	64
---	----

Liste des tableaux

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

Tableau 2.1 Charge permanente à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	08
Tableau 2.2 Charge permanente au niveau courant due aux plancher à corps creux.....	08
Tableau 2.3 Charge permanente due aux murs.....	09
Tableau 2.4 Surcharges d'exploitations	09
Tableau 2.5 Règle de dégression adoptée	11
Tableau 2.6 Efforts normaux résultants de la descente de charges	11

CHAPITRE III : ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau 3.1 Actions et sollicitations agissants sur l'acrotère.....	14
Tableau 3.2 Résultat du calcul du ferrailage de l'acrotère.....	14
Tableau 3.3 Combinaison des actions sur l'escalier.....	18
Tableau 3.4 Sollicitations de calcul.....	19
Tableau 3.5 Résultats du calcul de ferrailage des escaliers courants.....	19
Tableau 3.6 Sollicitations de calcul de l'escalier du rez-de-chaussée.....	20
Tableau 3.7 Résultat du calcul de ferrailage de l'escalier du rez-de-chaussée.....	21
Tableau 3.8 Charges permanentes de calcul des poutrelles avant coulage.....	22
Tableau 3.9 Sollicitations de calcul des poutrelles avant coulage.....	23
Tableau 3.10 Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage.....	26
Tableau 3.11 Ferrailage des poutrelles.....	26

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau 4.1 Valeurs du spectre de réponse de calcul.....	33
Tableau 4.2 Vérification de la force sismique résultante.....	36
Tableau 4.3 Proportion de participation modale des masses.....	37

CHAPITRE V : FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau 5.1 Coefficients de sécurité des matériaux.....	39
Tableau 5.2 Ferrailage des poteaux.....	44
Tableau 5.3 Ferrailage transversal des poteaux.....	44
Tableau 5.4 Ferrailage longitudinal des poutres.....	46
Tableau 5.5 Vérification au cisaillement des poutres.....	47
Tableau 5.6 Ferrailage transversal des poutres.....	49
Tableau 5.7 Vérification des voiles au cisaillement.....	51
Tableau 5.8 Ferrailage des voiles	52

CHAPITRE VI : FONDATIONS

Tableau 6.1 Efforts et sections des semelles isolées.....	55
Tableau 6.2 Sollicitations des semelles filantes.....	57
Tableau 6.3 Efforts agissant sur les semelles filantes.....	57

Tableau 6.4 Charges de calcul des semelles filantes.....	58
Tableau 6.5 Ferrailage des semelles filantes.....	58
Tableau 6.6 Vérification des semelles au renversement.....	59

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure 1.1 Vue en élévation du bâtiment.....	3
Figure 1.2 Plan de l'étage courant.....	3
Figure 1.3 Vue en 3D du bâtiment.....	4
Figure. 1.4 Plancher à corps creux.....	5
Figure. 1.5 Brique creuse.....	5
Figure. 1.6 Acrotère.....	6

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

Figure 2.1 Surface du plancher revenant au poteau.....	10
--	----

CHAPITRE III : ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Figure 3.1 Détails et modélisation de l'acrotère.....	13
Figure 3-2 Dimension de la section pour le calcul du ferrailage.....	14
Figure 3.3 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	15
Figure 3.4 Escalier a deux volées.....	16
Figure 3.5 Dimensions des escaliers.....	17
Figure 3.6 Modèle de calcul de l'escalier courant.....	18
Figure 3-7 Schéma de ferrailage des escaliers courants.....	20
Figure 3-8 Modèle de calcul des escaliers du rez-de-chaussée.....	20
Figure 3.9 Ferrailage de l'escalier du rez-de-chaussée.....	21
Figure 3.10 Modèle de calcul des poutrelles avant coulage.....	22
Figure 3.11 Schéma de ferrailage des poutrelles.....	27

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure 4.1 Modèle en 3D (sans voiles).....	29
Figure 4.2 Disposition des voiles.....	30
Figure 4.3 Spectre de réponse du calcul.....	34
Figure 4.4 Direction d'introduction d'excitation de l'action spectrale.....	35

CHAPITRE V : FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure 5.1 Schéma de Ferrailage des poteaux.....	44
Figure 5.2 Schéma de ferrailage des poutres.....	49

CHAPITRE VI : FONDATIONS

Figure 6.1 Semelle isolée.....	54
Figure 6.2 Disposition des poteaux.....	55
Figure 6.3 Disposition des semelles filantes.....	56
Figure 6.4 Modèle de calcul des semelles filantes.....	58

Introduction générale

Les secousses sismiques sont sûrement l'une des plus dangereuses des catastrophes naturelles. En Algérie, depuis le séisme de BOUMERDES en 2003, le règlement parasismique algérien a été modifié vu le regain d'intérêt pour les constructions parasismiques

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+4 a usage d'habitation et de commerce dans une zone a for une zone de forte sismicité

Le rapport est constitué de six chapitres :

- Le premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles), et non structuraux (comme les planchers).
- Le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers et les planchers)
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS
- L'étude des fondations suivie d'une conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation du projet

1. INTRODUCTION

Ce travail consiste en l'étude d'un bâtiment R+4 a usage d'habitation et de commerce, il comporte trois grandes partie :

- le prédimensionnement et le calcul des éléments secondaires ;
- l'étude dynamique du bâtiment ;
- le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles, fondations).

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 et CBA93 ;
- RPA99 version 2003.

2. PRESENTATION DU BATIMENT

Il s'agit d'un bâtiment a usage d'habitation avec commerces au rez-de-chaussée implanté a sera implanté a Bousmail wilaya de Tipaza, région classée zone III selon le RPA99 version 2003. Le bâtiment comporte 5 niveaux. Le premier est réservé aux commerces quand au quatre niveaux courants ils sont exclusivement à usage d'habitation.

D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2).

2.1. Dimensions de l'ouvrage en plan

Les dimensions du bâtiment en question sont :

Sens longitudinal $L = 19,50\text{m}$
Sens transversal $l = 11,01\text{m}$

2.2. Dimensions de l'ouvrage en élévation

Les différentes hauteurs sont :

Hauteur rez-de-chaussée	$h_R = 4,08\text{m}$
Hauteur niveau courant	$h_C = 3,06\text{m}$
Hauteur totale du bâtiment	$H = 16,32\text{m}$

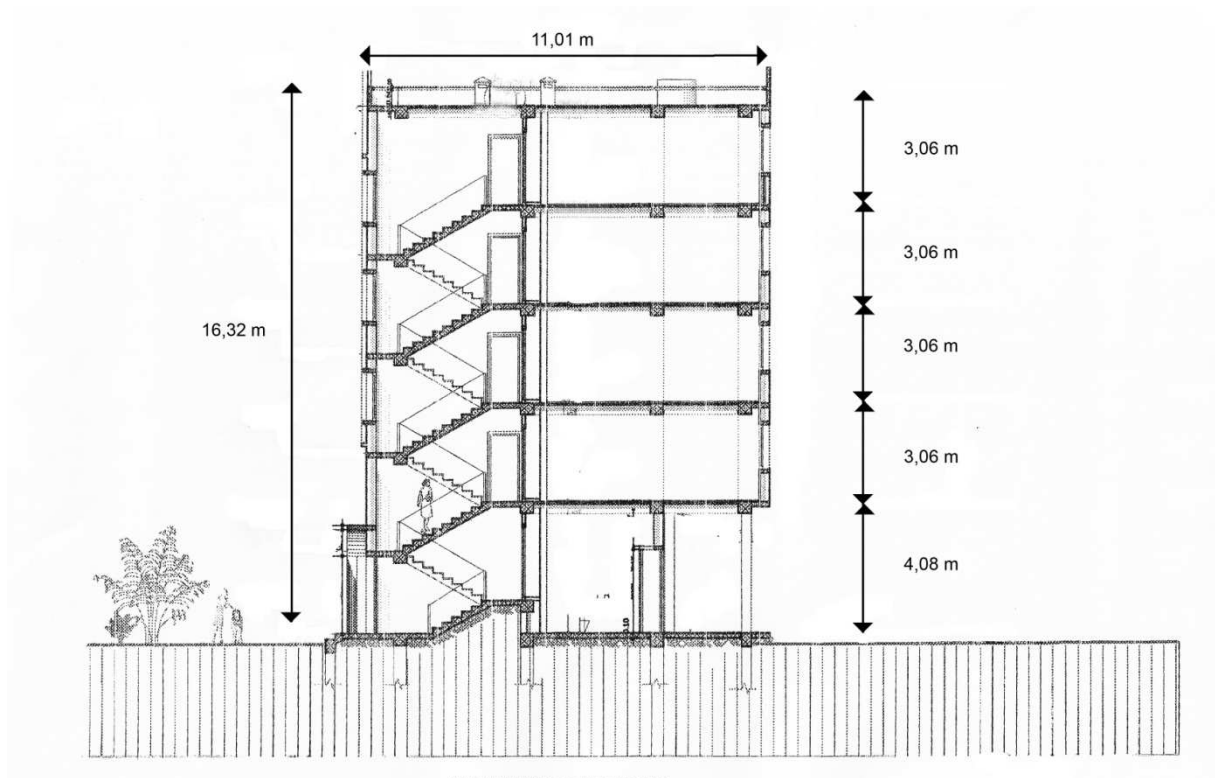


Figure 1.1 Vue en élévation du bâtiment

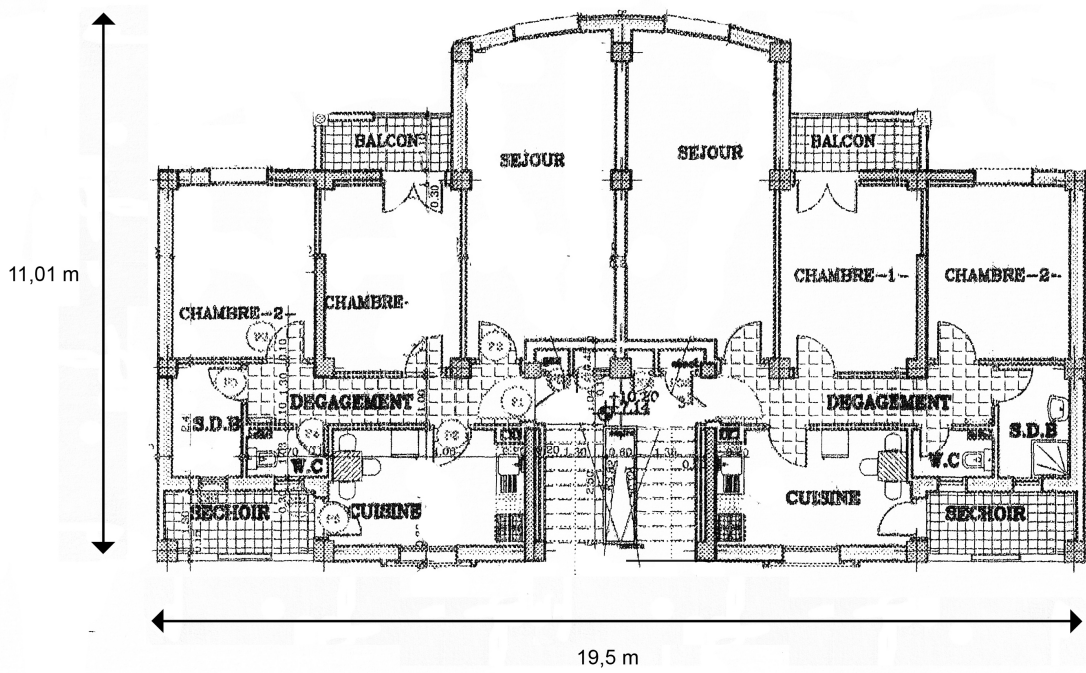


Figure 1.2 Plan de l'étage courant



Figure 1.3 Vue en 3D du bâtiment

2.3. Système structural

La stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales sous l'effet du séisme assurée par des voiles et des portiques autrement dit, un contreventement mixte

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et les portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

2.4. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Pour ce bâtiment le choix du maître de l'ouvrage s'est porté sur les planchers à corps creux.

2.1.1. Planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 60cm, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (5 cm) en béton armé.

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

- facilité de réalisation ;
- lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- diminution du poids total de la structure et par conséquent l'effort tranchant a la base du a séismes.



Figure 1.4 Plancher à corps creux

2.2. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

- **Murs extérieurs** : Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur
- **Murs intérieurs** : cloison de séparation de 10 cm



Figure 1.5 Brique creuse

2.3. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau ;
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds ;
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

2.4. Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur. La trappe d'accès à la terrasse est entourée d'un acrotère de 40cm d'hauteur et 10cm d'épaisseur .



Figure 1.6 Acrotère

2.5. Escaliers

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers droits avec deux volées et paliers inter étage.

3. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé du CBA93.

3.1. Béton

Le ciment utilisé sera de classe CPA325, le dosage est de 350Kg/m^3
La résistance caractéristique du béton à la compression à 28jours sera 22 MPa

3.2. Armatures

Les aciers utilisés sont les suivants

- Aciers haute adhérence FeE400 pour les armatures des semelles, des escaliers, des voiles, des armatures longitudinales des poteaux et des poutres ;
- Aciers ronds lisses FeE240 pour les armatures transversales des longrines et des poutres ;
- Treillis soudés $\Phi 5\text{mm}$, 150X150 pour les dallages et dalles de compression.

3.3. Sol

Le taux de travail retenu a été déterminé en prenant en considération les études faites aux alentours du bâtiment en question.

Ce qui donne $\delta_{\text{sol}} = 0,2\text{Mpa}$

Chapitre II :
Prédimensionnement

1. INTRODUCTION

Le prédimensionnement 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 prédimensionnement du sommet vers la base :

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

2. PREDIMENSIONNEMENT DU PLANCHER

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharge 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.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des Vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions suivantes :

2.1. Condition de résistance au feu

- $e=7$ cm pour une heure de coupe feu ;
- $e=11$ cm pour deux heures de coupe feu ;
- $e=17,5$ cm pour quatre heures de coupe feu.

2.2. Isolation phonique

Selon les règles CBA93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

2.3. Résistance à la flexion

Pour des dalles reposant sur quatre appuis:

$$\frac{L}{50} \leq h \leq \frac{L}{40}$$

L : la plus grande portée, ici $L=400$ cm

$$8 \text{ cm} \leq h \leq 10 \text{ cm}$$

2.4. Condition de déformation

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$$

L=400cm on obtient

$$16\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Le plancher à corps creux sera constitué d'hourdis d'épaisseur 16cm et d'une dalle de compression de 5cm

3. Evaluation des charges et surcharges

3.1. Plancher étage courant

Les différentes couches et leurs poids sont donnés dans le tableau suivant

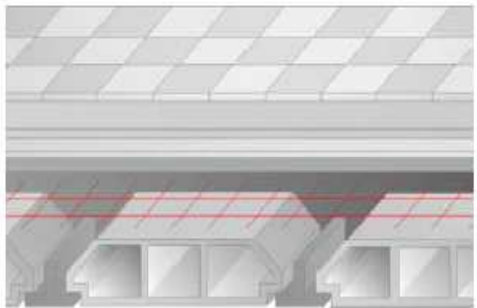
Couche	G [kN/m ²]	
Carrelage	0,50	
Mortier de pose	0,40	
Lit de sable	0,36	
Cloison repartie	1.00	
Plancher	2,85	
Enduit ciment sous plafond	0,54	
Charge permanente	5,65	

Tableau 2.1 Charge permanente à la terrasse due aux plancher à corps creux

3.2. Plancher terrasse inaccessible

Les couches du plancher terrasse et leurs poids sont donnés dans le tableau suivant

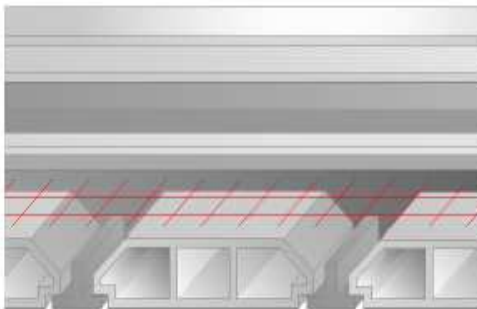
Couche	G [kN/m ²]	
Protection lourde en gravillon	0,90	
Étanchéité Multicouches	0,12	
Liège	0,16	
Forme de pente	2,64	
Plancher	2,85	
Enduit ciment sous plafond	0,54	
Charge permanente	7,21	

Tableau 2.2 Charge permanente au niveau courant due aux plancher à corps creux

3.3. Cloison double

Les charges permanentes dues aux murs sont donnés dans le tableau suivant


Couche	G [kN/m ²]	
Enduit de plâtre	0,73	
Enduit de ciment	0,73	
Briques creuses	2 X 2,44	
Enduit de ciment	0,73	
Charge permanente	7,07	

Tableau 2.3 Charge permanente due aux murs

3.4. Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le tableau suivant

Zone	Q [kN/m ²]
Niveau courant	1,5
Terrasse	1.00
Balcon	3,5
Escalier	2,5
Locaux commerciaux	2,5
Galerie	1,5

Tableau 2.4 Surcharges d'exploitations

4. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments internes qui ne sont pas exposés aux intempéries, ces dernières sont sollicitées par des moments fléchissant qui détermineront les armatures longitudinales et des efforts tranchants qui détermineront les armatures transversales, l'effort normal étant négligé.

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{\text{Portée}}{15} \leq h \leq \frac{\text{portée}}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Par ailleurs, selon le RPA99version 2003 elles doivent respecter les dimensions suivantes:

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$b_{\text{max}} \leq 1,5h + b_1$$

On obtient les dimensions suivantes :

Sens	Section (cm x cm)
Poutres principales	30 x 40
Poutre secondaires	30 x 40
	30 x 45

5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont prédimensionnés sous charges verticales uniquement, soit N_U l'effort normal ultime appliqué au poteau le plus sollicité.

L'effort normal maximal obtenu par la descente de charges doit vérifier l'inégalité suivante

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{Br \times F_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

N_U Effort normal maximal a l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale

Br Section réduite du poteau calculée a partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2cm

$\gamma_s=1,15$ coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_b=1,5$ coefficient de sécurité du béton

F_{c28} et F_e résistance caractéristiques du béton et de l'acier

A_s section d'armatures dans le poteau prise a 0,1% de la section réelle du poteau

α coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\text{Avec } \lambda = \frac{L \text{ flambement}}{i} = \frac{L \text{ flambement} \sqrt{12}}{b}$$

5.1. Descente de charges

La descente de charge consiste à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les éléments porteurs verticaux depuis la terrasse jusqu'aux fondations.

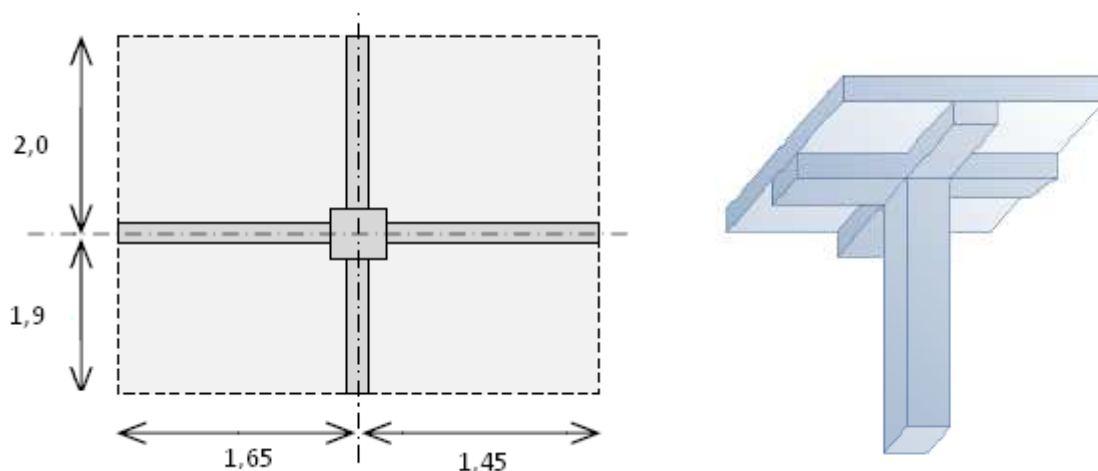


Figure 2.1 Surface du plancher revenant au poteau

Pour une section du poteau (40x40) et en connaissant la surface du plancher reprise par le poteau intermédiaire voisin de la rive (le plus chargé) on va calculer les charges permanentes reprises par ce poteau ainsi que les surcharges d'exploitation en utilisant la règle de dégression donnée par le tableau suivant :

Niveau	Dégression	Q cumulée KN/m ²
Sous la terrasse	Q ₀	1
Sous le 4eme etage	Q ₀ +Q ₁	2,5
Sous le 3eme etage	Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
Sous le 2eme etage	Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
Sous le 1 ^{er} etage	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,1
Sous le rdc	Q ₀ +0,80(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7,8

Tableau 2.5 Règle de dégression adoptée

Les résultats de la descente de charge sont donnés par le tableau suivant :

Niveau	Eléments	G (kN)	N _g (kN)	Q (kN)	Nu(kN)	1,1 Nu(kN)
Sous la terrasse	Poutres	19,35	93,03		144,26	158,68
	Poteaux	-				
	planchers	73,68		12,45		
Sous le 4eme étage	Poutres	19,35	181,85		292,17	321,38
	Poteaux	12,24				
	Planchers	57,23		31,12		
Sous le 3eme étage	Poutres	19,35	270,67		437,30	481,03
	Poteaux	12,24				
	Planchers	57,23		47,93		
Sous le deuxième Etage	Poutres	19,35	359,49		579,61	637,57
	Poteaux	12,24				
	Planchers	57,23		62,87		
Sous le premier étage	Poutres	19,35	448,31		699,52	769,47
	Poteaux	12,24				
	Planchers	57,23		74,82		
Sous le RDC	Poutres	19,35	541,25		876,35	963,98
	Poteaux	16,36				
	Planchers	57,23		97,11		

Tableau 2.6 Efforts normaux résultants de la descente de charges

La section choisie pour les poteaux peut reprendre l'effort normal ultime suivant

$$\lambda = \frac{0,7 \times 3,06 \times \sqrt{12}}{0,40} = 18,55 \leq 35$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{18,55}{35}\right)^2} = 0,80$$

$$\bar{N}_u = 0,80 \left[\frac{0,38^2 \times 22}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,40^2 \times 400}{1000 \times 1,15} \right] = 1927 \text{ kN}$$

Cette condition est vérifiée pour l'ensemble des niveaux $N_u \leq \bar{N}_u$

Par ailleurs, la section retenue doit en plus vérifier les conditions imposées par le RAP99 version 2003, a savoir :

$$\text{Min}(b,h) \geq \frac{He}{20}$$

$$\text{Min}(b,h) \geq 30\text{cm}$$

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

6. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le prédimensionnement doit être conforme aux prescriptions de l'article 7.7.1 du RPA99 version 2003.

D'après cet article les voiles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15\text{cm} \\ e \geq \frac{He}{20} \\ L \geq 4e \end{array} \right.$$

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

On adopte une épaisseur $e = 20\text{cm}$

Chapitre III :
Calcul des éléments secondaires

1. INTRODUCTION

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

- L'acrotère ;
- Les escaliers ;
- Les poutrelles et la table de compression des planchers à corps creux.

2. CALCUL DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément en béton armé de 10cm d'épaisseur et d'une hauteur variable, c'est un système isostatique, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

Le calcul se fera pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale 1m. Pour les autres on adoptera le même ferrailage.

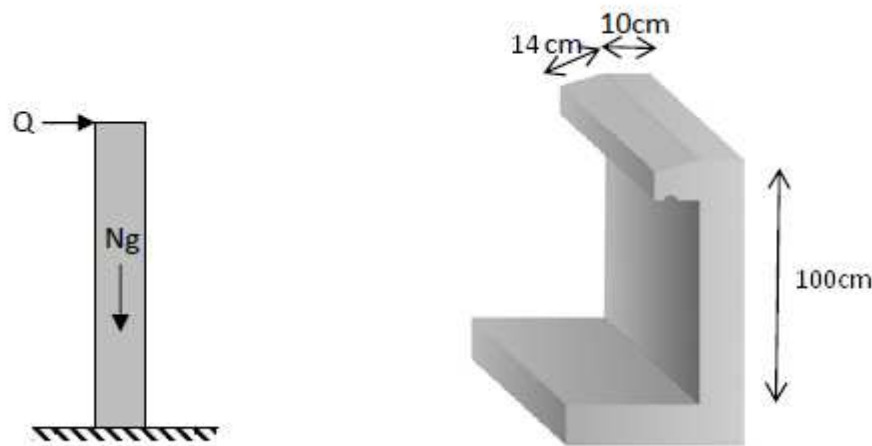


Figure 3.1 Détails et modélisation de l'acrotère

2.1. Evaluations des sollicitations

La section dangereuse est la section d'encastrement, le tableau suivant donne les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage, selon l'RPA une vérification sous l'action de la composante horizontale du séisme doit être faite.

Les sollicitations de l'acrotère sont données par le tableau suivant :

G (kN)	$25[(1 \times 0.1) + (0.14 + 0.1) \times 0,10/2]$	2,8
Q (kN)	1	

	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)
ELU	3,78	1,5	1,5
ELS	2,8	1	1

Tableau 3.1 Actions et sollicitations agissants sur l'acrotère

2.2. Calcul du ferrailage

La section transversale de l'acrotère est (100x10) représentée ci-dessous, avec un enrobage de 2cm, les résultats du calcul des armatures à la flexion composée sont donnés par le tableau suivant

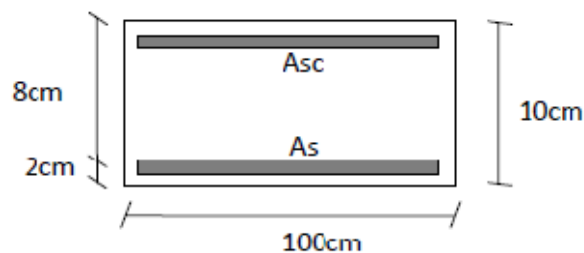


Figure 3.2 Dimensions de la section pour le calcul du ferrailage

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-après :

ELU		ELS	
Pivot	A	σ_b [MPa]	2,6
A_{sc} [cm²]	0,00	σ_b lim [MPa]	15
A_s [cm²]	0,48	σ_s [MPa]	201,6
A_s min [cm²]	1,20	σ_s lim [MPa]	201,6

Tableau 3.2 Résultat du calcul du ferrailage de l'acrotère

2.3. Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{V_u}{b_0 \times 0,9 \times h}$$

Cette contrainte doit être inférieure à la contrainte limite de cisaillement donnée par :

$$\tau_{adm} = \text{Min} [0,15f_{C28}, 4 \text{ Mpa}] = 3,3 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0,2 \text{ MPa} . \text{ Donc } \tau < \tau_{adm}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort tranchant

2.4. Composante horizontale de la force sismique

Le règlement parasismique algérien impose une vérification de l'acrotère a la composante horizontale de la charge sismique, celle-ci est donnée par la formule suivante

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

Le ferrailage obtenu sous l'action des surcharges d'exploitation et des charges permanentes est suffisant si la condition suivante est vérifiée

$$F_p < 1,5 \times Q$$

- $A=0,15$ coefficient d'accélération de la zone
- $W_p= 2,8\text{kN}$ poids de l'acrotère
- $C_p=0,8\text{kN}$ facteur de la force horizontale

$$F_p=1,34\text{kN} < 1,5 \times Q=1,5 \text{ kN}$$

Donc on adopte la section d'armatures minimale (condition de non fragilité) des deux coté, avec des armatures de répartition d'une section au moins égale a un quart des armatures principales.



Figure 3.3 Schéma de ferrailage de l'acrotère

3. CALCUL DES ESCALIERS

3.1. Escaliers courants

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Les escaliers utilisés pour ce bâtiment sont droits avec deux volées

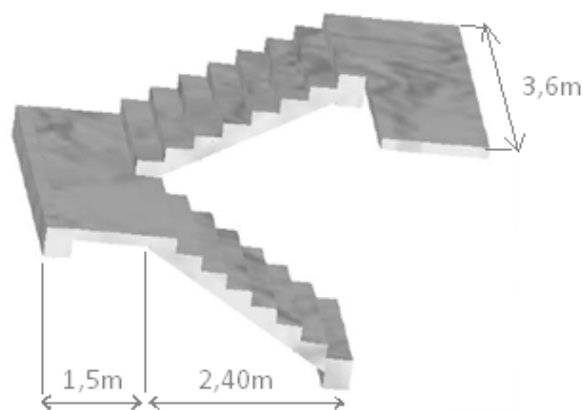


Figure 3.4 Escalier à deux volées

3.1.1. Géométrie

3.1.1.1. Hauteur et largeur des marches

Les dimensions doivent respecter la relation de Blondel donnée par la double inégalité suivante :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

- g : giron ou largeur de la marche
- h : hauteur de la contre marche

En choisissant une hauteur des contremarches égale à 17cm on aura :

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

Ceci donne

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

Donc on aura :

$$\begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

3.1.1.2. Paillasse

Les volées sont calculées comme des poutres inclinées avec une largeur égale à un mètre.

Les escaliers ne doivent pas avoir une flèche excessive, par conséquent les paillasse dont doivent avoir une épaisseur suffisante.

Pour un immeuble d'habitation il faut que :

$$e \geq \max \left(\frac{\text{Portée}}{30}, 10\text{cm} \right)$$

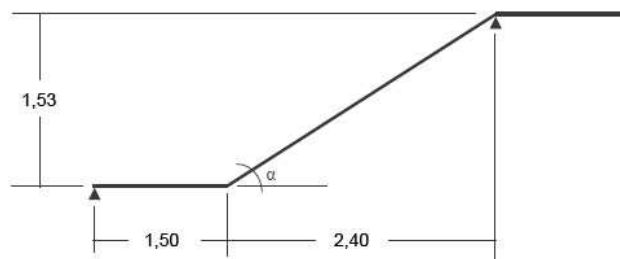


Figure 3.5 Dimensions des escaliers

$$\text{Portée} = \sqrt{2,40^2 + 1,53^2} = 2,8 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e \geq \max(9,4\text{cm} ; 10\text{cm})$$

On adoptera une épaisseur $e=15\text{cm}$

Cette épaisseur sera adoptée pour tous les paliers

3.1.2. Evaluation des charges

Les charges des différents éléments constituant la paillasse et le palier sont représentés ci après :

3.1.2.1. Paillasse

Couche	G [kN/m ²]
Carrelage	0,40
Mortier de poser	0,40
Marches	2,12
Paillasse	4,43
Enduit de ciment	0,27
Total	7,62

3.1.2.2. Palier

Couche	G [kN/m ²]
Carrelage	0,40
Mortier de poser	0,40
Palier	3,75
Enduit de ciment	0,27
Total	4,82

3.1.3. Modélisation

Le modèle de calcul à prendre est une poutre isostatique englobant la volée d'escalier et le palier en même temps

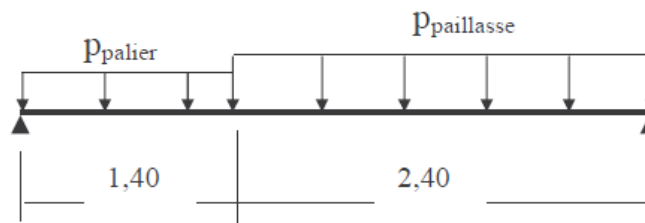


Figure 3.6 Modèle de calcul de l'escalier courant

3.1.4. Combinaison de charges

Les différentes combinaisons d'actions utilisées pour le calcul des escaliers sont regroupées dans le tableau suivant :

	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	ELU 1,35G+1,5Q [kN/m ²]	ELS G+Q [kN/m ²]
Palier	4,82	2,5	10.25	7.32
Paillasse	7,62	2,5	14.03	10.12

Tableau 3.3 Combinaison des actions sur l'escalier

3.1.5. Sollicitations de calcul

Les sollicitations obtenues en utilisant les combinaisons précédentes sont :

	ELU	ELS
Moment max en travée [kN.m]	24.57	17.68
Effort tranchant max en appui [kN]	26 .26	18 .92

Tableau 3.4 Sollicitations de calcul

3.1.6. Calcul du ferrailage

La section de la poutre qui modélise l'escalier est (100 x 15cm) avec un enrobage de 2,5cm, le résultat de calcul du ferrailage longitudinal est donné dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
Pivot	A	σ_b [MPa]	8,3
A_{inf} [cm ²]	5,7	$\sigma_{b\lim}$ [MPa]	13,2
A_{sup} [cm ²]	0	σ_s [MPa]	262,4
$A_{s\min}$ [cm ²]	1,8	$\sigma_{s\lim}$ [MPa]	400

Tableau 3.5 Résultats du calcul de ferrailage des escaliers courants

Le diamètre ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur de la dalle avec un espacement maximal $e_{max} < \min(33\text{cm}, 3 \times \text{épaisseurs})$

On adoptera 6HA12/ml comme armatures principales et 5HA10/ml comme armatures de répartition.

3.1.7. Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{26,26 \times 10^{-3}}{0,9 \times 1 \times 0,135} = 0,21 \text{ MPa}$$

Comme la contrainte de cisaillement est peu nuisible, la contrainte admissible de cisaillement est égale à :

$$\tau_{adm} = \text{Min} \left[\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right] = 5 \text{ Mpa}$$

Par conséquent $\tau < \tau_{adm}$

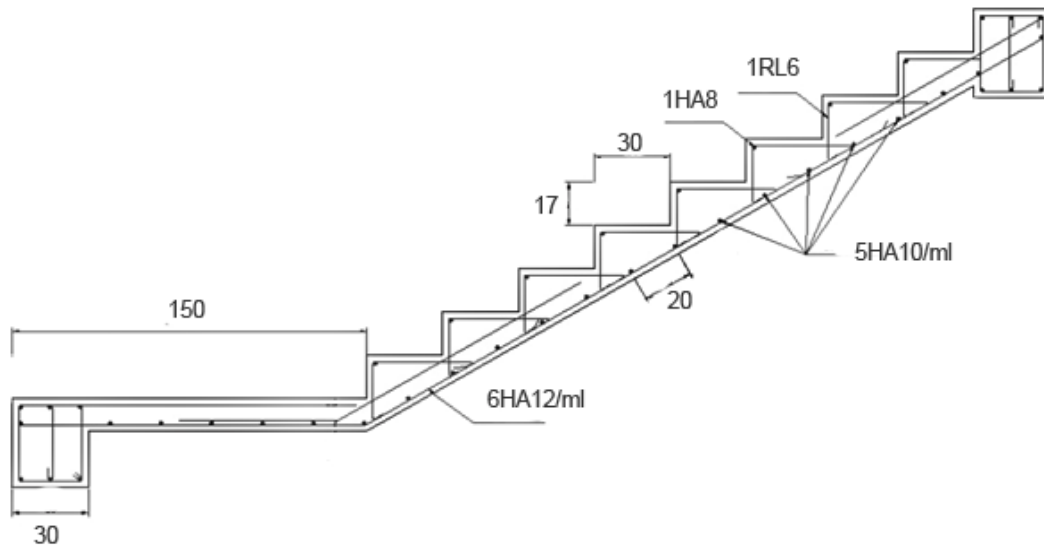


Figure 3-7 Schéma de ferrailage des escaliers courants

3.2. Escalier du rez-de-chaussée

Cet escalier repose directement sur le sol par le biais d'une fondation.

3.2.1. modélisation

Cet escalier sera calculé de la même façon que l'escalier courant, les charges et les sollicitations ne changent pas, seule la portée change

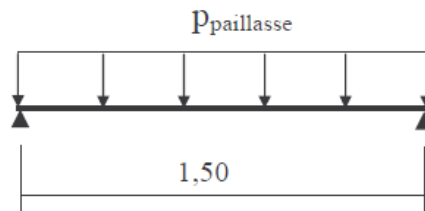


Figure 3-8 Modèle de calcul des escaliers du rez-de-chaussée

3.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont données dans le tableau suivant :

	ELU	ELS
Moment max en travée [kN.m]	3,94	2,84
Effort tranchant max en appui [kN]	10,52	7,59

Tableau 3.6 Sollicitations de calcul de l'escalier du rez-de-chaussée

3.2.3. Calcul du ferrailage

La section de la poutre qui modélise l'escalier est (100 x 15cm) avec un enrobage de 2,5cm, le résultat de calcul du ferrailage longitudinal est donné dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
Pivot	A	σ_b [MPa]	3
A_{inf} [cm ²]	0,8	$\sigma_{b\ lim}$ [MPa]	13,2
A_{sup} [cm ²]	0	σ_s [MPa]	262,4
$A_{s\ min}$ [cm ²]	1,8	$\sigma_{s\ lim}$ [MPa]	400

Tableau 3.7 Résultat du calcul de ferrailage de l'escalier du rez-de-chaussée

La section à prendre est la section minimale en respectant la condition d'espacement minimal on prend 4HA12 /ml

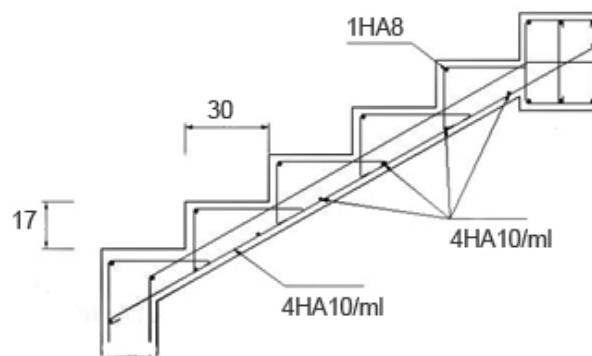


Figure 3.9 Ferrailage de l'escalier du rez-de-chaussée

4. PLANCHER A CORPS CREUX

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers en corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension (16x20x60) cm³, avec une table de compression de 5cm d'épaisseur. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle
- La table de compression

4.1. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas: $L_{\max} = 3,35\text{m}$) et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis).

Le calcul des poutrelles est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux phases :

- avant le coulage de la table de compression
- après le coulage de la table de compression

4.1.1. Avant coulage

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnels sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant isostatiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

$$Q = \max(1\text{kN} ; 0,5\text{kN/ml} \times \text{portée}) = \max(1\text{kN}, 0,5 \times 4,45) = 2,225\text{kN}$$

Les charges permanentes sont données par le tableau suivant

	G [kN / ml]	
Poutrelle	0,12 X 0,04 X 25	0,12
Entrevous	0,60 X 1	0,60
Total		0,72

Tableau 3.8 Charges permanentes de calcul des poutrelles avant coulage

La figure suivant donne le modèle de calcul et le positionnement des armatures.

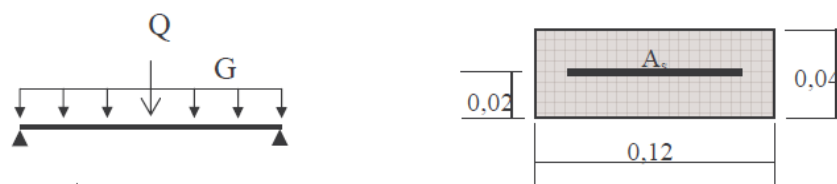


Figure 3.10 Modèle de calcul des poutrelles avant coulage

a. Sollicitations de calcul

Le tableau suivant donne les sollicitations de calcul

	ELU	ELS
Moment max en travée [kN.m]	3,46	2,40
Effort tranchant max en appui [kN]	2,88	2,04

Tableau 3.9 Sollicitations de calcul des poutrelles avant coulage

La section est sollicitée en pivot B avec nécessité d'armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{\text{elu}}}{b \times d^2 \times f_{\text{bu}}} = \frac{3,46 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,02^2 \times 12,46} = 5,78 > \mu_{\text{lim}} = 0,39$$

Etant donné que la hauteur de la section est faible, il est impossible de placer des armatures de compression. Pour y remédier, nous pouvons diminuer le moment en réduisant la portée. Pour ce faire il faut prévoir un étayement.

b. Calcul de l'étayement

L'étayement doit nous ramener à un moment capable de vérifier l'inégalité :

$$\frac{M_{\text{elu}}}{B \times d^2 \times f_{\text{bu}}} < \mu_{\text{lim}} = 0,39$$

Avec :

$$M_{\text{elu}} = 1,35 \times G \times \frac{L^2}{8} + 1,5 \times Q \times \frac{L}{4}$$

$$1,35 \times G \times \frac{L^2}{8} + 1,5 \times Q \times \frac{L}{4} < b \times d^2 \times f_{\text{bu}} \times \mu_{\text{lim}}$$

Si nous supposons que la nouvelle portée est inférieure à 2m, on a donc Q=1kN

$$L < 0,53\text{m}$$

On en déduit que 6 étayements sont nécessaires pour une travée.

4.1.2. Après coulage

Une fois le bétonnage de la section transversale terminé, celle-ci devient une section en T avec talon. La surface du plancher revenant à chaque poutrelle est une bande de largeur 0,60m

On distingue trois types de poutres continues

- poutres à 6 travées
- poutres à 2 travées égales (3,35m-3,35m)
- poutres à 2 travées égales (2,90m-4,45m)

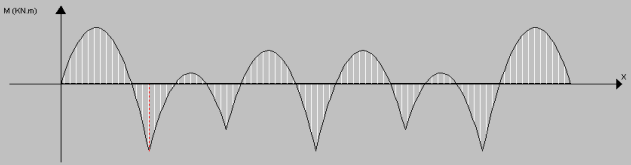
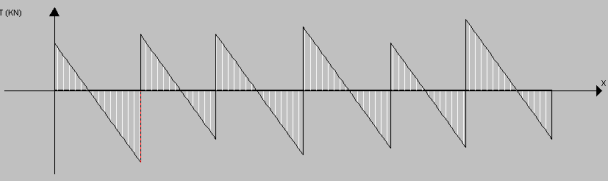
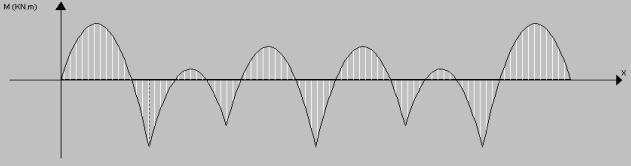
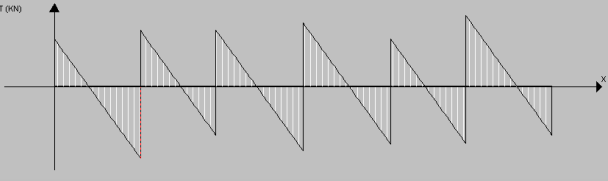
a. Calcul des actions

Les charges et surcharges revenant aux poutrelles sont :

Niveau	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	1,35G+1,5Q [kN/ml]	G+Q [kN/ml]
Terrasse	4,32	0,6	6,73	4,92
Niveau courant	3,39	0,9	5,92	4,29
Locaux commerciaux		1,5	6,82	4,82

b. Sollicitations de calcul

Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel SOCOTEC Peleas. Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-après

		Sollicitations	Valeurs max	Diagrammes
6 travées	ELU	Moment d'appui kN.m	7,15	
		Moment en travée kN.m	6,04	
		Effort tranchant kN	13,42	
	ELS	Moment d'appui kN.m	5,16	
		Moment en travée kN.m	4,36	
		Effort tranchant kN	9,69	

2 travées (3,35-3,35)	ELU	Moment d'appui kN.m	5,38	
		Moment en travée kN.m	9,56	
		Effort tranchant kN	14,27	
	ELS	Moment d'appui kN.m	3,88	
		Moment en travée kN.m	6,9	
		Effort tranchant kN	10,30	
2 travées (2,9-4,455)	ELU	Moment d'appui kN.m	10,99	
		Moment en travée kN.m	13,05	
		Effort tranchant kN	18,10	
	ELS	Moment d'appui kN.m	7,93	
		Moment en travée kN.m	9,41	

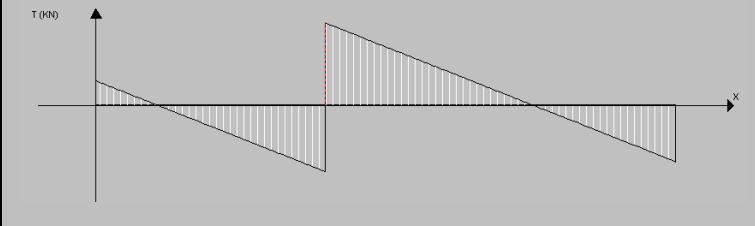
		Effort tranchant kN	13,06	
--	--	---------------------	-------	--

Tableau 3.10 Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage

c. Calcul du ferrailage

c.1. Armatures longitudinales

Le calcul se fera à l'ELU seulement puisque la fissuration est peu nuisible, on va adopter un ferrailage et le vérifier avec le logiciel SOCOTEC Flexi.

On utilisera le moment maximal et on adoptera le même ferrailage pour toutes les travées

	Moment max en travée	Moment d'appui	Armatures supérieures	Armatures inférieures
6 travées	6,04	7,15	T12 + T12	2T12
2 travées (3,35-3,35)	9,56	5,38		
2 travées (2,9-4,45)	13,05	10,99		

Tableau 3.11 Ferrailage des poutrelles

c.2. Armatures transversales

Les armatures sont inclinées de 90° on adoptera une section d'armatures $A_{st}=2\Phi 6$.

L'espacement des armatures peut être déterminé par la formule suivante :

$$S_t \leq \frac{A_{st} \times 0,9 \times f_{su}}{(\tau_b - \tau_0) \times b}$$

Avec :

$$\tau_0 = 0,3 \times f_{tj} \times K = 1,92 \times 0,3 \times 1 = 0,57 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 3,62 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,57 \text{ cm}^2$$

On aura :

$$S_t \leq \frac{0,57 \times 10^{-4} \times 0,9 \times 348}{(3,62 - 0,57) \times 0,04} = 0,146 \text{ m}$$

Donc on prend $S_t=12 \text{ cm}$

d. Vérification au cisaillement

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec les armatures transversales verticales

$$\tau_b = \frac{T_{ELU}}{0,9 \times b \times d} \leq \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ mpa}\right) = 5 \text{ Mpa}$$

Le schéma du ferrailage est représenté par la figure suivante :

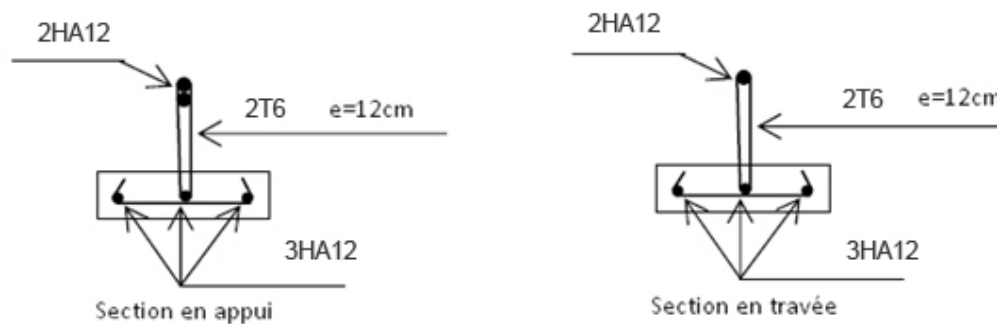


Figure 3.11 Schéma de ferrailage des poutrelles

4.2. Calcul de la table de compression

La table de compression a une épaisseur de 5cm avec un espacement de 60cm entre poutrelles, la section d'armatures à prévoir doit satisfaire les conditions suivantes :

- espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20cm
- espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égales à 33cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_s \geq \frac{5 \times L [\text{cm}]}{f_e [\text{MPa}]} = \frac{5 \times 60}{240} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Pour cette section, on choisit un treillis soudé $\Phi 5$ avec un maillage 15 x 15 cm

Chapitre IV :
Étude dynamique

1. INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs 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 les problèmes pour permettre l'analyse.

3. STRATEGIE ADOPTEE

Le bâtiment a étudié est un R+4 en zone III et donc le contreventement doit être assuré par des portiques et des voiles, la disposition des voiles se fera de façon à rapprocher au maximum le centre de torsion du centre de gravité

4. 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 possible du comportement réel de la structure.

Pour modéliser la structure en trois dimensions, nous allons utiliser le logiciel CSI ETABS. Le modèle adopté comporte cinq niveaux avec un encastrement à la base.

Le modèle ne comporte que les éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles) et les planchers, le reste des éléments est introduit comme surcharge

La théorie des planchers rigides est mise en évidence par la déclaration de diaphragmes rigides
La source des masses pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations minorées :

$$W = G + \beta \times Q = G + 0,2 \times Q$$

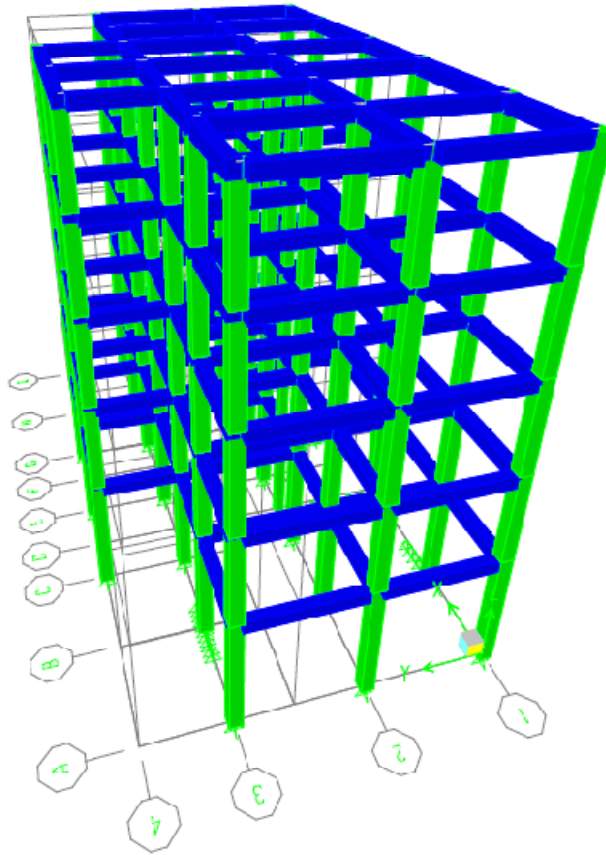


Figure 4.1 Modèle en 3D (sans voiles)

4.1. La disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions

- les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales;
- les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques; proportionnellement à leurs rigidités relatives;
- les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage;
- l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion ne doit dépasser 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment;
- les contraintes de cisaillement dans les voiles et les poteaux ne doivent pas dépasser les contraintes limite propres à chaque élément;
- un pourcentage d'armature longitudinal qui ne dépasse pas le pourcentage maximal;
- les périodes propres qui ne varient pas entre deux modes successifs.

L'emplacement des voiles retenu est représenté par la figure suivante :

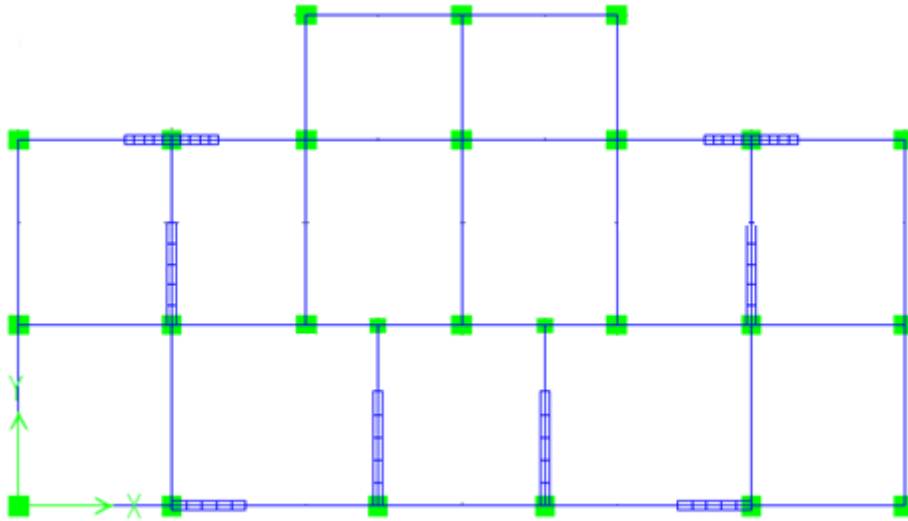


Figure 4.2 Disposition des voiles

4.2. Action sismique

4.2.1. Méthode statique équivalente

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 de structure et de la nature de l'excitation dynamique.

Le calcul de la charge sismique à la base du bâtiment se fait à l'aide de la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone (zone III groupe d'usage 2), $A=0,25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen (en fonction de la période fondamentale et l'amortissement du bâtiment)

Q : facteur de qualité $Q=1,3$

R : coefficient de comportement (structure à contreventement mixte avec interaction)

$R=4$

W : poids du bâtiment

$$W = 12412,86 + 0,2 \times 1221,6 = 12657,18 \text{ kN}$$

La charge sismique V à la base du bâtiment est donnée par :

$$V = 0,25 \times 1,3 \times 2,2 \times 12657,18 / 4 = 2262,5 \text{ kN}$$

4.2.2. Méthode de l'analyse modale spectrale

L'introduction de l'action sismique sous forme de spectre de réponse pour prédire les déplacements et les sollicitations dans les éléments d'une structure est une méthode qui présente des avantages pour l'utilisation de l'analyse par ordinateur. La méthode assure le calcul des valeurs maximales seulement dans chaque mode en utilisant un spectre qui représente la moyenne de plusieurs actions sismiques.

4.2.2.1. Modes à considérer

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

- 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 minimum de modes à retenir est de 3.

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

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \text{ Et } T_k \leq 0.2 \text{ [s]}$$

N : Nombre de niveau au-dessus du sol

T_k : Période du mode K

A partir de ces conditions, on en conclut que le nombre de modes à prendre en compte doit être égal à 7.

4.2.2.2. Combinaisons de modes

La méthode la plus conservatrice utilisée pour estimer la valeur maximale d'un déplacement ou d'une force dans une structure est la méthode ABS (la somme des valeurs absolues des réponses modales). Cette méthode suppose que toutes les valeurs modales maximales se produisent en même temps.

Une autre approche consiste à utiliser la méthode SRSS (la racine carrée de la somme des carrés) avec les valeurs modales maximales des déplacements ou des forces.

Cette méthode suppose que toutes les valeurs modales maximales sont statistiquement indépendantes.

Pour des structures en trois dimensions, où plusieurs fréquences sont identiques, cette supposition n'est pas justifiée.

Une autre méthode recommandée est la méthode CQC (combinaison quadratique complète), qui est basée sur la théorie des vibrations aléatoires. La valeur d'une force est estimée à partir des valeurs modales maximales par la formule:

$$F = \sqrt{\sum_m \sum_n f_n \cdot \rho_{mn} \cdot f_m}$$

f_n : force modale associée au mode n

ρ_{mn} : coefficient modal de CROSS pour la méthode CQC avec un amortissement ξ constant donné par :

$$\rho_{mn} = \frac{8\xi(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r(1+r)^2}$$

$r = \frac{\omega_n}{\omega_m}$: doit être inférieur ou égal à 1.

4.2.2.3. Spectre de réponse de calcul

Le calcul des forces sismiques de notre bâtiment a été mené suivant la méthode d'analyse modale spectrale.

Le principe 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.

Le RPA99 version 2003 recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

a. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

Zone III : sismicité élevée

Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne

Site S3 : $T_1 = 0,15$ s et $T_2 = 0,5$ s

Système de contreventement : $R=4$ (portiques + voiles)

Coefficient d'accélération de la zone $A=0,25$

Facteur de qualité $Q=1,2$

b. Valeurs du spectre de réponse

T[s]	Sa/g	T[s]	Sa/g
0.00	0.250	2.50	0.075
0.10	0.230	2.60	0.073
0.20	0.220	2.70	0.072
0.30	0.220	2.80	0.070
0.40	0.220	2.90	0.068
0.50	0.220	3.00	0.067
0.60	0.195	3.10	0.063
0.70	0.176	3.20	0.060
0.80	0.161	3.30	0.057
0.90	0.149	3.40	0.054
1.00	0.139	3.50	0.052
1.10	0.130	3.60	0.049
1.20	0.123	3.70	0.047
1.30	0.117	3.80	0.045
1.40	0.111	3.90	0.043
1.50	0.106	4.00	0.041
1.60	0.102	4.10	0.040
1.70	0.098	4.20	0.038
1.80	0.094	4.30	0.037
1.90	0.091	4.40	0.035
2.00	0.087	4.50	0.034
2.10	0.085	4.60	0.033
2.20	0.082	4.70	0.032
2.30	0.080	4.80	0.031
2.40	0.077	4.90	0.029

Tableau 4.1 Valeurs du spectre de réponse de calcul

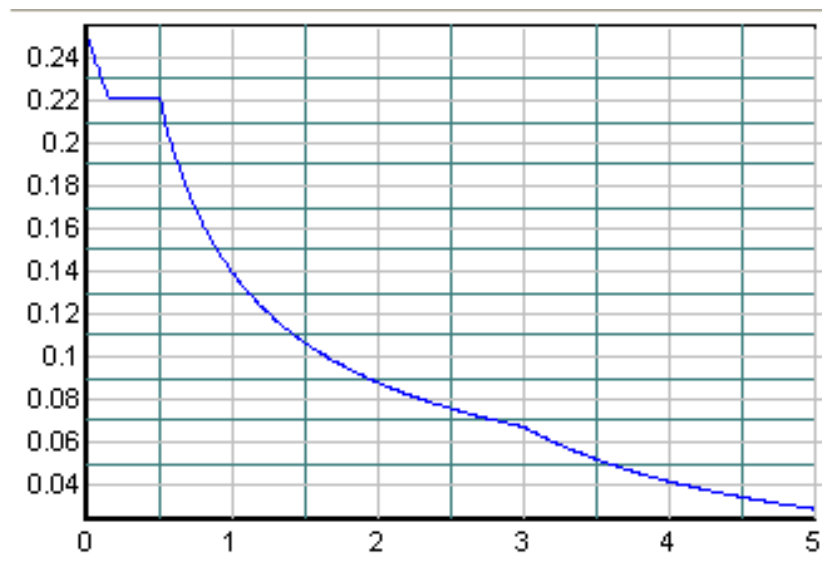


Figure 4.3 Spectre de réponse du calcul

4.2.2.4. Les effets orthogonaux et l'analyse spectrale

Une structure bien dimensionnée doit être capable de résister à des actions sismiques égales agissant dans n'importe quelle direction. Certains règlements exigent un dimensionnement sous l'action de 100% de la charge sismique dans une direction, et plus de 30% dans la direction perpendiculaire, d'autres exigent plus de 40% au lieu de 30%.

Cependant, aucune indication n'est donnée sur le choix de ces directions orthogonales pour des structures complexes. Pour les structures rectangulaires où l'on peut facilement déterminer les directions principales, ces pourcentages donnent les mêmes résultats que la combinaison SRSS.

Pour les structures tridimensionnelles complexes, la direction qui va produire la contrainte maximale dans un élément ou dans un point spécifié n'est pas apparente.

Il est raisonnable de supposer que les déplacements qui naissent lors d'un séisme ont une direction principale ou que lors d'un intervalle fini de temps quand les accélérations maximales du sol se produisent, la direction principale existe. Pour la majorité des structures, cette direction n'est pas connue et pour la majorité des localisations géographiques, elle ne peut pas être estimée.

Cependant, le seul critère rationnel pour le calcul parasismique est que la structure doit être capable de résister à un séisme d'une magnitude donnée dans n'importe quelle direction. En plus des mouvements dans la direction principale, il est probable qu'il y ait simultanément d'autres mouvements dans la direction normale.

De plus, et à cause de la complexité de la propagation des ondes tridimensionnelles, il est justifié de supposer que les mouvements normaux sont statiquement indépendants.

4.2.2.5. Les équations de base pour le calcul des sollicitations spectrales

Le critère cité précédemment implique que plusieurs analyses avec différents angles d'excitations doivent être faites pour avoir les sollicitations et les contraintes maximales de calcul.

Cependant, il a été démontré qu'on peut évaluer de façon exacte les valeurs maximales des sollicitations pour n'importe quel élément d'une structure à partir d'une seule analyse dans laquelle deux déplacements dynamiques sont appliqués. De plus, ces sollicitations maximales ne sont pas variables avec le choix du système.

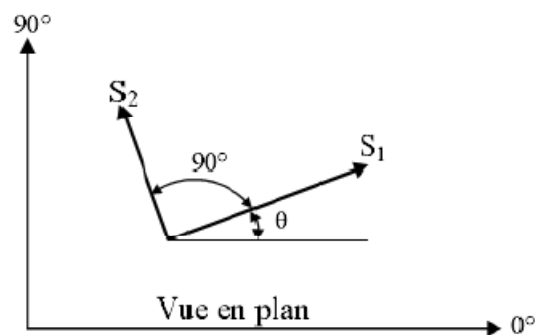


Figure 4.4 Direction d'introduction d'excitation de l'action spectrale

La figure 4-4, indique que les actions spectrales de bases S1 et S2 sont appliquées avec un angle arbitraire θ . Dans quelques points typiques, une sollicitation, une contrainte ou un déplacement F est le résultat de cette action. Pour faciliter l'analyse, il va être supposé que l'action spectrale mineure est une fraction de l'action majeure

$$S_2 = a \times S_1$$

Une méthode de combinaison des effets des spectres orthogonaux a été présentée par MENU et Der KIUREGHIAN : la méthode CQC3.

L'équation fondamentale pour estimer la valeur maximale est

$$F = \left[F_0^2 + a^2 F_{90}^2 - (1-a^2)(F_0^2 - F_{90}^2) \sin^2 \theta + 2(1-a^2) F_{0-90} \sin \theta \times \cos \theta + F_z^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$F_0^2 = \sum_n \sum_m f_{0n} \rho_{nm} f_{0m}$$

$$F_{90}^2 = \sum_n \sum_m f_{90n} \rho_{nm} f_{90m}$$

$$F_{0-90} = \sum_n \sum_m f_{0n} \rho_{nm} f_{90m}$$

$$F_z^2 = \sum_n \sum_m f_{zn} \rho_{nm} f_{zm}$$

f_{0n} et f_{90n} sont les valeurs modales produites par 100% de l'action spectrale latérale appliquée respectivement en 0° et 90° , et f_{zn} est la réponse du spectre vertical qui peut être différent du spectre latéral.

Il est important de noter qu'avec : $a = 1$, la valeur de F n'est pas fonction de θ , le choix du système d'analyse de référence devient alors arbitraire, et la valeur maximale est :

$$F_{\max} = \sqrt{F_0^2 + F_{90}^2 + F_z^2}$$

La méthode de combinaison CQC3 avec $a = 1$ se réduit alors à la méthode SRSS.

4.2.2.6. Vérification de la force sismique résultante

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être au moins égale à 80% de celle calculée par la méthode statique équivalente V . Dans le cas contraire, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$

V_t [kN]		V [kN]	$0,8xV$ [kN]
X	Y	2262,5	1809,98
2459	2368		

Tableau 4.2 Vérification de la force sismique résultante

4.2.2.7. Participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Il est indispensable de déterminer le nombre de modes propres de vibration nécessaire pour l'analyse dynamique de la structure en effet le nombre de mode à prendre en compte est tel que sa somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins égale à 90% (RPA99 version 2003)

Le tableau suivant représente les proportions de participation modale des masses

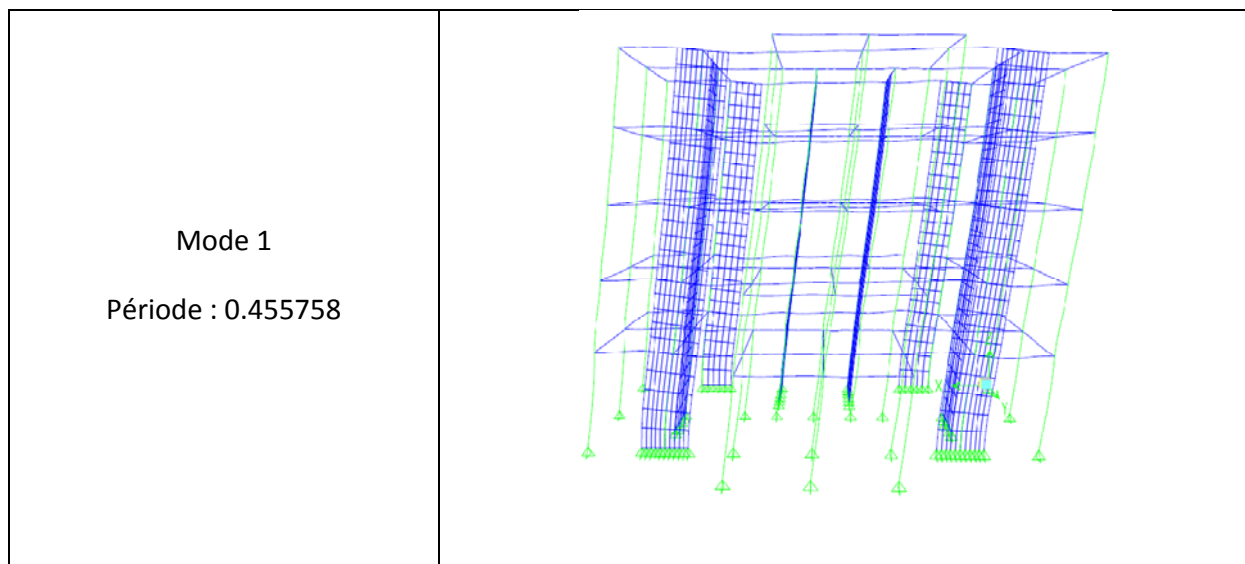
Mode	Période	Pourcentage de la masse modale suivant X	Pourcentage de la masse modale suivant Y	% Cumulé de la masse modale suivant X	% Cumulé de la masse modale suivant Y
1	0.455758	83.5604	0	83.5604	0
2	0.413362	0	79.0721	83.5604	79.0721
3	0.330941	0.2375	0	83.7979	79.0721
4	0.117701	11.7794	0	95.5773	79.0721
5	0.100189	0	16.354	95.5774	95.4261

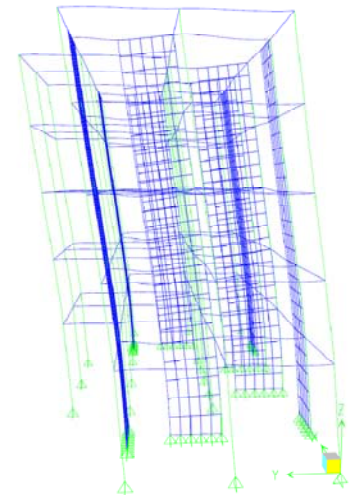
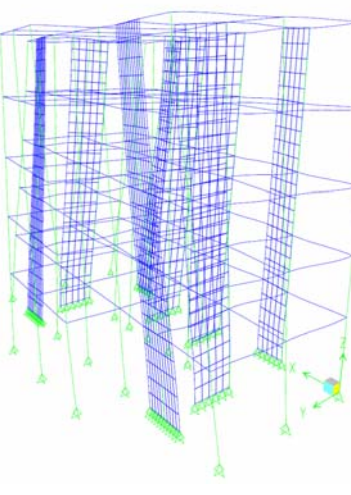
6	0.097728	0.7855	0.0006	96.3629	95.4267
7	0.05138	2.0567	0	98.4196	95.4267
8	0.043503	0.8553	0.0002	99.2749	95.4268
9	0.042596	0	3.7433	99.2749	99.1701
10	0.029057	0.3787	0	99.6537	99.1701
11	0.02427	0	0.7283	99.6537	99.8984
12	0.023795	0.2498	0	99.9035	99.8984

Tableau 4.3 Proportion de participation modale des masses

4.2.2.8. Déformation de la structure

Le tableau suivant illustre l'allure de la déformée de la structure dans les trois premiers modes de vibrations



<p>Mode 2 Période : 0.413362</p>	
<p>Mode 3 Période : 0.330941</p>	

Chapitre V :
Ferraillage des éléments structuraux

1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré aux ferrailages des éléments résistants

Le calcul se fait sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons données par les réglementations en vigueur en algérien (BAEL 91, CBA 93 et RPA 99 version 2003).

1.1 Etat limite ultime

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

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

G : Charges permanentes dues au poids propre de la structure

Q : Surcharges d'exploitations

1.2 Etat limite de service

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. la combinaison de charges est donnée par la relation :

$$G+Q$$

1.3 Etat limite accidentelle

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ G+Q-E \\ 0.8G+E \\ 0.8G-E \end{array} \right.$$

E : action sismique

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 le tableau suivant :

Matériau	Coefficient de sécurité	ELU	ELA
Béton	γ_b	1.5	1.15
Acier	γ_a	1.15	1

Tableau 5.1 Coefficients de sécurité des matériaux

2. FERRAILAGE DES POTEAUX

2.1. Recommandation du RPA 99 version 2003

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons précédente :

2.1.1. Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

- Le pourcentage minimale sera de : 0,90 % de la section du poteau (Zone III)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{s_{\min}} = 0,009 \times 40 \times 40 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{s_{\min}} = 0,009 \times 30 \times 30 = 8,1 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (Zone III)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{s_{\max}} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{s_{\max}} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone III)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{s_{\max}} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{s_{\max}} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimal est de $\Phi 12$

2.1.2. Les armatures transversales

Les armatures transversales des sont calculées à l'aide de la formule suivante : §

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élanement mécanique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : la longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_1^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

4) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

2.2. Calcul du ferrailage

Etape de calcul en flexion simple :

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \quad \text{Alors la section est partiellement comprimée}$$

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \quad \text{Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :}$$

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2f_{bc} \rightarrow (A)$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow \text{Moment fictif}$$

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculé A_1 et A_1'

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$

Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} - A'_s}{\sigma_s}$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

2.3. Vérification à l'ELS

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier les contraintes suivantes :

2.3.1. Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2.3.2. Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 13.2 \text{ MPa}$$

On a deux cas à vérifier :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → est entièrement comprimée.

La section homogénéisée est :

$$S = b \cdot h + \eta(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{S} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section total homogénéisée :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (V_1 - c)^2 + A_s (V_2 - c)^2 \right]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 13.2 \text{ MPA}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : effort de compression à l' ELS

M_s : moment fléchissant à l'ELS

B_0 : section homogénéisée.

$$S = b \times h + 15 A_s$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6}$ → Section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 13.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A_s' (y - c')^2 \right]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A_s'}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A_s'}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

c : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

2.4. Résultats de calculs

2.4.1. Armatures longitudinales

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

- N max, M correspondant ;
- M max, N correspondant ;

· N min, M correspondant.

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

Elément	Section	combinaison de calcul	M [kN.m]	N [kN]	As [cm ²]	As min [cm ²]	As adopté
Poteau	40x40	G+Q+Ex	89.5	508	0.37	14.4	8HA16

Tableau 5.2 Ferraillage des poteaux

2.4.2. Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements ;
- empêcher le déplacement transversal du béton.

Le ferraillage obtenu est :

Poteau	Vu max [kN]	Espacement [cm]		Armatures transversale [cm ²]	As adopté
		Zone nodale	Zone courante		
40x40	23.07	10	15	0.42	T8

Tableau 5.3 Ferraillage transversal des poteaux

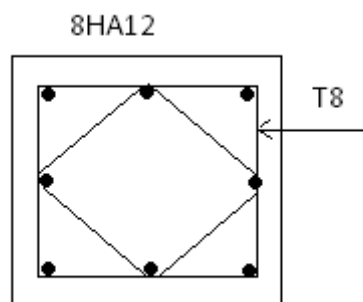


Figure 5.1 Schéma de Ferraillage des poteaux

2.5. Vérification

Le diamètre minimale est donne par :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

Pour l'espacement on a :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 1.2 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

La quantité d'armatures :

En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

3. FERRAILAGE DES POUTRES

Les poutres sont ferrillées en flexion simple

3.1. Recommandation du RPA version 2003

3.1.1. Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en tout section :

$$\begin{aligned} \text{Poutres principales (40x30)} \quad A_{\min} &= 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires (40x30)} \quad A_{\min} &= 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires (45x30)} \quad A_{\min} &= 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %
En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

$$\begin{aligned} \text{Poutres principales} \quad A_{\max} &= 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \quad A_{\max} &= 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \quad A_{\max} &= 0.04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

⇒ En zone de recouvrement :

$$\begin{aligned} \text{Poutres principales} \quad A_{\max} &= 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \quad A_{\max} &= 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \quad A_{\max} &= 0.06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

3.1.2. Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{2}, 12 \Phi_1 \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

Φ_1 : le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

3.2. Etape de calcul des armatures longitudinales

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{Pour les FeE400}$$

Si $\mu_b < \mu$ \Rightarrow Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu$ \Rightarrow section doublement armée

Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu = 0.186 \quad \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{0.93 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Si } 0.186 \leq \mu_b \leq \mu = 0.392 \quad \Rightarrow A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) :

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

$$\text{On prend } \mu_b = \mu_1 \quad \Rightarrow A'_s = \frac{M_u - 0.392 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}{348 \cdot (d - d')}$$

$$\Rightarrow A_s = A'_s - \frac{b \cdot d \cdot f_{bc}}{651}$$

A_s : la section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
 A'_s : la section supérieur la plus comprimée.

3.3. Vérification à l'ELS

3.3.1. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 22 = 13.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \text{ or } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{adp}}{b d}$$

3.3.2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

3.3.3. Vérification de la contrainte tangentielle

La fissuration est peu nuisible, on doit avoir :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau} = \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

3.4. Résultats de calculs

3.4.1. Armatures longitudinales

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Poutres	Section	Combinaison de calcul	Moment [kN.m]	As [cm ²]	As min [cm ²]	As adopté
30x40	En travée	1.35G+1.5Q	51.4	5.83	6	3HA16
	En appui	1.35G+1.5Q	35	5.06		3HA16
30x40	En travée	1.35G+1.5Q	80	8.96	6	6HA14
	En appui	1.35G+1.5Q	12	5.84		3HA14
30x45	En travée	1.35G+1.5Q	135.8	14.76	6.75	3HA20+3HA14
	En appui	1.35G+1.5Q	133.1	16.1		6HA20

Tableau 5.4 Ferrailage longitudinal des poutres

3.4.2. Armatures transversales

• Vérification au cisaillement du béton

Il faudra vérifier que la contrainte tangentielle du béton est inférieure au minimum des deux valeurs suivantes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \tau = \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right)$$

Poutres	Vu [kN]	τ_u [MPa]
30x40	69.45	0.61
30x40	77.63	0.69
30x45	19.24	0.15

Tableau 5.5 Vérification au cisaillement des poutres

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 2.93 \text{ MPa} \quad \text{vérifie}$$

• Espacement des armatures

a. Sens principale

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (10, 19.2, 30)$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h/2 = 20$$

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

b. Sens secondaire

• Poutre 30x40

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (10, 16.8, 30)$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h/2 = 20$$

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

- **Poutre 30x45**

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\text{ cm}\right)$

$$S_t < \min(11.25, 24, 30)$$

$$S_t = 10\text{ cm}$$

Zone courante: $S_t < h/2 = 22,5\text{ cm}$

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

Ferrailage transversal obtenu est :

Poutre	Espacement zone nodale [cm]	Espacement zone courante [cm]	At adopté
30*40	10	15	T8
30x40	10	15	T8
30x45	10	15	T8

Tableau 5.6 Ferrailage transversal des poutres

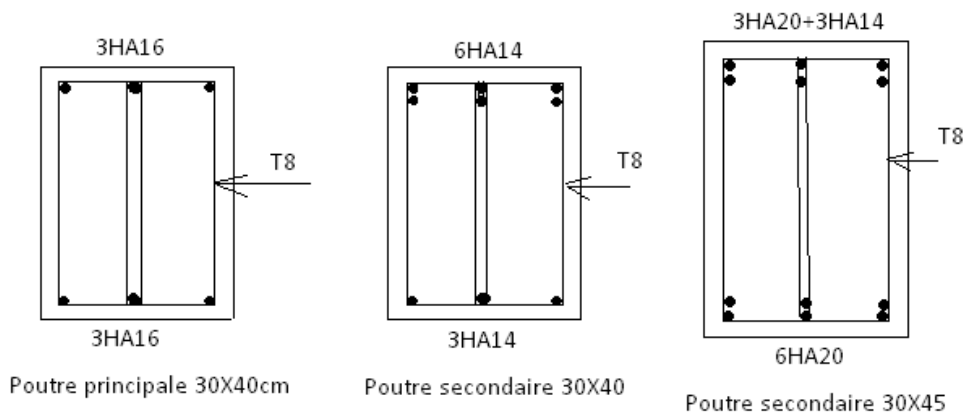


Figure 5.2 Schéma de ferrailage des poutres

4. FERRAILAGE DES 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 vérifiée pour la partie tendue, puis généralisée sur toute la longueur du voile.

4.1. Armatures verticales

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

La section d'armatures à placer dans les voiles sera une section répartie comme suit

- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton ;

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile

Le calcul sera effectué pour des bandes verticales dont la largeur "d" est déterminée par

$$d \leq \min (h/2 ; (2 \times l')/3)$$

Avec :

l' : longueur de la zone comprimée.

h : hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

4.2. Armatures horizontales

La section d'armatures horizontales à introduire doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Section minimale de 0.15% de la section du béton ;
- Diamètre minimal des barres de 10mm.

4.3. Espacement des barres dans les voiles selon le RPA

L'espacement maximal des armatures horizontales dans les voiles est donné par

$$St \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm})$$

4.4. Dispositions additionnelles

En plus des dispositions précédentes, les conditions suivantes doivent être respectées :

- La longueur de recouvrement des armatures est de 40ϕ ;
- Les armatures horizontales doivent être ligaturées avec 4 épingles/m² ;
- Les armatures longitudinales doivent être ligaturées avec 4 épingles/m² .

4.5. Résultat du ferrailage

Les armatures horizontales et verticales sont données par le tableau 5.8

4.6. Vérification au cisaillement

La vérification de cisaillement de fait comme suit

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times z} < \bar{\tau}_b = \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} , 5 \text{ MPa} \right)$$

Avec :

h : hauteur totale de la section brute.

z : hauteur utile = 0.9xh

b : épaisseur du voile

\bar{V} : 1.4xT

T : effort tranchant

On effectue la vérification sur les voiles du rez-de-chaussée seulement car ce sont les voiles les plus sollicités

On a $b=20\text{cm}$ et $h= 4,08\text{m}$

Le résultat des vérifications est donné par le tableau suivant :

Voile	Effort tranchant[kN]	τ_b [MPa]	τ_{blim} [MPa]
V1 RDC	245	0,47	2,83
V2 RDC	196	0,27	2,83
V3 RDC	223	0,31	2,83
V4 RDC	250	0,35	2,83

Tableau 5.7 Vérification des voiles au cisaillement

Rez de chaussée

N° Voile	Contrainte Tension Kg/cm ²	Contrainte Compression Kg/cm ²	Long de voile cm	Epaisseur de Voile cm	Effort F Kg	Fe H.A Kg/cm ²	Contrainte d'acier Kg/cm ²	Section d'acier cm ²	AS adopté
Vx4	62,20	6,70	240,00	20,00	67381,83	4000,00	4000,00	16,85	2x3 T16+T12 REP
Vx2	0,00	9,91	240,00	20,00	0,00	4000,00	4000,00	0,00	2x2T14+T12 REP
Vx3	69,40	0,00	180,00	20,00	124920,00	4000,00	4000,00	31,23	2x3 T16+T12 REP
Vx1	0,00	6,40	267,00	20,00	0,00	4000,00	4000,00	0,00	2x2T14+T12 REP

Etage 1 et 2

N° Voile	Contrainte Tension Kg/cm ²	Contrainte Compression Kg/cm ²	Long de voile cm	Epaisseur de Voile cm	Effort F Kg	Fe H.A Kg/cm ²	Contrainte d'acier Kg/cm ²	Section d'acier cm ²	AS adopté
Vx4	5,22	5,15	120,00	20,00	3151,93	4000,00	4000,00	0,79	2x3T14+T12 REP
Vx2	12,00	0,00	180,00	20,00	28800,00	4000,00	4000,00	7,20	2x2T12+T12 REP
Vx3	9,50	0,00	180,00	20,00	17100,00	4000,00	4000,00	4,28	2x3T14+T12 REP
Vx1	0,00	3,60	267,00	20,00	0,00	4000,00	4000,00	0,00	2x2T12+T12 REP

Etages 3 et 4

N° Voile	Contrainte Tension Kg/cm ²	Contrainte Compression Kg/cm ²	Long de voile cm	Epaisseur de Voile cm	Effort F Kg	Fe H.A Kg/cm ²	Contrainte d'acier Kg/cm ²	Section d'acier cm ²	AS adopté
Vx4	17,90	0,00	120,00	20,00	21480,00	4000,00	4000,00	5,37	2x3T14+T12 REP
Vx2	0,00	5,07	240,00	20,00	0,00	4000,00	4000,00	0,00	2x2T12+T12 REP
Vx3	20,00	1,70	180,00	20,00	33179,72	4000,00	4000,00	8,29	2x3T14+T12 REP
Vx1	0,00	1,90	267,00	20,00	0,00	4000,00	4000,00	0,00	2x2T12+T12 REP

Tableau 5.8 Ferrailage des voiles

Chapitre VI :
Fondations

1. INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations:

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée
 - Semelle filante
 - Radier général

- Fondation profonde (semelle sous pieux)

1.1. Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

1.2. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges, surcharges et la résistance du terrain. A savoir :

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

2. CALCUL DES FONDATIONS

Pour répondre aux exigences imposées par la sécurité et l'économie tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, nous devons prendre en considération les facteurs suivants :

- L'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations ;
- La condition ci-dessus doit être remplie :

$$\frac{N}{S} + \gamma_b \times D \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol} - \gamma_b \times D}$$

Avec :

σ_{sol} : contrainte du sol.

N : effort normal appliqué sur la fondation.

S : surface de la fondation.

D : la fiche de la fondation

γ_b : poids volumique du béton égale à 25kN/m^3

2.1. Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : (on a des poteaux carré)

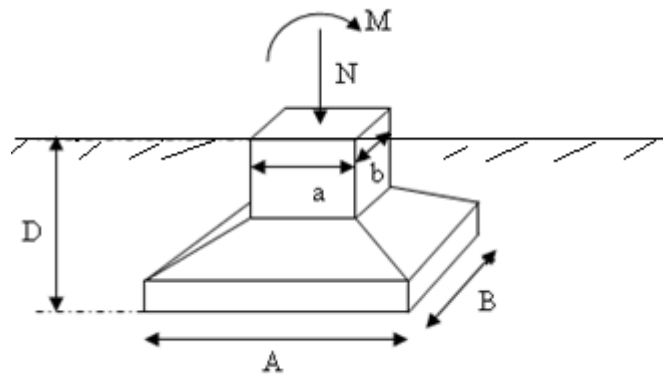


Figure 6.1 Semelle isolée

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations et sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Poteaux	N (kN)	S (m ²)	A (m)
1-A	540.52	3.60	1.90
1-B	237.2	1.58	1.26
1-D	315.13	2.10	1.45
1-F	315.44	2.10	1.45
1-H	237.3	1.58	1.26
1-I	540.31	3.60	1.90
2-A	613.78	4.09	2.02
2-B	497.87	3.32	1.82
2-C	346.11	2.31	1.52
2-D	199.61	1.33	1.15
2-E	342.49	2.28	1.51

2-F	201.25	1.34	1.16
2-G	355.45	2.37	1.54
2-H	498.3	3.32	1.82
2-I	613.65	4.09	2.02
3-A	735.52	4.90	2.21
3-B	570.24	3.80	1.95
3-C	824.51	5.50	2.34
3-E	557.02	3.71	1.93
3-G	838.64	5.59	2.36
3-H	569.41	3.80	1.95
3-I	735.42	4.90	2.21
4-C	361.76	2.41	1.55
4-D	315.81	2.11	1.45
4-E	369.53	2.46	1.57

Tableau 6.1 Efforts et sections des semelles isolées

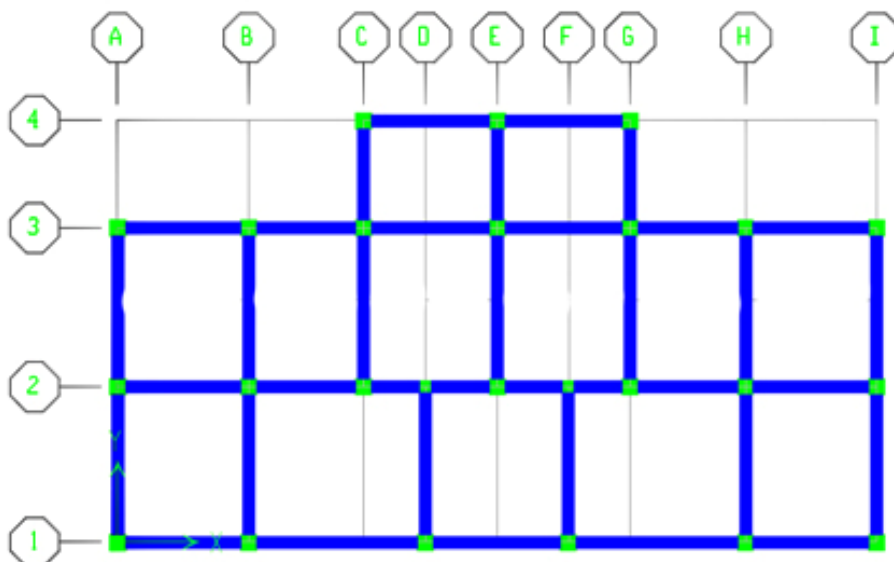


Figure 6.2 Disposition des poteaux

Les résultats obtenus montrent clairement que les semelles isolées ne peuvent pas être retenues compte tenu des déferents chevauchements dus aux dimensions de ces derniers
Ces résultats nous amène don a opter des semelles filantes

2.2. Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite :

$$\frac{N}{S} + \gamma_b \times D \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol} - \gamma_b \times D}$$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

Donc :

$$B \geq \frac{N}{(\sigma_{sol} - \gamma_b \times D) \times L}$$

La raideur d'une semelle filante est étudiée en appliquant la théorie des poutres sur sol élastique. Pour ce faire nous devons premier lieu calculer la longueur élastique des semelles comme suit :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}}$$

I : inertie de la semelle

E : module d'élasticité du béton

B : largeur de la semelle

K : coefficient de raideur du sol

Si $L \leq \pi L_e / 2$ répartition linéaire des contraintes sous la semelle

Si $L > \pi L_e / 2$ répartition identique à celle d'une poutre sur appuis élastique

a. Disposition des semelles filantes

Compte tenu des portées des poutres et des longueurs des voiles, nous nous trouvons face à trois types de semelles filantes

Nous aurons trois types de semelles filantes, la figure suivante montre leur disposition

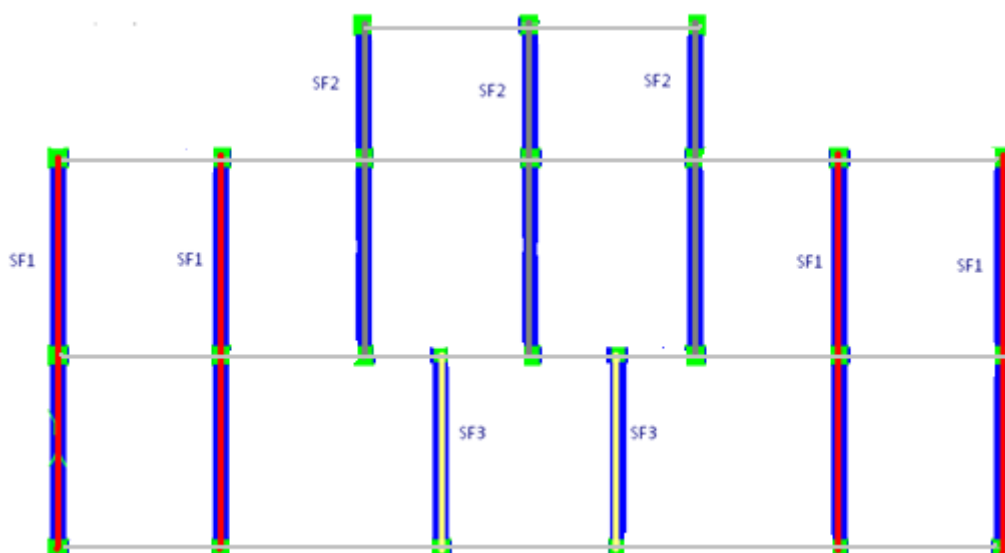


Figure 6.3 Disposition des semelles filantes

b. Sollicitations de calcul

Les efforts sollicitant les différentes semelles sont représentés dans les deux tableaux ci-dessus :

Semelle SF1	
Semelle SF2	
Semelle SF3	

Tableau 6.2 Sollicitations des semelles filantes

Les valeurs des efforts agissant sur les semelles sont données par le tableau suivant :

Semelles	Efforts					
	N1[kN]	M1[kN.m]	N2[kN]	M2[kN.m]	N3[kN]	M3[kN.m]
SF1	197	29	1193,5	0	211	31,3
SF2	305,5	37	726,7	49	211	47,4
SF3	130,6	44,8	1313	0		

Tableau 6.3 Efforts agissants sur les semelles filantes

c. Modélisation et calcul du ferrailage

La semelle calcule comme une poutre encastée aux deux extrémités, soumise à une charge répartie égale à la somme des efforts normaux agissant sur notre semelle.

La figure ce dessous représente le model de calcul de la fondation filante

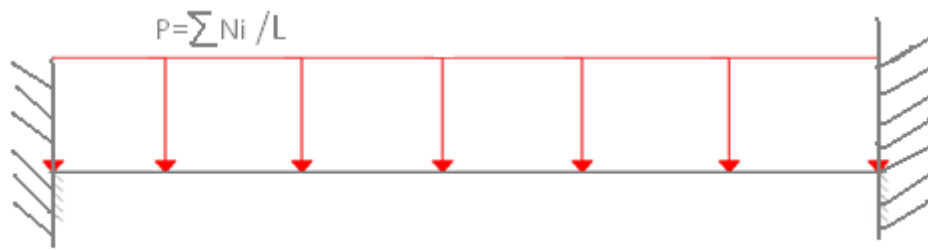


Figure 6.4 Modèle de calcul des semelles filantes

Les moments sont :

- en appui $M_a = PL^2/12$
- en travée $M_t = PL^2/24$

Les valeurs des charges réparties P pour chaque semelle sont données dans le tableau suivant :

Semelle	Valeur de la charge répartie P [kN/m]
SF1	155,43
SF2	133,65
SF3	229,04

Tableau 6.4 Sollicitations de calcul des semelles filantes

Le résultat de calcul de ferrailage est donné dans le tableau suivant :

Semelles	Ferrailage	
	Nappe supérieure	Nappe inférieure
SF1	4 HA 16	8 HA 16
SF2	4 HA 16	6 HA 16
SF3	4 HA 16	4 HA 16

Tableau 6.5 Ferrailage des semelles filantes

d. Vérification au renversement

On doit vérifier pour chaque semelle sa stabilité au renversement, et pour cela on doit vérifier que l'inégalité suivante est vérifiée

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Les résultats des vérifications obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Semelle	N [Kn]	M [Kn.m]	e [m]	B/4 [m]	Observations
SF1	197	29	0.15	0.35	Vérifié
	1193.5	0	0.00	0.35	Vérifié
	211	31.3	0.15	0.35	Vérifié
SF2	305.5	37	0.12	0.35	Vérifié
	726.7	49	0.07	0.35	Vérifié
	21.1	4.74	0.22	0.35	Vérifié
SF3	13.06	4.48	0.34	0.35	Vérifié
	131.3	0	0.00	0.35	Vérifié

Tableau 6.6 Vérification des semelles au renversement

A partir de ce résultat, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée

Conclusion générale

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important, dans le cas de notre structure, la régularité en plan et en élévation nous a facilité les calculs et nous a donné beaucoup de possibilité pour la dispositions des voiles.

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographie

- [1] C.G.S. << CBA93 >> O.P.U. 1994.
- [2] C.G.S. << RPA99 Version 2003 >> O.P.U. 2004.
- [3] J.Perchat << Pratique du BAEL 91 >>. Eyrolles. 1998.
- [4] M. BELAZOUGUI << Calcul des ouvrages en béton armé >>. O.P.U. 1991.
- [5] M. BELAZOUGUI << Cours de béton armé tome2 >>. O.P.U. 1983.
- [6] H. THONIER << Conception et calcul des structures de bâtiment >> .tome1. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris 1999.
- [7] M. BOUKHAMACHA ; H. HAMIDANE << Calcul d'un bâtiment en R+5 à usage d'habitation et commercial >> PFE. ENP. Juin 2006.

Logiciels

CIS ETABS V9.5 : Version démonstrative
SOCOTEC Flexi V1.01 Version d'évaluation
SOCOTEC Peleas V1.0 Version d'évaluation
SOCOTEC BaelR V1.01 Version d'évaluation
Autodesk Autocad 2007 Version d'évaluation

Annexe A :
ETABS

1. INTRODUCTION

Pour le calcul des sollicitations, nous avons utilisé le logiciel ETABS qui a été élaboré par Computers and Structures Inc, Berkeley, California.

C'est un programme d'analyses dynamique et statique des structures basées sur une formulation en éléments finis avec des fonctions destinées à la conception de bâtiments.

Le concept de base est de créer un modèle comportant la structure du bâtiment et les niveaux (planchers) et les escaliers. Tous les autres éléments sont représentés comme des chargements.

La méthode d'analyse contient une large variété d'options de l'étude statique et dynamique. Les méthodes numériques utilisées permettent un transfert automatique des charges de niveaux aux éléments porteurs.

Parmi les problèmes spéciaux pris en considération dans l'étude : la localisation du centre de rigidité, les effets des déplacements libres dans les extrémités des éléments de la structure (degré d'encastrement), tout cela en utilisant des techniques numériques rapides avec un minimum d'efforts.

2. TYPES D'ELEMENTS

La discrétisation est faite en éléments non conformes pour avoir une convergence rapide sans passer à des éléments d'ordre supérieur. Les déplacements sont exprimés par la

$$u = \sum_i N_i u_i + \sum_1^3 \bar{N}_i \alpha_i$$

Les fonctions de forme utilisées sont en coordonnées naturelles normalisées :

$$N_i(\xi_i, \eta_i, \zeta_i) = g(\xi_i, \xi) g(\eta_i, \eta) g(\zeta_i, \zeta)$$

$$\begin{cases} g_i = g(\xi_i, \xi) = \frac{1}{2}(1 + \xi_i \xi) \rightarrow \text{if } \xi_i = \pm 1 \\ g_i = g(\xi_i, \xi) = \frac{1}{2}(1 + \xi^2) \rightarrow \text{if } \xi_i = 0 \end{cases}$$

Les termes des déplacements incompatibles N_i :

$$\begin{cases} \bar{N}_1 = 1 - \xi^2 \\ \bar{N}_2 = 1 - \eta^2 \\ \bar{N}_3 = 1 - \zeta^2 \end{cases}$$

3. L'INTEGRATION NUMERIQUE

Dans le développement de la matrice de rigidité pour la méthode des éléments finis ; qui est basé sur des fonctions de déplacement approximatives qui ne satisfont pas l'équilibre, il a été prouvé que l'intégration avec des méthodes numériques approximatives peut donner un meilleur résultat, et converge plus rapidement qu'une intégration numérique.

L'intégration numérique se fait par la règle de Gauss qui s'écrit dans le cas unidimensionnel

$$I = \int_{-1}^1 f(s).ds = \sum_{i=1}^n W_i . f(s_i)$$

L'intégrale est évaluée aux points de Gauss s_i avec leurs poids de Gauss correspondants W_i . Cette règle peut être étendue aux cas bidimensionnel ou tridimensionnel.

4. L'INVERSION DES MATRICES

L'inverse d'une matrice s'obtient par la résolution du système suivant pour une matrice X de même taille que A en mettant B égale à l'identité :

$$A.x=B \text{ avec } A.A^{-1} = I$$

La résolution se fait par la méthode d'élimination modifiée de Gauss. Pour une équation typique

$$\sum_{j=1}^{N-1} a_{ij} x_j = b_i \quad \text{Pour } i = 1 \dots N$$

Cette dernière peut se mettre sous la forme :

$$-\sum_{j=1}^{n-1} \overline{a_{nj}} x_j + \frac{b_n}{a_{nn}} - \sum_{j=n+1}^N \overline{a_{nj}} x_j = x_n$$

Maintenant x_n peut être éliminé de toutes les équations avant et après l'équation n. Par la suite, x_n va être déplacé vers la gauche de l'équation et b_n vers la droite, d'où :

$$\sum_{j=1}^{n-1} (a_{nj} - a_{nj} \overline{a_{nj}}) x_j - \frac{a_{jn} b_n}{a_{nn}} + \sum_{j=n+1}^N (a_{nj} - a_{nj} \overline{a_{nj}}) x_j = b_i \quad i = 1 \dots n, n+1 \dots N$$

Après n transformations, la nouvelle forme du système d'équations peut s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$A^{(n)}.x^{(n)} = b^{(n)}$$

Après N transformations :

$$A^{(N)} = A^{-1}, x^{(N)} = -b \text{ et } b^{(N)} = -x$$

5. LA RESOLUTION DES SYSTEMES D'EQUATIONS

En vue de réduire la taille des matrices à stocker et donc le volume de calculs à faire, la résolution passe d'abord par certaines procédures de condensation des matrices.

Si pour un degré de liberté le déplacement n'est pas empêché (force associée nulle), une diminution de la matrice de rigidité et du vecteur force sera obtenue avec les changements suivants :

$$\begin{cases} \bar{k}_{ij} = k_{ij} - k_{in} \frac{k_{nj}}{k_{nn}} \\ \bar{f}_j = f_j - f_n \frac{k_{nj}}{k_{nn}} \end{cases}$$

Cette opération se répète pour tous les déplacements libres, et après l'obtention des autres déplacements associés à l'élément, ils peuvent être calculés dans l'ordre inverse de leur élimination par la relation :

$$u_n = \sum_{j=1}^{n-1} \frac{k_{nj}}{k_{nn}} u_j + \sum_{j=n+1}^{12} \frac{k_{nj}}{k_{nn}} u_j + f_n$$

Cette opération est appelée condensation statique ou élimination partielle de Gauss. La matrice obtenue passe ensuite par l'opération d'élimination de Gauss (pour obtenir une matrice triangulaire supérieure).

En retournant à l'ordre original des inconnues nous obtenons une matrice bande symétrique. Ainsi, seuls les termes non nuls seront à stocker et la résolution pourra être faite.

La méthode la plus appropriée pour la résolution d'un système d'équations symétriques est la décomposition LDLT. La méthode consiste à décomposer la matrice rigidité en un produit de trois matrices : une diagonale, une triangulaire inférieure et sa transposée.

$$A = LU = LDL^T$$

La décomposition se fait suivant un ordre précis (une ligne de U puis une colonne de L) par :

$$U_{ij} = A_{ij} - \sum_{k=1}^{i-1} L_{ik} U_{kj}$$

$$L_{kj} = \frac{U_{kj}}{U_{kk}}$$

Le système s'écrit donc :

$$Ax = LDL^T x = LDy = b$$

Annexe B :
Fichier résultat de l'analyse dynamique

E T A B S (R)

Version 9.5.0.0

Copyright (C) 1984-2008
 COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.
 All rights reserved

This copy of ETABS is for the exclusive use of

THE LICENSEE

Unauthorized use is in violation of Federal copyright laws

It is the responsibility of the user to verify all
 results produced by this program

13 Jun 2009 14:28:40

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page

1

CONSTRAINT COORDINATES AND MASSES

CONS 1 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
236.489164	236.489164	.000000	.000000	.000000	10113.635

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	9.551949	9.551949	9.550075
Y	4.707982	4.707982	4.881076
Z	16.320000	16.320000	16.320000

CONS 2 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
242.255133	242.255133	.000000	.000000	.000000	10602.845

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	9.552678	9.552678	9.550103

Y 4.715693 4.715693 4.881373
Z 13.260000 13.260000 13.260000

CONS 3 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
242.255133	242.255133	.000000	.000000	.000000	10602.845

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page
2

CONSTRAINT COORDINATES AND MASSES

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	9.552678	9.552678	9.550103
Y	4.715693	4.715693	4.881373
Z	10.200000	10.200000	10.200000

CONS 4 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
242.255133	242.255133	.000000	.000000	.000000	10602.845

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	9.552678	9.552678	9.550103
Y	4.715693	4.715693	4.881373
Z	7.140000	7.140000	7.140000

CONS 5 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
253.047022	253.047022	.000000	.000000	.000000	11121.761

```

          CENTER OF MASS
GLOBAL    U1    U2    U3
X    9.552564  9.552564  9.550099
Y    4.717918  4.717918  4.881458
Z    4.080000  4.080000  4.080000

```

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page
3

DISPLACEMENT DEGREES OF FREEDOM

(A) = Active DOF, equilibrium equation
 (-) = Restrained DOF, reaction computed
 (+) = Constrained DOF
 (>) = External substructure DOF
 () = Null DOF

```

JOINTS      UX  UY  UZ  RX  RY  RZ
1           +  +      +
2 TO 51    A  A  A  A  A  A
52 TO 76    +  +  A  A  A  +
77 TO 308   A  A  A  A  A  A
309        +  +      +
310 TO 359  A  A  A  A  A  A
360 TO 384  +  +  A  A  A  +
385 TO 616  A  A  A  A  A  A
617        +  +      +
618 TO 667  A  A  A  A  A  A
668 TO 692  +  +  A  A  A  +
693 TO 924  A  A  A  A  A  A
925        +  +      +
926 TO 975  A  A  A  A  A  A
976 TO 1000 +  +  A  A  A  +
1001 TO 1232 A  A  A  A  A  A
1233       +  +      +
1234 TO 1283 A  A  A  A  A  A
1284 TO 1308 +  +  A  A  A  +
1309 TO 1540 A  A  A  A  A  A
1541 TO 1615 -  -  -  A  A  A

```

```

CONSTRAINTS  U1  U2  U3  R1  R2  R3
1 TO 5    A  A      A

```

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page
4

ASSEMBLED JOINT MASSES

IN GLOBAL COORDINATES

```

JOINT    UX      UY      UZ      RX      RY      RZ
1  236.489164  236.489164  .000000  .000000  .000000  10113.635
2   0.763271   0.763271   .000000   .000000   .000000   .000000
3   0.763271   0.763271   .000000   .000000   .000000   .000000
4   0.763271   0.763271   .000000   .000000   .000000   .000000

```


5	0.763271	0.763271	.000000	.000000	.000000	.000000
6	0.763271	0.763271	.000000	.000000	.000000	.000000
7	0.763271	0.763271	.000000	.000000	.000000	.000000
8	0.763271	0.763271	.000000	.000000	.000000	.000000
9	0.763271	0.763271	.000000	.000000	.000000	.000000
10	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000
11	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000
12	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000
13	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000
14	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
15	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
16	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
17	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
18	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
19	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
20	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
21	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
22	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
23	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
24	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
25	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
26	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
27	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
28	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
29	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
30	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000
31	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000
32	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000
33	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000
34	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
35	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
36	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
37	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
38	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
39	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
40	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
41	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
42	0.339918	0.339918	.000000	.000000	.000000	.000000
43	0.339918	0.339918	.000000	.000000	.000000	.000000
44	0.381635	0.381635	.000000	.000000	.000000	.000000
45	0.381635	0.381635	.000000	.000000	.000000	.000000
46	0.154508	0.154508	.000000	.000000	.000000	.000000
47	0.154508	0.154508	.000000	.000000	.000000	.000000

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page

5

ASSEMBLED JOINT MASSES

IN GLOBAL COORDINATES

JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
48	0.154508	0.154508	.000000	.000000	.000000	.000000
49	0.154508	0.154508	.000000	.000000	.000000	.000000
50	0.247213	0.247213	.000000	.000000	.000000	.000000
51	0.247213	0.247213	.000000	.000000	.000000	.000000
309	242.255133	242.255133	.000000	.000000	.000000	10602.845

310	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
311	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
312	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
313	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
314	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
315	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
316	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
317	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
318	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
319	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
320	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
321	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
322	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
323	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
324	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
325	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
326	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
327	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
328	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
329	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
330	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
331	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
332	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
333	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
334	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
335	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
336	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
337	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
338	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
339	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
340	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
341	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
342	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
343	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
344	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
345	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
346	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
347	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
348	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
349	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
350	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000
351	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page

6

ASSEMBLED JOINT MASSES

IN GLOBAL COORDINATES

JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
352	0.763271	0.763271	.000000	.000000	.000000	.000000
353	0.763271	0.763271	.000000	.000000	.000000	.000000
354	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
355	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
356	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
357	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000

358	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
359	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
617	242.255133	242.255133	.000000	.000000	.000000	10602.845
618	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
619	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
620	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
621	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
622	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
623	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
624	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
625	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
626	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
627	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
628	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
629	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
630	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
631	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
632	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
633	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
634	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
635	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
636	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
637	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
638	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
639	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
640	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
641	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
642	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
643	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
644	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
645	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
646	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
647	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
648	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
649	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
650	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
651	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
652	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
653	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
654	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
655	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page

7

ASSEMBLED JOINT MASSES

IN GLOBAL COORDINATES

JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
656	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
657	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
658	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000
659	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000
660	0.763271	0.763271	.000000	.000000	.000000	.000000
661	0.763271	0.763271	.000000	.000000	.000000	.000000
662	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000

663	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
664	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
665	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
666	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
667	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
925	242.255133	242.255133	.000000	.000000	.000000	10602.845
926	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
927	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
928	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
929	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
930	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
931	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
932	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
933	1.526542	1.526542	.000000	.000000	.000000	.000000
934	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
935	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
936	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
937	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
938	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
939	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
940	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
941	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
942	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
943	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
944	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
945	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
946	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
947	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
948	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
949	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
950	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
951	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
952	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
953	0.618033	0.618033	.000000	.000000	.000000	.000000
954	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
955	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
956	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
957	1.359673	1.359673	.000000	.000000	.000000	.000000
958	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
959	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page

8

ASSEMBLED JOINT MASSES

IN GLOBAL COORDINATES

JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
960	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
961	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
962	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
963	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
964	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
965	0.988853	0.988853	.000000	.000000	.000000	.000000
966	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000
967	0.679836	0.679836	.000000	.000000	.000000	.000000

968	0.763271	0.763271	.000000	.000000	.000000	.000000
969	0.763271	0.763271	.000000	.000000	.000000	.000000
970	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
971	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
972	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
973	0.309017	0.309017	.000000	.000000	.000000	.000000
974	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
975	0.494427	0.494427	.000000	.000000	.000000	.000000
1233	253.047022	253.047022	.000000	.000000	.000000	11121.761
1234	1.780966	1.780966	.000000	.000000	.000000	.000000
1235	1.780966	1.780966	.000000	.000000	.000000	.000000
1236	1.780966	1.780966	.000000	.000000	.000000	.000000
1237	1.780966	1.780966	.000000	.000000	.000000	.000000
1238	1.780966	1.780966	.000000	.000000	.000000	.000000
1239	1.780966	1.780966	.000000	.000000	.000000	.000000
1240	1.780966	1.780966	.000000	.000000	.000000	.000000
1241	1.780966	1.780966	.000000	.000000	.000000	.000000
1242	1.586285	1.586285	.000000	.000000	.000000	.000000
1243	1.586285	1.586285	.000000	.000000	.000000	.000000
1244	1.586285	1.586285	.000000	.000000	.000000	.000000
1245	1.586285	1.586285	.000000	.000000	.000000	.000000
1246	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1247	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1248	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1249	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1250	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1251	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1252	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1253	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1254	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1255	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1256	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1257	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1258	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1259	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1260	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1261	0.721039	0.721039	.000000	.000000	.000000	.000000
1262	1.586285	1.586285	.000000	.000000	.000000	.000000
1263	1.586285	1.586285	.000000	.000000	.000000	.000000

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page

9

ASSEMBLED JOINT MASSES

IN GLOBAL COORDINATES

JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1264	1.586285	1.586285	.000000	.000000	.000000	.000000
1265	1.586285	1.586285	.000000	.000000	.000000	.000000
1266	1.153662	1.153662	.000000	.000000	.000000	.000000
1267	1.153662	1.153662	.000000	.000000	.000000	.000000
1268	1.153662	1.153662	.000000	.000000	.000000	.000000
1269	1.153662	1.153662	.000000	.000000	.000000	.000000
1270	1.153662	1.153662	.000000	.000000	.000000	.000000
1271	1.153662	1.153662	.000000	.000000	.000000	.000000
1272	1.153662	1.153662	.000000	.000000	.000000	.000000

1273	1.153662	1.153662	.000000	.000000	.000000	.000000
1274	0.793143	0.793143	.000000	.000000	.000000	.000000
1275	0.793143	0.793143	.000000	.000000	.000000	.000000
1276	0.890483	0.890483	.000000	.000000	.000000	.000000
1277	0.890483	0.890483	.000000	.000000	.000000	.000000
1278	0.360519	0.360519	.000000	.000000	.000000	.000000
1279	0.360519	0.360519	.000000	.000000	.000000	.000000
1280	0.360519	0.360519	.000000	.000000	.000000	.000000
1281	0.360519	0.360519	.000000	.000000	.000000	.000000
1282	0.576831	0.576831	.000000	.000000	.000000	.000000
1283	0.576831	0.576831	.000000	.000000	.000000	.000000
1541	1.017695	1.017695	.000000	.000000	.000000	.000000
1542	1.017695	1.017695	.000000	.000000	.000000	.000000
1543	1.017695	1.017695	.000000	.000000	.000000	.000000
1544	1.017695	1.017695	.000000	.000000	.000000	.000000
1545	1.017695	1.017695	.000000	.000000	.000000	.000000
1546	1.017695	1.017695	.000000	.000000	.000000	.000000
1547	1.017695	1.017695	.000000	.000000	.000000	.000000
1548	1.017695	1.017695	.000000	.000000	.000000	.000000
1549	0.906449	0.906449	.000000	.000000	.000000	.000000
1550	0.906449	0.906449	.000000	.000000	.000000	.000000
1551	0.906449	0.906449	.000000	.000000	.000000	.000000
1552	0.906449	0.906449	.000000	.000000	.000000	.000000
1553	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1554	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1555	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1556	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1557	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1558	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1559	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1560	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1561	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1562	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1563	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1564	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1565	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1566	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1567	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page

10

ASSEMBLED JOINT MASSES

IN GLOBAL COORDINATES

JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1568	0.412022	0.412022	.000000	.000000	.000000	.000000
1569	0.906449	0.906449	.000000	.000000	.000000	.000000
1570	0.906449	0.906449	.000000	.000000	.000000	.000000
1571	0.906449	0.906449	.000000	.000000	.000000	.000000
1572	0.906449	0.906449	.000000	.000000	.000000	.000000
1573	0.659235	0.659235	.000000	.000000	.000000	.000000
1574	0.659235	0.659235	.000000	.000000	.000000	.000000
1575	0.659235	0.659235	.000000	.000000	.000000	.000000
1576	0.659235	0.659235	.000000	.000000	.000000	.000000
1577	0.659235	0.659235	.000000	.000000	.000000	.000000

1578	0.659235	0.659235	.000000	.000000	.000000	.000000
1579	0.659235	0.659235	.000000	.000000	.000000	.000000
1580	0.659235	0.659235	.000000	.000000	.000000	.000000
1581	0.453224	0.453224	.000000	.000000	.000000	.000000
1582	0.453224	0.453224	.000000	.000000	.000000	.000000
1583	0.508847	0.508847	.000000	.000000	.000000	.000000
1584	0.508847	0.508847	.000000	.000000	.000000	.000000
1585	0.206011	0.206011	.000000	.000000	.000000	.000000
1586	0.206011	0.206011	.000000	.000000	.000000	.000000
1587	0.206011	0.206011	.000000	.000000	.000000	.000000
1588	0.206011	0.206011	.000000	.000000	.000000	.000000
1589	0.329618	0.329618	.000000	.000000	.000000	.000000
1590	0.329618	0.329618	.000000	.000000	.000000	.000000
1591	1.977706	1.977706	.000000	.000000	.000000	.000000
1592	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1593	1.977706	1.977706	.000000	.000000	.000000	.000000
1594	2.156936	2.156936	.000000	.000000	.000000	.000000
1595	2.156936	2.156936	.000000	.000000	.000000	.000000
1596	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1597	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1598	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1599	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1600	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1601	2.060111	2.060111	.000000	.000000	.000000	.000000
1602	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1603	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1604	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1605	2.060111	2.060111	.000000	.000000	.000000	.000000
1606	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1607	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1608	2.101313	2.101313	.000000	.000000	.000000	.000000
1609	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1610	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1611	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1612	2.101313	2.101313	.000000	.000000	.000000	.000000
1613	1.648088	1.648088	.000000	.000000	.000000	.000000
1614	0.927050	0.927050	.000000	.000000	.000000	.000000

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page

11

ASSEMBLED JOINT MASSES

IN GLOBAL COORDINATES

JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1615	0.927050	0.927050	.000000	.000000	.000000	.000000

TOTAL ASSEMBLED JOINT MASSES

IN GLOBAL COORDINATES

	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TOTAL	1504.804	1504.804	.000000	.000000	.000000	53043.932

TOTAL ACCELERATED MASS AND LOCATION

TOTAL MASS ACTIVATED BY ACCELERATION LOADS, IN GLOBAL COORDINATES

	UX	UY	UZ
MASS	1430.969	1430.969	.000000
X-LOC	9.552136	9.552136	.000000
Y-LOC	4.559890	4.559890	.000000
Z-LOC	9.998029	9.998029	.000000

Program ETABS Version 9.5.0.0 File:final2.OUT

Page
12

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES

MODE	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	FREQUENCY (RAD/TIME)	EIGENVALUE (RAD/TIME)**2
1	0.455758	2.194148	13.786238	190.060364
2	0.413362	2.419187	15.200197	231.045996
3	0.330941	3.021683	18.985796	360.460446
4	0.117701	8.496093	53.382527	2849.694
5	0.100189	9.981120	62.713230	3932.949
6	0.097728	10.232506	64.292730	4133.555
7	0.051380	19.462894	122.288967	14954.591
8	0.043503	22.987140	144.432460	20860.736
9	0.042596	23.476251	147.505637	21757.913
10	0.029057	34.415123	216.236593	46758.264
11	0.024270	41.203390	258.888537	67023.275
12	0.023795	42.024936	264.050459	69722.645

Program ETABS Version 9.5.0.0 File:final2.OUT

Page
13

MODAL PARTICIPATION FACTORS

FOR UNIT ACCELERATION LOADS IN GLOBAL COORDINATES

MODE	PERIOD	UX	UY	UZ
1	0.455758	-34.579232	0.003183	.000000
2	0.413362	0.004258	33.637731	.000000
3	0.330941	-1.843667	0.018140	.000000
4	0.117701	12.983060	-0.004225	.000000
5	0.100189	-0.023783	-15.297724	.000000
6	0.097728	-3.352629	0.092020	.000000
7	0.051380	5.425026	-0.004147	.000000
8	0.043503	3.498466	0.048351	.000000
9	0.042596	0.020050	-7.318814	.000000
10	0.029057	-2.328035	0.002348	.000000
11	0.024270	-0.013793	-3.228291	.000000
12	0.023795	-1.890816	0.020704	.000000

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page
14

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.455758	83.5604	0.0000	0.0000	83.5604	0.0000	0.0000
2	0.413362	0.0000	79.0721	0.0000	83.5604	79.0721	0.0000
3	0.330941	0.2375	0.0000	0.0000	83.7979	79.0721	0.0000
4	0.117701	11.7794	0.0000	0.0000	95.5773	79.0721	0.0000
5	0.100189	0.0000	16.3540	0.0000	95.5774	95.4261	0.0000
6	0.097728	0.7855	0.0006	0.0000	96.3629	95.4267	0.0000
7	0.051380	2.0567	0.0000	0.0000	98.4196	95.4267	0.0000
8	0.043503	0.8553	0.0002	0.0000	99.2749	95.4268	0.0000
9	0.042596	0.0000	3.7433	0.0000	99.2749	99.1701	0.0000
10	0.029057	0.3787	0.0000	0.0000	99.6537	99.1701	0.0000
11	0.024270	0.0000	0.7283	0.0000	99.6537	99.8984	0.0000
12	0.023795	0.2498	0.0000	0.0000	99.9035	99.8984	0.0000

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page
15

MODAL LOAD PARTICIPATION RATIOS

LOAD, ACC, OR LINK/DEF (TYPE)	STATIC (NAME)	DYNAMIC (PERCENT)	EFFECTIVE PERIOD
LOAD G	0.0608 ->	0.0000<- (*) SEE NOTE	0.009221
LOAD Q	0.3365 ->	0.0000<- (*) SEE NOTE	0.022738
LOAD TRIBUTAR	0.0000	0.0000	-INFINITY-
LOAD EX	0.0000	0.0000	-INFINITY-
LOAD EY	0.0000	0.0000	-INFINITY-
ACC UX	99.9998	99.9035	0.453426
ACC UY	99.9998	99.8984	0.410912
ACC UZ	0.0000	0.0000	-INFINITY-
ACC RX	100.0000	99.9994	0.413317
ACC RY	100.0000	99.9996	0.455599
ACC RZ	96.3184	99.9019	0.904176

(*) NOTE: DYNAMIC LOAD PARTICIPATION RATIO EXCLUDES LOAD APPLIED TO NON-MASS DEGREES OF FREEDOM

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page
16

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOADG	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	-10189.842	-46833.296	97314.460	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

REACTNS -1.13E-11 1.04E-08 10189.842 46833.296 -97314.460 1.09E-07
 CONSTRS 2.72E-12 -3.94E-09 .000000 5.67E-08 2.37E-11 -3.74E-08

TOTAL -8.56E-12 6.41E-09 -4.73E-10 -7.65E-08 4.24E-09 7.20E-08

LOADQ -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	-1295.940	-6219.172	12518.739	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-8.86E-11	3.69E-09	1295.940	6219.172	-12518.739	4.02E-08
CONSTRS	5.44E-11	-1.45E-09	.000000	2.06E-08	8.05E-10	-1.36E-08

TOTAL -3.42E-11 2.24E-09 -4.87E-11 -2.59E-08 1.30E-10 2.65E-08

LOADTRIBUTAR -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
CONSTRS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

TOTAL .000000 .000000 .000000 .000000 .000000 .000000

LOADEX -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
CONSTRS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

TOTAL .000000 .000000 .000000 .000000 .000000 .000000

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page
17

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOADEY -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
CONSTRS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

TOTAL .000000 .000000 .000000 .000000 .000000 .000000

MODE 1 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-6572.141	0.604990	.000000	-7.299576	-78138.093	32323.896

REACTNS 6572.141 -0.604990 -6.11E-10 7.299576 78138.093 -32323.896
 CONSTRS -1.75E-05 -1.25E-06 .000000 8.38E-06 -0.000214 7.35E-05

TOTAL -1.81E-05 -1.31E-06 -6.11E-10 8.20E-06 -0.000224 7.73E-05

MODE 2 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	0.983863	7771.863	.000000	-94921.250	11.662053	74262.004
REACTNS	-0.983863	-7771.863	1.14E-09	94921.250	-11.662053	-74262.004
CONSTRS	-3.77E-06	1.63E-05	.000000	-0.000162	1.33E-05	0.000201

TOTAL -3.93E-06 2.02E-05 1.14E-09 -0.000210 1.35E-05 0.000246

MODE 3 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-664.568910	6.538819	.000000	-82.509336	-7798.217	-78309.786
REACTNS	664.568910	-6.538819	9.58E-11	82.509343	7798.217	78309.786
CONSTRS	5.59E-05	6.03E-06	.000000	-5.62E-05	0.000360	-0.000418

TOTAL 5.61E-05 5.49E-06 9.58E-11 -4.90E-05 0.000358 -0.000459

Program ETABS Version 9.5.0.0

File:final2.OUT

Page
18

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE 4 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	36997.751	-12.040104	.000000	19.731091	-4026.537	-226022.970
REACTNS	-36997.750	12.040046	1.27E-09	-19.730680	4026.536	226022.953
CONSTRS	0.018335	-0.019188	.000000	0.189413	-0.231197	-0.302152

TOTAL 0.018645 -0.019247 1.27E-09 0.189824 -0.231642 -0.319539

MODE 5 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-93.538797	-60165.170	.000000	98777.921	-20.920988	-576217.192
REACTNS	93.538095	60165.171	1.95E-10	-98777.924	20.921056	576217.182
CONSTRS	0.138942	0.049101	.000000	-0.522488	1.304174	-0.058565

TOTAL 0.138241 0.050154 1.95E-10 -0.525164 1.304242 -0.068262

MODE 6 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-13858.276	380.369407	.000000	-624.351514	-3701.116	-279668.822

REACTNS 13858.276 -380.369911 -1.20E-09 624.352203 3701.117 279668.862
 CONSTRS -0.070762 -0.002843 .000000 -0.014624 0.219867 0.141128

TOTAL -0.071431 -0.003348 -1.20E-09 -0.013935 0.220878 0.181066

MODE 7 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	81129.052	-62.015385	.000000	110.116914	125909.241	-733791.982
REACTNS	-81129.052	62.014270	8.10E-10	-110.116236	-125909.246	733791.902
CONSTRS	0.147343	0.184721	.000000	-2.117585	1.619526	4.164898

TOTAL 0.147745 0.183606 8.10E-10 -2.116907 1.614596 4.084929
 Program ETABS Version 9.5.0.0 File:final2.OUT

Page
19

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE 8 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	72980.575	1008.633	.000000	-1776.757	97761.275	429096.027
REACTNS	-72980.572	-1008.636	-7.74E-10	1776.759	-97761.289	-429096.267
CONSTRS	0.324572	0.607959	.000000	-6.937030	3.959506	11.313497

TOTAL 0.327065 0.604881 -7.74E-10 -6.935343 3.944707 11.074093

MODE 9 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	436.242065	-159242.108	.000000	280382.187	574.143052	-1.5176E+06
REACTNS	-436.237930	159242.114	9.07E-10	-280382.190	-574.117023	1.5176E+06
CONSTRS	-0.473928	-1.018839	.000000	11.953294	-7.332745	-27.798020

TOTAL -0.469793 -1.012444 9.07E-10 11.949854 -7.306716 -27.496499

MODE 10 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-108854.897	109.802084	.000000	-80.383171	-39948.785	1.1132E+06
REACTNS	108854.880	-109.806110	1.99E-09	80.386986	39948.781	-1.1132E+06
CONSTRS	-0.445597	0.409765	.000000	-5.412097	0.844183	-6.007894

TOTAL -0.462026 0.405739 1.99E-09 -5.408282 0.840127 -5.821422

MODE 11 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-924.469627	-216370.641	.000000	158814.119	-260.260942	-2.0682E+06

REACTNS 924.706035 216370.927 -6.15E-10 -158814.379 260.386213 2.0682E+06
 CONSTRS 11.602827 -27.104695 .000000 347.628034 52.608284 -298.109167

TOTAL 11.839235 -26.818294 -6.15E-10 347.367775 52.733555 -298.038032
 Program ETABS Version 9.5.0.0 File:final2.OUT

Page
20

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE 12 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-131832.702	1443.509	.000000	-1058.937	-36120.326	-403340.853
REACTNS	131832.552	-1443.489	3.45E-10	1058.923	36120.315	403343.104
CONSTRS	-2.422890	-1.309685	.000000	14.465502	23.273163	-149.952652

TOTAL -2.573377 -1.289849 3.45E-10 14.452256 23.262242 -147.701266

SPECEX -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	2459.376	1.363775	.000000	5.035753	28869.060	12228.591
REACTNS	2459.376	1.363776	2.26E-10	5.035754	28869.060	12228.591
CONSTRS	0.000372	0.000407	.000000	0.004512	0.003882	0.013910

TOTAL 0.000381 0.000405 2.26E-10 0.004513 0.003880 0.013737

SPECEY -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	1.363775	2368.676	.000000	28078.829	4.511046	22635.908
REACTNS	1.363773	2368.676	3.37E-10	28078.829	4.511043	22635.908
CONSTRS	0.002111	0.003922	.000000	0.049954	0.015661	0.048961

TOTAL 0.002131 0.003883 3.37E-10 0.049920 0.015659 0.048806