

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de master professionnel

Spécialité : Génie Civil

Option : Construction civile et industrielle

Sujet

**Modélisation et étude d'un bâtiment en R+12
avec 3 sous-sols à usage de bureaux**

Réalisé par :

M^{elle} Gater Meriem

Encadré par :

M^r CHEKIRED Abdenour

Promotion 2013/2014

Remerciements

Avant tout je tiens à remercier Dieu le tous puissant pour m'avoir donné le courage et la volonté pour arriver au terme de ce travail.

Je remercie mes très chers parents d'avoir sacrifiés leurs vies pour notre bien.

Je remercie également ma grande famille, mes amis et mon entourage qui ont su me soutenir et m'encourager durant cette période.

Mes vifs remerciements et ma profonde gratitude s'adressent à mon promoteur Mr CHEKIRED, qui m'a donné la chance de travailler sur un sujet très intéressant, et qui m'a vraiment aidé tout au long du projet.

Je remercie aussi les membres de jury qui me font l'honneur de juger mon travail.

Sommaire

Introduction	- 1 -
---------------------------	-------

Chapitre I :Présentation de l'ouvrage et Matériaux

Introduction	- 3 -
I.1 Description de l'ouvrage.....	- 3 -
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	- 3 -
I.3 Différents éléments de l'ouvrage	- 3 -
I.3.1 Ossature.....	- 3 -
I.3.2 Planchers	- 4 -
I.3.3 Maçonnerie	- 4 -
I.3.4 Escaliers	- 4 -
I.3.5 terrasse accessible	- 4 -
I.3.6 terrasse inaccessible	- 5 -
I.3.7 Cage d'ascenseur	- 5 -
I.3.8 Revêtements	- 5 -
I.3.9 Les fondations	- 6 -
I.4 Etude géologique du sol.....	- 6 -
I.4.1 Essais d'identification et classification	- 6 -
I.4.2 Essais mécaniques.....	- 6 -
I.4.3 résultats obtenus.....	- 7 -
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	- 7 -
I.5.1 Béton	- 7 -
I.5.2 Aciers	- 13 -
I.6 Règlements utilisés	- 16 -

Chapitre II:Pré-dimensionnement des éléments

Introduction	- 17 -
II.1 Les planchers	- 17 -
II.1.1 pré-Dimensionnement des planchers	- 17 -
II.1.1.1 Plancher en Corps creux	- 17 -
II.1.1.2 Planchers en dalle pleine	- 18 -
II.2 Les poutres.....	- 20 -
II.2.1 Poutres suivant l'axe XX	- 20 -
II.2.2 Poutres suivant l'axe YY	- 20 -

II.3 Nervures.....	- 21 -
II.4 Vérification.....	- 21 -
II.5 Récapitulatif.....	- 21 -
II.6 pré-dimensionnement des voiles	- 21 -
II.6 .1 Epaisseur des voiles	- 21 -
II.6.2 largeur des voiles	- 23 -
II.7 Les poteaux.....	- 23 -
II.7.1 Détermination des charges et surcharges.....	- 23 -
II.7.1.1 Charges permanentes « G »	- 23 -
D. Acrotère	- 26 -
.....	- 26 -
.....	- 26 -
II.7.1.2 Les surcharges Q	- 26 -
II.7.2 Détermination du poids propre des éléments.....	- 27 -
II.7.3 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression.....	- 29 -
II.7.4 Récapitulatif des dimensions des poteaux.....	35
II.7.5 Vérification des règles de RPA 99 / version 2003.....	35
II.7.5.1 Vérification des poteaux au flambement	36

Chapitre III : Calcul des éléments

Introduction	- 38 -
III.1 Calcul de l'acrotère	- 38 -
III.1.1 Calcul du chargement.....	- 39 -
III.1.2 Calcul des sollicitations.....	- 39 -
III.1.3 Combinaisons de charges.....	- 40 -
III.1.4 Ferrailage.....	- 40 -
III.1.4.1 Calcul à l'ELU	- 41 -
III.1.4.2 vérifications à l'ELU	- 43 -
III.1.4.3 Vérification à L'E L S	- 46 -
III.2 La dalle pleine de la salle machine.....	- 48 -
III.2.1 calcul de la dalle pleine de la salle machine.....	- 48 -
III.2.1.1 dimensionnement	- 48 -
III.2.1.2 détermination des sollicitations	- 49 -
III.2.1.3 Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage	- 49 -
III.2.1.4 Ferrailage	- 51 -
III.2.1.4 Vérification à L'E.L.U.....	- 52 -

III.2.1.5 Vérification à L'E.L.S.....	- 54 -
III.3 PLANCHER.....	- 57 -
III.3.1 Ferrailage du plancher.....	- 57 -
III.3-1-1 détermination des sollicitations.....	- 58 -
III.3.1.2 Evaluation des moments	- 59 -
III.3.1.3 ferrailage.....	- 60 -
III.3.1.4 Vérification à L'E.L.U.....	- 61 -
III.3.1.5 Vérification à L'E.L.S.....	- 64 -

III.4 Calcul des escaliers

III.4.1 Terminologie	-66-
III.4.2 dimensionnement	-67-
III.4.2.1 Hauteur de marche (h) et valeur du giron (g).....	-67-
III.4.2.2 Le nombre de contre marche	-67-
III.4.2.3 Le nombre de marches	-67-
III.4.2.4 Application.....	-67-
III.4.3 Calcul des armatures	-68-

III.4 Calcul des escaliers

III.4.1 Terminologie	-66-
III.4.2 dimensionnement	-67-
III.4.2.1 Hauteur de marche (h) et valeur du giron (g).....	-67-
III.4.2.2 Le nombre de contre marche	-67-
III.4.2.3 Le nombre de marches	-67-
III.4.2.4 Application.....	-67-
III.4.3 Calcul des armatures	-68-

Chapitre IV : Modélisation de la structure avec Etabs

Introduction	- 70 -
IV.1 Présentation de l'Etabs.....	- 70 -
IV.2 Etapes de modélisation.....	- 70 -
IV.2.1 Géométrie de base.....	- 70 -
IV.2.2 Assignement des poutres et poteaux	- 71 -
IV.2.3 Assignement des dalles et voiles.....	- 72 -
IV.2.4 Encastrement de la base	- 73 -
IV.2.5 Définition des planchers comme infiniment rigide.....	- 74 -

IV.2.6 Introduction des charges	- 75 -
IV.2.7 Définition de la masse sismique.....	- 75 -
IV.2.8 Modification du module d'élasticité du béton.....	- 76 -
<i>Figure IV.8 :Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.</i>	- 76 -
IV.2.9 Spectre de réponse.....	- 76 -
IV.2.10 Combinaison de charge	- 77 -
IV.2.11 Analyse et exploitation des résultats	- 78 -

Chapitre V : Fichier input et output

V.1 Fichier input	- 83 -
V.2 Fichier output	- 98 -

Chapitre VI : Vérification des conditions du RPA99 v 2003

Introduction	- 136 -
VI.1. Choix de la méthode de calcul	- 136 -
VI.2. Méthode statique équivalente.....	- 136 -
VI.2.1. Principe de la méthode	- 136 -
VI.2.2. Conditions d'application de la MSE.....	- 136 -
VI.2.3 Vérification des conditions de la MSE.....	- 137 -
VI.3. Méthode dynamique modale spectrale.....	- 137 -
VI.3.1 Principe de la méthode	- 137 -
VI.3.2 Les hypothèses	- 138 -
VI.3.3 Exposé de la méthode.....	- 138 -
VI.4 caractéristiques vibratoire de la structure.....	- 140 -
VI.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base : (Art 4.3.6. RPA 99/Version 2003).....	- 142 -
VI.6. Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)	- 144 -
VI.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003).....	- 147 -
IV.7.1 Vérification de l'effet (P- Δ).....	- 147 -
VI.8. Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003).....	- 149 -
VI.8.1. Justification de l'interaction portiques-voiles.....	- 149 -
VI.8. Etude thermique	- 150 -

Chapitre VII : Détermination des efforts et ferrailage de la structure

VII.1 Ferrailage des poutres	- 155 -
VII. 1.1 Recommandation du RPA pour le ferrailage des poutres.....	- 155 -

VII.1.2 Etapes de calcul à l'ELU.....	- 157 -
VII.1.3 Ferrailage	- 158 -
VII. 1.3.1 Calcul des armatures longitudinales	- 158 -
VII. 1.3.2 Armatures transversales	- 162 -
VII.1.4 Vérification à l'ELU	- 163 -
VII.1.4.1 Vérification de la condition de non fragilité.....	- 163 -
VII.1.4.2 Influence de l'effort tranchant aux appuis	- 163 -
VII.1.4.3 Justification sous sollicitation d'effort tranchant.....	- 163 -
VII.1.4.4 Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres.....	- 165 -
VII.1.4.5 Calcul de la longueur de scellement des barres	- 165 -
VII.1.5 vérification à l'ELS.....	- 166 -
VII.1.5.1 Etat limite d'ouverture des fissures	- 166 -
VII.1.5.2 Etat limite de compression du béton.....	- 166 -
VI.1.5.3 ELS vis-à-vis des déformations	171
VII.2 Ferrailage des poteaux	175
VII.2.1 recommandations et exigence du RPA révision2003	175
VII.2.2 calcul du ferrailage des poteaux.....	177
VII.2.2 .1 calcul des armatures longitudinal	177
VII.2.2 .2 Vérification à l'ELU	183
VII.2.2.3 armatures transversales	186
VII.2.2.4 vérification à l'ELS.....	188
Introduction	194
VII.3. Etude des trumeaux.....	194
VII.3.1 Exposé de la méthode	194
VII .3.1.1 Armatures verticales	195
VII.3.1.2 Armatures horizontales	196
VII.3.1.3 Armature de couture.....	196
VII .3.1.4 Armatures transversales.....	196
VII.3.1.5 Armature pour les potelets	197
VII .3.2 Dispositions constructives	197
VII.3.3 Vérification	198
VII.3.4 Exemple de calcul.....	198
VII.4 Étude des linteaux.....	203
VII.4.1. Détermination des sollicitations.....	203
VII.4.1.1 Contraintes limites de cisaillement	203
VII.4.1.2 Ferrailage des linteaux	203

VII.4.1.3 Ferrailage minimal.....	206
VII.4.2. Exemple de calcul modèle I.....	206
VII.4.2.1 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	206
VII.4.2 Armatures longitudinales	206
VII.4.2.3 Armatures transversales.....	207
VII.4.2.4 Armatures diagonales	207
VII.4.2.5 Armatures de peau	207
VII.4.3 Exemple de calcul modèle II	207
VII.4.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	208
VII.4.3.2 Armatures longitudinales	208
VII.4.3.3 Armatures transversales.....	208
<i>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure</i>	
VIII. Etude des fondations	211
VIII.1 Choix du type de fondation	211
VIII.2 Dimensionnement	212
VIII.2.1 Semelles filantes sous voiles	212
VIII.2.2 Semelles filantes sous poteaux	214
VIII.2.3 Etude du radier général	217
VIII.3 Ferrailage du radier	223
VIII.3.1. Ferrailage du panneau encastré sur 4 appuis	223
VIII.3.2. Ferrailage du débord	229
VIII.3.3. Ferrailage des nervures	230

Notations et symboles

Lettres majuscules latines

- A Coefficient d'accélération de zone.
- A_i Aire du niveau « i », en m^2 .
- D Facteur d'amplification dynamique.
- E_{ij} Module de déformation instantané du béton, en MPa.
- E_{vj} Module de déformation différée du béton, en MPa.
- F_k Force sismique latérale de l'étage « k », en t.
- G Module de déformation transversale, en MPa.
- G_i Charge permanente gravitaire, en t/m^2 .
- H Hauteur totale de la tour avec les trois sous sols, en m.
- L Longueur totale de la structure.
- M_i Masse d'un niveau « i », t.
- M_{Gi} Masse dues aux charges permanentes du niveau « i », t.
- M_{Qi} Masse dues aux charges d'exploitations du niveau « i », t.
- N Effort normal de compression, t.
- Q Facteur de qualité.
- R Coefficient de comportement de la structure.
- $\frac{S_a}{g}$ Accélération spectrale.
- T_1 et T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site, s.
- V Effort sismique, t.
- V_u Effort tranchant, t.

Lettres minuscules latines

- a Épaisseur du voile, m.
- b_0 Largeur de la section cisailée, m.
- d hauteur utile de la section cisailée, m.
- e_p Épaisseur des panneaux de dalle, m^2 .
- f_{c28} Contrainte du béton à la compression à 28 jours, MPa.

f_{cj} Contrainte du béton à la compression au jour « j », MPa.

f_{tj} Contrainte du béton à la traction au jour « j », MPa.

h Hauteur de la poutre, m.

h_e Hauteur libre de l'étage.

l Largeur totale de la structure, m.

l_v Portée minimale des voiles, m.

Lettres grecques

β Coefficient de pondération.

γ_b et γ_s Coefficient de sécurité.

δ_{ki} Déplacements horizontaux du niveau « i » de la structure.

ε_b et ε_s Déformation du béton et de l'acier respectivement.

η Facteur de correction d'amortissement.

θ Coefficient prenant en compte la durée d'application de la charge.

σ_{bc} et σ_s Contrainte limite ultime du béton et de l'acier respectivement, MPa.

τ_u Contrainte tangentielle.

Φ_{ik} Amplitude au niveau « k » dans le mode i.

Liste des figures

Figure I.1	Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)	11
Figure I.2	Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)	12
Figure I.3	Diagramme contrainte-déformation de l'acier	15
Fig.II.1	Coupe des voiles en plan	22
Figure II.2	Coupe transversale de l'acrotère	26
Figure II.3	: poteau de rive partie circulaire	27
Figure II.4	: Poteau central	28
Figure II.5	: Loi de dégression des surcharges d'exploitation	30
Figure: III.1	: Coupe transversale de l'acrotère	38
FigIII.2	: Schéma statique de l'acrotère	38
FigIII.3	: Schéma statique du calcul	39
Figure III.4	: section rectangulaire soumise à la flexion composée	41
FigureIII.5	: diffusion de charges dans le feuillet moyen	48
FigureIII.6	: les moments dans les deux sens	51
Figure. III.7:	ferraillage de la salle machine	54
Figure III.8	: Vue en 3D de l'escalier hélicoïdal sous Etabs	68
Figure IV.1	: Interface d'introduction des données générales	68
Figure IV.2	: Interface d'introduction des caractéristiques des éléments (poutres, poteaux)	69
Figure IV.3	: Interface d'introduction des caractéristiques des éléments (dalles, voiles)	70
Figure IV.4	: Interface d'introduction des types d'appuis	71
Figure IV.5	: Interface d'introduction des différents diaphragmes	71
Figure IV.6:	Interface d'introduction des charges	72
Figure IV.7:	Interface d'introduction de la masse sismique	72
Figure IV.8	: Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers	73
Figure IV.9	: Interface d'introduction du spectre	73
Figure IV.10	: Interface de définition des caractéristiques du spectre	74
Figure IV.11	: Interfaces d'introduction des combinaisons d'action	74

Figure IV.12 : La structure finale modélisée en 3D	76
Figure IV.13 : La structure finale modélisée en 3D	77
Figure IV.14 : vue des voiles modélisés en 3D	78
Figure VI.1 : Spectre de réponse de la structure	136
Figure VII.1 : Schéma de ferrailage de linteau	202
Figure IX.1 Diagramme des contraintes	220
Figure IX.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux	222
Figure IX.3 : Schéma statique du débord	229
Figure IX.4 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU	231
Figure IX.5 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELS	232

Liste des tableaux

Tableau I.1	Caractéristiques des aciers utilisés	13
Tableau II.1 :	Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant	23
Tableau II.2 :	Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible	24
Tableau II.3 :	Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse accessible	24
Tableau II.4 :	Poids des différents éléments constituant le mur intérieur	25
Tableau II.5 :	Poids des différents éléments constituant le mur extérieur	25
Tableau II.6 :	Surcharges d'exploitation des différents éléments	26
Tableau II.7.a :	Charges permanentes des planchers	27
Tableau II.7.b :	Charges permanentes des planchers	28
Tableau II.8.a :	Charges permanentes des poutres	29
Tableau II.8.b :	Charges permanentes des poutres	29
Tableau II.9 :	Coefficients de dégression de surcharges	30
Tableau II.10.a :	Dégression des charges d'exploitation	31
Tableau II.10.b :	Dégression des charges d'exploitation	32
Tableau II.11 :	Récapitulatif de la descente de charge. (Poteau axe 17 ; partie circulaire)	33
Tableau II.12 :	Récapitulatif de la descente de charge. (Poteau 6-F)	34
Tableau II.13 :	Vérification des conditions du RPA 2003	35
Tableau III.1 :	résultats des vérifications	65
Tableau VI.1 :	Période propre et pourcentage de masse modale participante	138
Tableau VI.2 :	Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens XX	142
Tableau VI.3 :	Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens YY	143
Tableau VI.4 :	justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	145
Tableau VI.5 :	efforts sous différentes combinaisons	149
Tableau VII.1 :	Section des armatures longitudinale	152
Tableau VII.2 :	Ferraillage des poutres (65x45) en travée	155
Tableau VII.3 :	Ferraillage des poutres (65x45) aux appuis	156
Tableau VII.4 :	Ferraillage des poutres (80x45) en travée	156

Tableau VII.5 : Ferrailage des poutres (80x45) aux appuis	157
Tableau VII.6 : Ferrailage des nervures (55x35) cm ² en travée	157
Tableau VII.7 : Ferrailage des nervures (55x35) cm ² aux appuis	157
Tableau VII.8 : Ferrailage des poutres (100x45) en travée	158
Tableau VII.9 : Ferrailage des poutres (100x45) aux appuis	158
Tableau VII.10 : Armatures transversales minimales	159
Tableau VII.11 : Vérifications de l'état limite de compression du béton de (65x45) en travées	164
Tableau VII.12 : Vérifications de l'état limite de compression du béton des (65x45) aux appuis .	165
Tableau VII.13 : Vérifications de l'état limite de compression du béton de (80x45) en travées ...	166
Tableau VII. 14 : Vérifications de l'état limite de compression du béton de (80x45) aux appuis .	166
Tableau VII.15 : Vérifications de l'état limite de compression du béton de (100x45) en travées .	167
Tableau VII.16 : Vérifications de l'état limite de compression du béton de(100x45) aux appuis .	167
Tableau VII.17 : Vérifications de l'état limite de compression du béton de (55x35) en travées ...	168
Tableau VII.18 : Vérifications de l'état limite de compression du béton de (55x35) aux appuis ..	168
Tableau VII.19 : Vérifications de la flèche en travée des poutres de (65x45)	169
Tableau VII.20 : Vérifications de la flèche en travée des poutres de (80x45)	170
Tableau VII.21 : Vérifications de la flèche en travée des poutres de (100x45)	170
Tableau VII.22 : Vérifications de la flèche en travée des nervures	171
Tableau VII.23 : valeurs des coefficients de sécurités et les contraintes limites	172
VII.24 : des sections max et min des armatures longitudinales	173
VII.25 : Tableau ferrailage des poteaux de (90x90) cm ²	176
VII.26 : Tableau ferrailage des poteaux de (70x70) cm ²	177
VII.27 : Tableau ferrailage des poteaux de (50x50) cm ²	178
VII.28 : Tableau ferrailage des poteaux de (Φ 90) cm	179
VII.29 : Tableau ferrailage des poteaux de (Φ 70) cm	180
VII.30 : Tableau ferrailage des poteaux de (90x90) cm ²	186
VII.31 : Tableau ferrailage des poteaux de (70x70) cm ²	187
VII.32 : Tableau ferrailage des poteaux de (50x50) cm ²	188
VII.33 : Tableau ferrailage des poteaux de (Φ 90) cm	189

VII.34 : Tableau ferrailage des poteaux de (Φ 70) cm	190
VII.35: Tableau ferrailage des voiles dans différentes zones	199
Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous voiles	213
Tableau IX.2 : Réactions du portique et coordonnées de chaque effort d'un poteau	215
Tableau IX.4 : vérification des contraintes	222
Tableau IX.5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle	227
Tableau X.6 : Vérification de la condition de non fragilité	228
Tableau IX.7 : Vérification des contraintes dans le béton.....	229

INTRODUCTION GENERALE

Construire était et reste un des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tout les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

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

Les ingénieurs sont toujours confrontés aux problèmes des lois de comportement des matériaux notamment le béton, ainsi celles des sollicitations dynamiques (séisme, vent.....) ; ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à réaliser, revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en plusieurs fois, dont on trouve à présent le RPA99 version2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés afin d'assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Présentation de l'ouvrage et Matériaux

Introduction	- 3 -
I.1 Description de l'ouvrage.....	- 3 -
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	- 3 -
I.3 Différents éléments de l'ouvrage	- 3 -
I.3.1 Ossature.....	- 3 -
I.3.2 Planchers	- 4 -
I.3.3 Maçonnerie	- 4 -
I.3.4 Escaliers	- 4 -
I.3.5 terrasse accessible	- 4 -
I.3.6 terrasse inaccessible	- 5 -
I.3.7 Cage d'ascenseur	- 5 -
I.3.8 Revêtements	- 5 -
I.3.9 Les fondations	- 6 -
I.4 Etude géologique du sol.....	- 6 -
I.4.1 Essais d'identification et classification	- 6 -
I.4.2 Essais mécaniques.....	- 6 -
I.4.3 résultats obtenus.....	- 7 -
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	- 7 -
I.5.1 Béton	- 7 -
I.5.2 Aciers	- 13 -
I.6 Règlements utilisés	- 16 -

Introduction

Le présent chapitre décrit la structure du projet et les matériaux utilisés. L'ouvrage est à usage de bureaux sis à Dar El Beida, Alger, zone d'activité « Mercure-Université».

I.1 Description de l'ouvrage

L'ouvrage est composé d'une tour en Rez-de-chaussée plus douze (12) étages avec une terrasse inaccessible, de forme semi circulaire contreventée par portiques et voiles présentant un décrochement horizontal et vertical au 4^{ème} niveau. L'ensemble repose sur une infrastructure de forme rectangulaire composée de trois (03) sous-sols à usage de parking.

Le projet est à usage de bureaux, il est situé dans la wilaya d'Alger région de Bab Ezzouar, cette zone est de sismicité élevée (zone III), selon le [RPA 99 v 2003].

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage a pour dimensions :

Le diamètre du bloc en plan (RDC)	43.00 m.
Hauteur des niveaux RDC et 1 ^{er} étage	4.20 m.
Hauteur des autres niveaux	3.60 m.
Hauteur totale sans acrotère	48.00 m.

I.3 Différents éléments de l'ouvrage

I.3.1 Ossature

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs.

I.3.1.1 Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I.3.1.2 Portiques

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

I.3.2 Planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment, ils sont réalisés en une dalle pleine vu la forme circulaire de la tour.

Ils ont pour fonctions :

- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.
- Protéger contre les incendies

I.3.3 Maçonnerie

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs** : Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs** : Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4 Escaliers

C'est une succession de gradins permettant le passage à pied d'un niveau à l'autre d'un bâtiment ; les escaliers seront de 4 types :

- un escalier en charpente métallique extérieur de secours de type hélicoïdal,
- un escalier intérieur à une seule volée en charpente métallique,
- un escalier intérieur en spirale au niveau du patio de la verrière se déployant du RDC au premier étage en charpente métallique.
- Les escalier d'entrée en charpente métallique .

I.3.5 terrasse accessible

Aire consolidée au niveau d'un étage elle est constituée de :

- Revêtement et mortier
- Etanchéité multicouche

- Forme de pente légère en béton
- Feuilles de polyane
- Isolation thermique en liège
- Plancher en dalle pleine

I.3.6 terrasse inaccessible

Elle est constitué de :

- Couche gravillon
- Etanchéité multicouche
- Forme de pente en béton
- Feuilles de polyane
- Isolation thermique en liège
- Plancher en dalle pleine

I.3.7 Cage d'ascenseur

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

I.3.8 Revêtements

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers.
- Tôle striée pour les escaliers en charpente métallique et d'autre revêtement adéquat.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.3.9 Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

❖ *Remarque*

Nous avons opté pour un coffrage en bois pour les voiles et les portiques.

I.4 Etude géologique du sol

Afin de reconnaître la nature géologique des terrains, et pour aboutir à des caractéristiques d'identification du sol (résistance au cisaillement, sa prédisposition à tasser...) ; Le Laboratoire National de l'habitat et de construction (LNHC) de Rouiba a effectué des essais In –situ sur l'assise du bâtiment qui sont :

* (10) Sondages carottes.

* (30) Essais aux pénétromètres dynamique lourd.

Ainsi que les essais de laboratoire qui sont subdivisés en deux grandes catégories :

I.4.1 Essais d'identification et classification

"Poids volumique", "densité", "teneur en eau", " les limites d' Atterberg", " analyse Granulométrique du sol ", et "analyse chimique"

I.4.2 Essais mécaniques

- ◆ **Essais de résistance** : pour étudier la résistance des sols en particulier au cisaillement et de conclure sur la stabilité de la fondation superficielle ou profonde, et les ouvrages de soutènements.
- ◆ **Essais de compressibilité** : permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée. Il est important de signaler qu'aucun niveau d'eau n'a été détecté.

I.4.3 résultats obtenus

Compte tenu des reconnaissances effectuées, des résultats obtenus et des ouvrages projetés, nous préconisons la conception des fondations suivante :

- Fondation superficielle de type radier selon la descente de la charge appliquée.
- Contrainte admissible : $Q_{adm} = 3 \text{ bars}$.
- L'ancrage des fondations serait à partir de 1.50 m de profondeur par rapport à la cote du terrain terrassé.
- La région d'ALGER est située dans la zone III de sismicité élevée d'après le RPA 2003. Alors le site est classé dans la catégorie **S2**.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1 Béton

Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et en eau et l'âge du béton.

Le ciment utilisé est de classe CPJ 42,5 dosé à 350 kg/m^3 de béton.

La composition du béton sera fixée par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

I.5.1.1 Le dosage courant pour 1m^3 du béton

◆ **Granulats**

Sable..... $380 \text{ à } 450 \text{ dm}^3$ ($D_g \leq 5 \text{ mm}$).

Gravillons..... $750 \text{ à } 850 \text{ dm}^3$ ($D_g \leq 25 \text{ mm}$).

◆ **Ciment** : $300 \text{ à } 400 \text{ kg/m}^3$.

◆ **Eau de gâchage** : $150 \text{ à } 200 \text{ L}$.

I.5.1.2 Résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours le temps de durcissement, obtenu par des essais sur éprouvette normalisée de diamètre égal à la moitié de la hauteur (16/32) cm, notée f_{c28} .

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

Présentation de l'ouvrage et Matériaux

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \quad [\text{BAEL91mod99/A2.1.11}]$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 22 MPA et au plus égale à 45MPA. [RPA99v2003 /A.7.2.1]

Pour l'étude de ce projet on prendra :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

1.5.1.3 Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

D'où $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

1.5.1.4 Module de déformation longitudinale

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

♦ Module de déformation longitudinal instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}]$$

Pour $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

◆ *Module de déformation longitudinal différée*

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage; on

Considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation ; Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad [\text{MPa}]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \Rightarrow $E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$.

1.5.1.5 Module de déformation transversale

Noter G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{MPa}]$$

Avec : E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson ; $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l)$

$\Delta d / d$: Déformation relative transversal

$\Delta l / l$: Déformation relative longitudinal

1.5.1.6 Coefficient de poisson

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à :

- ◆ $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations
- ◆ $\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations

1.5.1.7 Etats limites de contrainte de béton

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutif cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS)

◆ *Etat limite ultime (ELU)*

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement) ;

La résistance à la compression du béton est donnée par l'expression suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en MPa}$$

Avec :

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est $< à 1$ heure.

À $j = 28$ jours, en situation courante ; $f_{bc} = \frac{0,85 \times (25)}{1 \times (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$.

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

- $\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.
- $\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

- **Diagrammes contraintes-déformations du béton**

Le diagramme contraintes (σ_{bc}) -déformation (ε_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole – rectangle ».

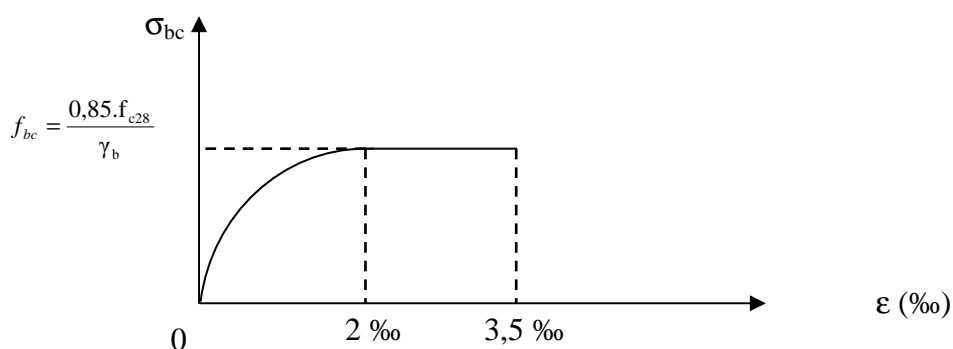


Figure I.1 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ \rightleftarrows Compression pure (ε_{bc} raccourcissement du béton).
- $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ \rightleftarrows Compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5‰.

- ◆ **Etat limite de service (ELS)**

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation.

La contrainte admissible à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

À $j = 28$ jours ; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$.

- *Diagramme contrainte-déformation*

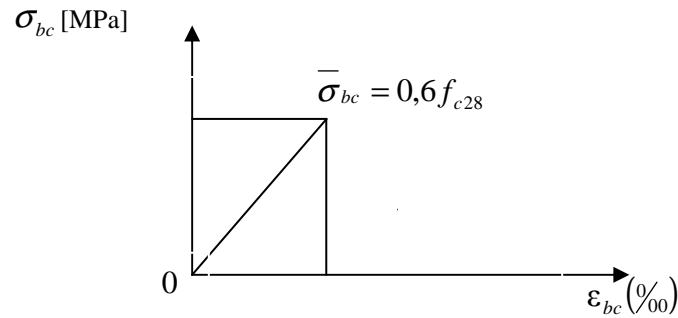


Figure I.2 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant.

b_0 : largeur de la section considérée.

d : la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

➤ *Cas d'une fissuration non préjudiciable*

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right).$$

➤ *Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable*

$$\tau_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right).$$

I.5.2 Aciers

I.5.2.1 Généralités

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface extérieur. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour les structures faiblement élancées.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont leurs principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant

I.5.2.2 Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture ($\%$)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	H A	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	8	1.3	1

Tableau I.1 Caractéristiques des aciers utilisés

I.5.2.3 Module d'élasticité longitudinale

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} .$$

I.5.2.4 Contrainte limite de calcul (ELU)

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

Avec :

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} : \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

1.5.2.5 Contrainte maximale des armatures tendues (ELS)

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton, et donc d'éviter la corrosion des armatures on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

◆ *Fissuration peu nuisible*

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

◆ *Fissuration préjudiciable*

Cas des éléments en cause sont exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{ij}} \right) \right\}.$$

◆ *Fissuration très préjudiciable*

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer)

$$\bar{\sigma}_{st} = \left\{ \min \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta * f_{ij}} \right\}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre $\geq 6 \text{ mm}$.
- $\eta = 1.3$ pour les HA $< 6 \text{ mm}$
- $\eta = 1.0$ pour les ronds lisses.

◆ Diagrammes des contraintes – déformations de calcul

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

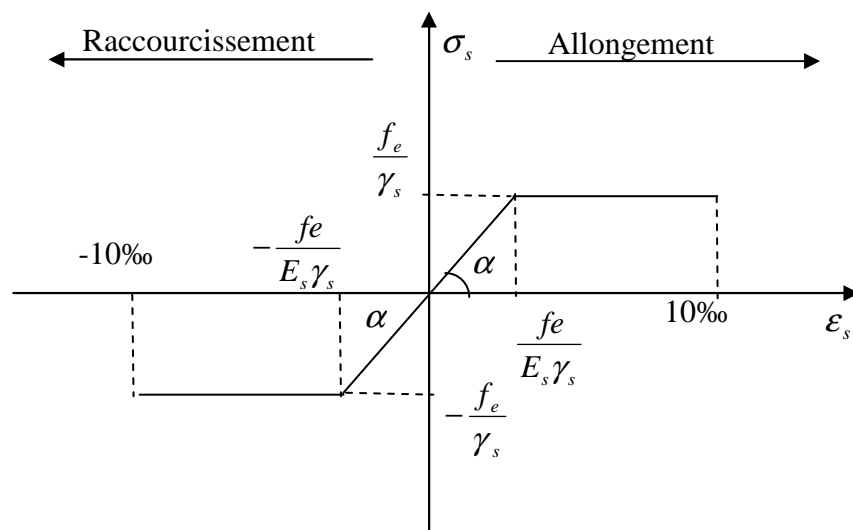


Figure I.3 Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'ELS est conventionnellement défini par la figure I.3

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

1.5.2.6 Protection des armatures

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **$C \geq 5 \text{ cm}$** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **$C \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **$C \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

I.6 Règlements utilisés

Nos calculs respecteront les règlements en vigueur ; à savoir :

- DTR.C2.2 charges permanentes et surcharges d'exploitations
- DTR.C2.41 règles de calculs et conception des sections en béton armé
- DTR.C2.47 règles neige et vent RNV99
- DTR.C2.48 RPA99 /version2003
- EUROCODE 3
- BAEL91

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction.....	- 17 -
II.1 Les planchers.....	- 17 -
II.1.1 pré-Dimensionnement des planchers.....	- 17 -
II.1.1.1 Plancher en Corps creux.....	- 17 -
II.1.1.2 Planchers en dalle pleine.....	- 18 -
II.2 Les poutres.....	- 20 -
II.2.1 Poutres suivant l'axe XX.....	- 20 -
II.2.2 Poutres suivant l'axe YY.....	- 20 -
II.3 Nervures.....	- 21 -
II.4 Vérification.....	- 21 -
II.5 Récapitulatif.....	- 21 -
II.6 pré-dimensionnement des voiles.....	- 21 -
II.6 .1 Epaisseur des voiles.....	- 21 -
II.6.2 largeur des voiles.....	- 23 -
II.7 Les poteaux.....	- 23 -
II.7.1 Détermination des charges et surcharges.....	- 23 -
II.7.1.1 Charges permanentes « G ».....	- 23 -
II.7.1.2 Les surcharges Q.....	- 26 -
II.7.2 Détermination du poids propre des éléments.....	- 27 -
II.7.3 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression.....	- 29 -
II.7.4 Récapitulatif des dimensions des poteaux.....	35
II.7.5 Vérification des règles de RPA 99 / version 2003.....	35
II.7.5.1 Vérification des poteaux au flambement.....	36
D. Acrotère.....	- 26 -
.....	- 26 -
.....	- 26 -

Introduction

En respectant les recommandations en vigueur et à l'aide des règles de conception et de calcul des constructions nous allons pouvoir pré-dimensionner tous les éléments constitutifs de notre immeuble ; Le pré-dimensionnement des éléments permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, on pré-dimensionne les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

II.1 Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Il assure deux fonctions principales :

- ❖ **Une fonction de résistance mécanique** : qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui, à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- ❖ **Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique** : qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression ou des dalles pleines contre les différents bruits.

II.1.1 pré-Dimensionnement des planchers

II.1.1.1 Plancher en Corps creux

Leur pré-dimensionnement est donné par la formule suivante qui justifie leurs rigidités :

$$h_{tp} \geq L_{max} / 22.5 \text{ (m)} \quad [\text{BAEL99 / Art. B 6-8-423}]$$

Avec :

h_{tp} : Hauteur totale du plancher.

L_{max} : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

Pour notre cas :

$$L_{max} = 9.16 - 0.35 = 8.81 \text{ m}$$

$$h_{tp} \geq 8.81 / 22.5 = 0.39 \text{ m.}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $ht = (0.35 + 0.05) \text{ m}$

- Epaisseur du corps creux = 0.35 cm.
- Epaisseur de la dalle de compression = 0.05 m.

Dans notre présent projet, on a des planchers avec de grande dimension des travées ainsi la partie circulaire du bâtiment nous ne permet pas de réaliser le plancher en corps creux, c'est pour cela on opte à des planchers en dalle pleine.

II.1.1.2 Planchers en dalle pleine

Ils sont composés d'une dalle mince et plane d'épaisseur constante reposant sur un système d'appuis (sur appuis continus ou sur appuis ponctuels).

L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique, et sa flèche.

a. Condition de résistance au feu

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

$e_p \geq 0.11\text{m}$ Pour deux heures de coupe-feu.

$e_p \geq 0.07\text{m}$Pour une heure de coupe-feu.

$$\Rightarrow e_p = 0.12\text{ m}$$

b. Condition de résistance à la flexion

Un panneau de dalle continu portant dans deux sens si :

$$0,4 \leq \rho = L_x/L_y \leq 1 \quad \Rightarrow \quad L_x/50 \leq e_p \leq L_x/40.$$

Un panneau de dalle portant dans un seul sens si :

$$\rho = L_x/L_y < 0,4 \quad \Rightarrow \quad L_x/35 \leq e_p \leq L_x/30.$$

Avec:

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas le panneau le plus sollicité c'est le panneau de dimensions

$$L_{x(\max)} = 5.39 - 0.35 = 5.04 \text{ m.}$$

$$L_{y(\max)} = 5.97 - 0.35 = 5.62 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \rho = L_x/L_y = 5.04/5.7 = 0,89 \quad \Rightarrow \quad 0,4 \leq \rho = L_x/L_y \leq 1.$$

Nous avons des panneaux de dalle continus portants dans deux sens, leurs épaisseurs sont déterminées par la formule suivante :

$$L_x/50 \leq e_p \leq L_x/40 \quad \rightleftarrows \quad 5.04/50 \leq e_p \leq 5.04/40$$

$$\rightleftarrows \quad 0.10 \text{ m} \leq e_p \leq 0.126 \text{ m}.$$

Donc pour satisfaire la condition de résistance à la flexion, l'épaisseur de la dalle pleine doit être au moins égal à :

$$e_p = 0.12 \text{ m}$$

c. Condition d'isolation acoustique

c.1 Les bruits aériens

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13.3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg /m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg /m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e_p = M/ \rho = 350 /2500 = 14 \text{ cm}$$

c.2 les bruits d'impact

La loi de la masse nous donne $M > 400 \text{ kg/m}^2$

$$M= \rho \times e_p \geq 400 \quad \rightleftarrows \quad e_p \geq 400/2500 = 0,16\text{m}.$$

On prend

$$e_p = 16 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de : 16cm.

II.2 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur places, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max} /10.$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h.$$

Avec :

- h = hauteur de la poutre
- b = largeur de la poutre
- L_{\max} = portée maximum entre nus d'appuis

II.2.1 Poutres suivant l'axe XX

Pour $L_{\max} = 8.35 - 0.35 = 8\text{m}$

$$8.00/15 \leq h \leq 8.00/10. \quad \Rightarrow \quad 0.53 \text{ m} \leq h \leq 0.8 \text{ m}$$

Nous optons pour une hauteur de $h = 0.65\text{m}$

$$0,4*0.65 \leq b \leq 0,7*0.65. \quad \Rightarrow \quad 0.26 \leq b \leq 0.46\text{m}.$$

Nous optons pour une largeur de $b = 0.45 \text{ m}$

Pour $L_{\max} = 11.07 - 0.35 = 10.72 \text{ m} \Rightarrow h = 1.00 \text{ m} \Rightarrow b = 0.45$
 $L_{\max} = 9.62 - 0.35 = 9.27 \text{ m} \Rightarrow h = 0.80 \text{ m} \Rightarrow b = 0.45$

II.2.2 Poutres suivant l'axe YY

Pour $L_{\max} = 8.35 - 0.35 = 8.00\text{m}$

$$8.00/15 \leq h \leq 8.00/10. \quad \Rightarrow \quad 0.53 \leq h \leq 0.80\text{m}$$

Nous optons pour une hauteur de $h = 0.65\text{m}.$

$$0,4*0.65 \leq b \leq 0,7*0.65 \quad \Rightarrow \quad 0.26 \leq b \leq 0.46.$$

Nous optons pour une largeur : $b=0.45 \text{ m}$

Pour $L_{max} = 9.16 - 0.35 = 8.81 \text{ m}$ $\Rightarrow h = 0.80 \text{ m}$ $\Rightarrow b = 0.45 \text{ m}$

II.3 Nervures

Les dimensions des nervures seront prises égales dans les deux sens (xx et yy), leurs dimensions est égales à :

$$0.35 * 0.55 \text{ m}^2$$

❖ Remarque

La hauteur des poutres est la même dans les deux sens, pour but de faciliter les travaux ainsi le BAEL préconise de prendre la même largeur b.

II.4 Vérification

Selon l'article 7.5.1 de RPA 99/ modifié 2003, les poutres doivent respecter les dimensions ci – après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$condition vérifiée.
- $h/b = 65/40 = 1,63 < 4,00$ condition vérifiée.

II.5 Récapitulatif

Les dimensions des poutres et nervures retenues sont :

Poutres.....	65 x 45 cm².
Poutres.....	80 x 45 cm².
Poutres.....	100x45cm²
Nervures	55x35cm².

II.6 pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé destinés à assurer principalement la transmission des charges horizontales jusqu'au sol, sans désordre ni déformation excessive.

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/modifié 2003, les voiles sont dimensionnés comme suit :

II.6 .1 Epaisseur des voiles

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidités aux extrémités.

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Cas1: $a \geq h_e / 25$

Cas2: $a \geq h_e / 22$

Cas3: $a \geq h_e / 20$

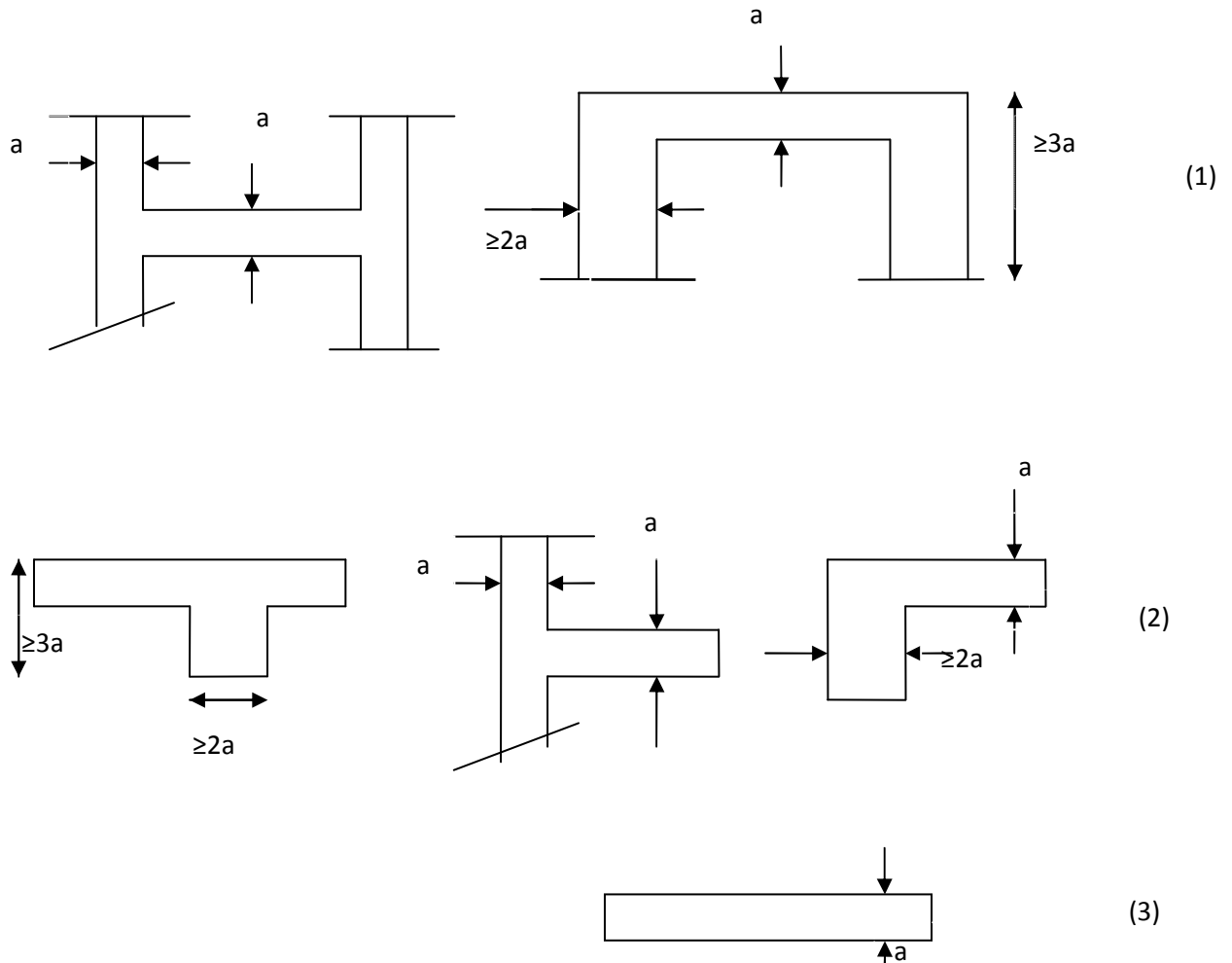


Fig.II.1 Coupe des voiles en plan

Pour notre cas $a \geq h_e / 20 = (4.20 - 0.55) / 20 = 0.183m$.

Nous optons pour une épaisseur de $a = 0.20m$

II.6.2 largeur des voiles

Selon le RPA, un voile doit satisfaire les conditions suivantes :

$$L \geq 4.a$$

$$a = 0.20m.$$

$$L \geq 0.20 \times 4 = 0.80m \implies \text{Donc la largeur de nos voiles doit dépasser } 0.80m.$$

II.7 Les poteaux

Les poteaux seront dimensionnés à l'ELS sous un effort axial de compression N_s qui sera repris uniquement par les sections du béton, et la section transversale d'un poteau sera déterminée par la formule suivante :

$$S \leq N_s / \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $N_s = G + Q$

N_s : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

S : Section transversale de poteau le plus sollicité.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression à l'ELS.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

L'effort normal " N_s " sera déterminé par le procédé de la descente de charge donné par le règlement du (BAEL 91) qui se fait comme suit :

II.7.1 Détermination des charges et surcharges

II.7.1.1 Charges permanentes « G »

a. Les planchers

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Plancher en dalle pleine	0.16	25	4.00
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
Charge permanente totale G_c				6.76

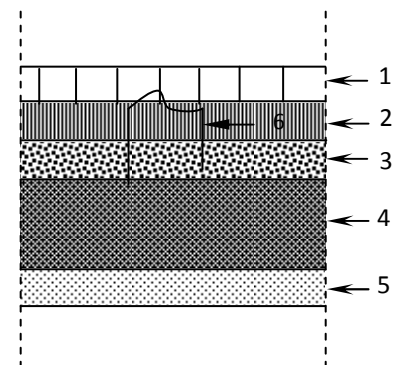


Tableau II.1 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en dalle pleine	0.16	25	4.00
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				7.03

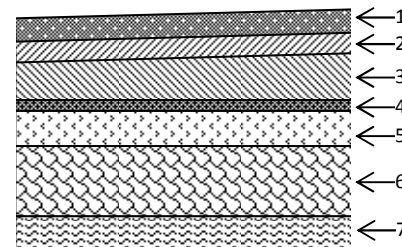


Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement et mortier	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en dalle pleine	0.16	25	4.00
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				7.03

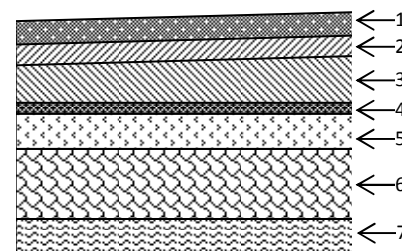


Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse accessible

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

B. Les murs intérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.15	13.33	2.00
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{int}				2.40

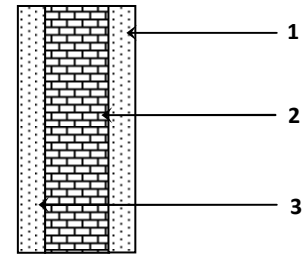


Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur

C. Les murs extérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Mortier ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	13.33	1.33
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	13.33	1.33
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{mex}				3.22

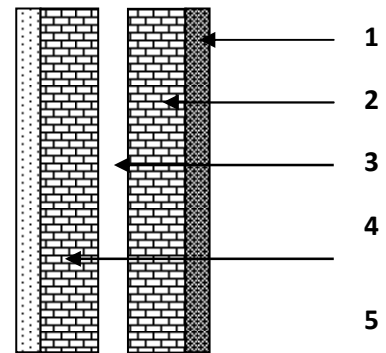


Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur

D. Acrotère

- $h_t = 1.00 \text{ m}$.
- La charge permanente G est
- $G = \rho \times S \times 1\text{m} = 25 [1 \times 0.1 + 0.2 \times 0.07 + 0.03 \times 0.2/2] = 2.93 \text{ KN}$.

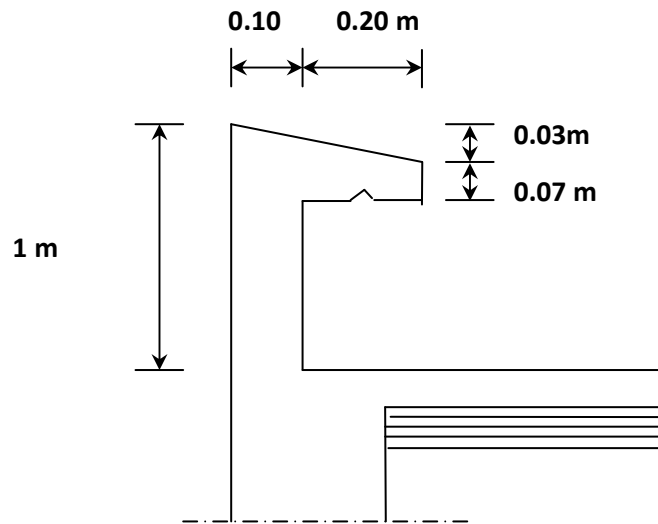


Figure II.2 Coupe transversale de l'acrotère

II.7.1.2 Les surcharges Q

Nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments du DTR charges et surcharges.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Éléments	Surcharges $Q \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher d'étage courant	2.5
Plancher RDC	2.5
Sous-sols	2.5
Escalier	2.5
Salles de conférence, d'archive et documentation ; bibliothèque.	4

Tableau II.6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments

II.7.2 Détermination du poids propre des éléments

Avec : $\rho = 25 \text{ KN/m}^2$

a. Poids propre des planchers

a.1 Poteau de rive partie circulaire (axe 17)

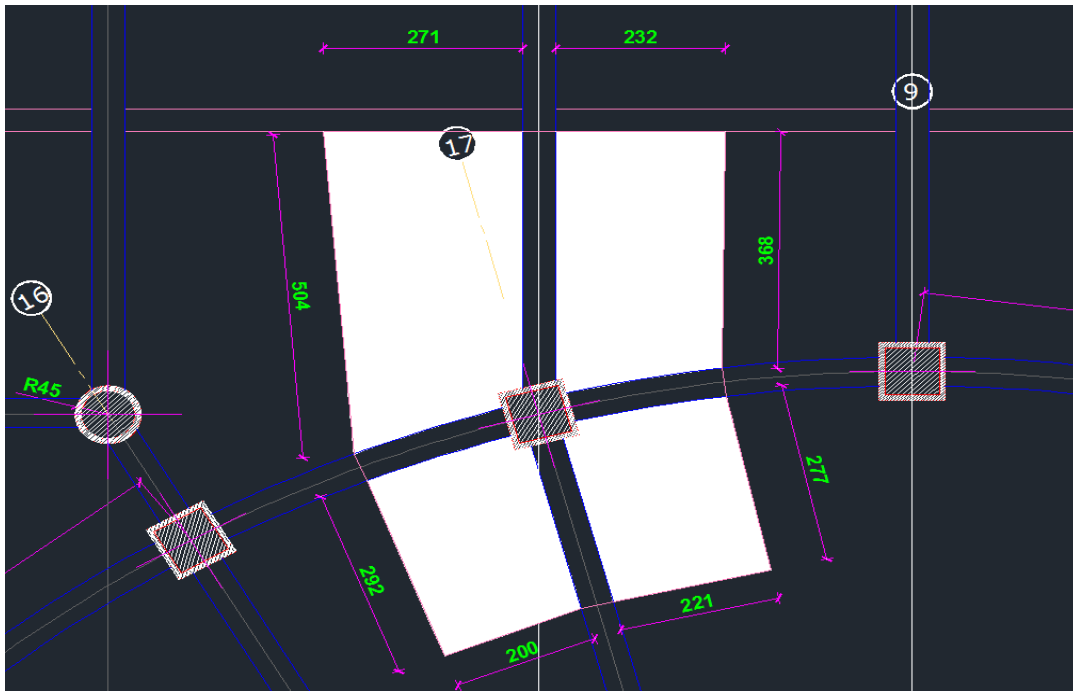


Figure II.3 : poteau de rive partie circulaire

Plancher	Surface d'influence (m^2)				Charges (KN/m^2)	Charges permanente du plancher P (KN)
	S1	S2	S3	S4	GI	
Terrasse	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	$P_{terrasse} = (S1 + S2) \times G = 84.08$
	0	0	6.12	5.84	7.03	
Etage courant (sans sous-sols)	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	$P_{etagecourant} = (S1 + S2) \times G = 80.84$
	0	0	6.12	5.84	6.76	
Etages sous-sols	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	$P_{sous-sols} = (S1 + S2) \times G = 230.85$
	13.65	8.54	6.12	5.84	6.76	

Tableau II.7.a : Charges permanentes des planchers

a.2 Poteau central (axes 6-F)

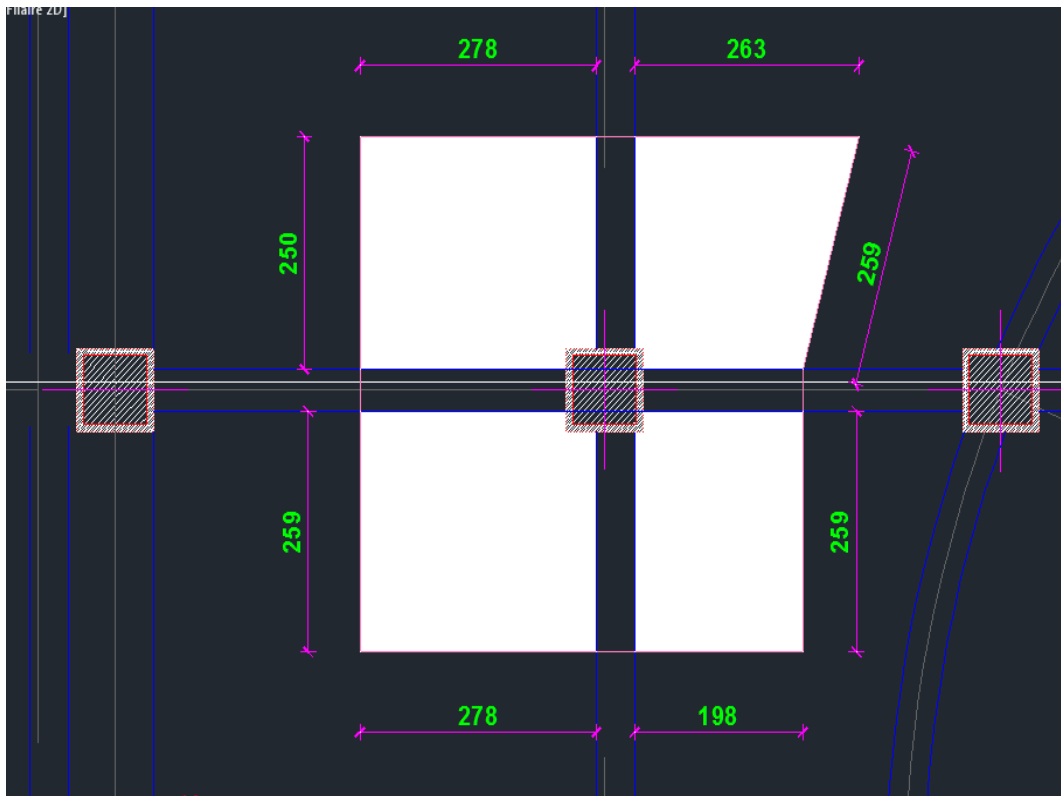


Figure II.4 : Poteau central

Planchers	Surface d'influence (m ²)				Charges (KN/m ²)	Charges permanentes du plancher
	S1	S2	S3	S4	G	
Terrasse	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	P _{terrasse} =183.41
	6.95	6.81	5.13	7.20	7.03	
Etage courant et sous-sols	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	Dalle pleine	P _{étage courant} =176.37
	6.95	6.81	5.13	7.20	6.76	

Tableau II.7.b : Charges permanentes des planchers.

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

b. Poids propre des poutres

b.1 Poteau de rive de la partie circulaire

Poutres	Charge permanente des poutres G (KN/m ²)	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = G_{PP} + G_{PS}$ (KN)
Poutres xx	$G_{pxx} = 25[(2.32 + 2.71) \times 0.65 \times 0.45] = 36.78$	$P_{totale} = \mathbf{88.70 KN}$
Poutres yy	$G_{pyy} = 25 \times [(4.30 \times + 2.80) \times 0.65 \times 0.45] = 51.9$ 2	

Tableau II.8.a : Charges permanentes des poutres.

b. 2. Poteau central :

Poutres	Charge permanente des poutres G (KN/m ²)	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = G_{PP} + G_{PS}$ (KN)
Poutres xx	$G_{pxx} = 25[(2.78 + 1.98) \times 0.65 \times 0.45] = 34.81$	$P_{totale} = 23.65 + 24.08 = \mathbf{72.03 KN}$
Poutres yy	$G_{pyy} = 25 \times [(2.59 + 2.50) \times 0.65 \times 0.45] = 37.22$	

Tableau II.8.b : Charges permanentes des poutre

II.7.3 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le D.T.R.B.C2, 2, p17.

La loi de dégression est donc définie comme suit :

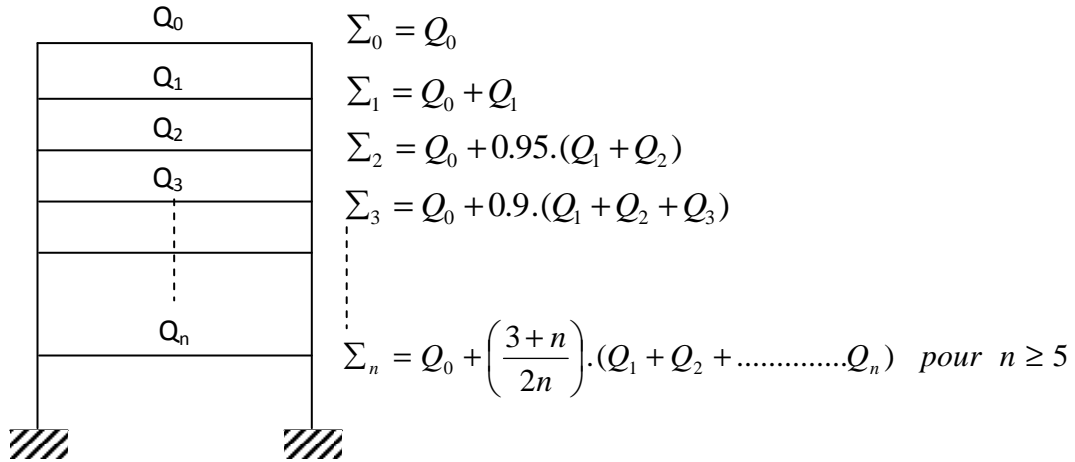


Figure II.5 : Loi de dégression des surcharges d’exploitation.

Avec :

Q_0 : surcharge d’exploitation à la terrasse,

Q_i : surcharge d’exploitation de l’étage (i)

n : numéro de l’étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d’exploitation à l’étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

♦ **Coefficients de dégression de surcharges**

Niv	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	SS1	SS2	SS3
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65	0.636	0.625	0.615	0.607	0.600

Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges

♦ **Les surcharges cumulées Q_n**

a. Poteau de rive

$Q_0=14.22 \times 1 = 14.22 \text{ KN.}$

$Q_i=14.22 \times 2.5 = 35.55 \text{ KN.}$

$Q_i=38.58 \times 2.5 = 96.45 \text{ KN. (Niveau des sous-sols).}$

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Niveaux	Opérations	Résultats (KN)
Niveau 12	$Q_0=1 \times 14.22= 14.22$	14.22
Niveau 11	$Q_0+Q_1=14.22+35.55= 49.77$	49.77
Niveau 10	$Q_0+0.95x (Q_1+Q_2)= 81.76$	81.76
Niveau 9	$Q_0+0.90x (Q_1 +Q_2 +Q_3)= 110.20$	110.20
Niveau 8	$Q_0+0.85x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)= 135.09$	135.09
Niveau 7	$Q_0+0.80x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4+Q_5)=156.42$	156.42
Niveau 6	$Q_0+0.75x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4+Q_5+ Q_6)=174.19$	174.19
Niveau 5	$Q_0+0.714x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4+Q_5+ Q_6+Q_7)=191.90$	191.90
Niveau 4	$Q_0+0.687x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4+Q_5+ Q_6+Q_7+Q_8)=209.60$	209.60
Niveau 3	$Q_0+0.666x (Q_1 + Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=257.68$	227.31
Niveau 2	$Q_0+0.65x (Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4.....+Q_7+Q_9+Q_{10})=245.29$	245.29
Niveau 1	$Q_0+0.636x (Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4.....+Q_9+Q_{10}+Q_{11})=262.93$	262.93
Niveau RDC	$Q_0+0.625x (Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4.....+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})=280.85$	280.85
Niveau SS1	$Q_0+0.615x (Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4.....+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13})=335.89$	335.89
Niveau SS2	$Q_0+0.607x (Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4.....+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14})=390.25$	390.26
Niveau SS3	$Q_0+0.600x (Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4.....+Q_{13}+Q_{14}+Q_{15})=443.79$	443.79

Tableau II.10.a : Dégression des charges d'exploitation

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

b. Poteau central

$$Q_0=30.53 \times 1 = 30.53 \text{ KN.}$$

$$Q_i=30.53 \times 2.5 = 76.32 \text{ KN.}$$

Niveaux.	Opérations	Résultats (KN)
Niveau 12	$Q_0=1 \times 30.53 = 30.53$	30.53
Niveau 11	$Q_0+Q_1=30.53+76.32 = 106.85$	106.85
Niveau 10	$Q_0+0.95 \times (Q_1+Q_2) = 179.35$	179.35
Niveau 9	$Q_0+0.90 \times (Q_1+Q_2+Q_3) = 236.59$	236.59
Niveau 8	$Q_0+0.85 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 290.01$	290.01
Niveau 7	$Q_0+0.80 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 335.81$	335.81
Niveau 6	$Q_0+0.75 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 373.97$	373.97
Niveau 5	$Q_0+0.714 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 411.98$	411.98
Niveau 4	$Q_0+0.687 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 449.98$	449.98
Niveau 3	$Q_0+0.666 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 487.99$	487.99
Niveau 2	$Q_0+0.65 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_7+Q_9+Q_{10}) = 526.61$	526.61
Niveau 1	$Q_0+0.636 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_9+Q_{10}+Q_{11}) = 564.46$	564.46
Niveau RDC	$Q_0+0.625 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}) = 602.93$	602.93
Niveau SS1	$Q_0+0.615 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}) = 640.71$	640.71
Niveau SS2	$Q_0+0.607 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14}) = 679.10$	679.10
Niveau SS3	$Q_0+0.600 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_{13}+Q_{14}+Q_{15}) = 717.41$	717.41

Tableau II.10.b : Dégression des charges d'exploitation

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN).	Efforts normaux N=G+Q (KN)	Section du poteau	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulée	Qi		Section trouvée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
Niveau 12	84.08	57.26	0.00	141.34	141.34	14.22	155.56	103.71	Φ90
Niveau 11	80.84	57.26	8.10	146.20	287.54	49.77	337.31	224.87	Φ90
Niveau 10	80.84	57.26	8.10	146.20	433.74	81.76	515.50	343.67	Φ90
Niveau 9	80.84	57.26	8.10	146.20	579.94	110.2	690.14	460.09	Φ90
Niveau 8	80.84	57.26	8.10	146.20	726.14	135.09	861.23	574.15	Φ90
Niveau 7	80.84	57.26	8.10	146.20	872.34	156.42	1028.76	685.84	Φ90
Niveau 6	80.84	57.26	8.10	146.20	1018.54	174.19	1192.73	795.15	Φ90
Niveau 5	80.84	57.26	8.10	146.20	1164.74	191.9	1356.64	904.43	Φ90
Niveau 4	80.84	57.26	8.10	146.20	1310.94	209.6	1520.54	1013.69	Φ90
Niveau 3	80.84	57.26	8.10	146.20	1457.14	227.31	1684.45	1122.97	Φ90
Niveau 2	80.84	57.26	8.10	146.20	1603.34	245.29	1848.63	1232.42	Φ90
Niveau 1	80.84	57.26	9.45	147.55	1750.89	262.93	2013.82	1342.55	90x90
Niveau RDC	80.84	57.26	9.45	147.55	1898.44	280.85	2179.29	1452.86	90x90
Niveau Ss1	230.85	88.70	8.10	327.65	2226.09	335.89	2561.98	1707.99	90x90
Niveau Ss2	230.85	88.70	8.10	327.65	2553.74	390.26	2944.00	1962.67	90x90
Niveau Ss3	230.85	88.70	8.10	327.65	2881.39	443.79	3325.18	2216.79	90x90

Tableau II.11 : Récapitulatif de la descente de charge. (Poteau axe 17 ; partie circulaire)

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN).	Efforts normaux N=G+Q (KN)	Section du poteau	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulée	Qi		Section trouvée (cm2)	Section adoptée (cm2)
Niveau 12	183.41	72.03	0.00	255.44	255.44	30.53	285.97	190.65	70x70
Niveau 11	176.37	72.03	8.10	256.50	511.94	106.85	618.79	412.53	70x70
Niveau 10	176.37	72.03	8.10	256.50	768.44	179.35	947.79	631.86	70x70
Niveau 9	176.37	72.03	8.10	256.50	1 024.94	236.59	1261.53	841.02	70x70
Niveau 8	176.37	72.03	8.10	256.50	1281.44	290.01	1571.45	1 047.63	70x70
Niveau 7	176.37	72.03	8.10	256.50	1537.94	335.81	1873.75	1 249.17	70x70
Niveau 6	176.37	72.03	8.10	256.50	1794.44	373.97	2168.41	1 445.61	70x70
Niveau 5	176.37	72.03	8.10	256.50	2050.94	411.98	2462.92	1 641.95	70x70
Niveau 4	176.37	72.03	8.10	256.50	2307.44	449.98	2757.42	1 838.28	70x70
Niveau 3	176.37	72.03	8.10	256.50	2563.94	487.99	3051.93	2 034.62	90x90
Niveau 2	176.37	72.03	8.10	256.50	2820.44	526.61	3347.05	2 231.37	90x90
Niveau 1	176.37	72.03	9.45	257.85	3078.29	564.46	3642.75	2 428.50	90x90
Niveau RDC	176.37	72.03	9.45	257.85	3336.14	602.93	3939.07	2 626.05	90x90
Niveau Ss1	176.37	72.03	8.10	256.50	3592.64	640.71	4233.35	2 822.23	90x90
Niveau Ss2	176.37	72.03	8.10	256.50	3849.14	679.1	4528.24	3 018.83	90x90
Niveau Ss3	176.37	72.03	8.10	256.50	4105.64	717.41	4823.05	3 215.37	90x90

Tableau II.12 : Récapitulatif de la descente de charge. (Poteau 6-F)

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.7.4 Récapitulatif des dimensions des poteaux

Poteaux 90x90cm².

Poteaux 70x70cm².

Poteaux 50x50cm².

Poteaux Φ 70cm.

Poteaux Φ 90cm.

II.7.5 Vérification des règles de RPA 99 / version 2003

Poteaux	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
90x90	Min (b,h) ≥ 30cm.	Min (b,h)=90 ≥ 30 cm.	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ he/20	460/20=23 ≤ 90 cm.	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4.	1/4 ≤ 90/90=1 ≤ 4.	Condition vérifiée
70x70	Min (b,h) ≥ 30cm.	Min (b,h)=70 ≥ 30 cm.	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ he/20	460/20=23 ≤ 70 cm.	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4.	1/4 ≤ 70/70=1 ≤ 4.	Condition vérifiée
50x50	Min (b,h) ≥ 30cm.	Min (b,h)=50 ≥ 30 cm.	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ he/20	460/20=23 ≤ 50 cm.	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4.	1/4 ≤ 50/50=1 ≤ 4.	Condition vérifiée
Φ90	D ≥ 35cm.	D=90 ≥ 35 cm.	Condition vérifiée
	D ≥ he/15	460/15=31 ≤ 90 cm.	Condition vérifiée
Φ70	D ≥ 30cm.	D=70 ≥ 30 cm.	Condition vérifiée
	D ≥ he/15	460/20=31 ≤ 70 cm.	Condition vérifiée

Tableau II.13 : Vérification des conditions du RPA 2003

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.7.5.1 Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$.

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) (poteau encastreur à la base et articuler),

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$);

L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$; $I_{x,y} = \frac{\Pi D^4}{64}$).

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}.$$

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{x,y}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{D^2}{16}}} = 0.7L_0 \frac{4}{D}.$$

Poteaux 90x90 : $L_0 = 4.60$ m $\Rightarrow \lambda = 12.39 < 35$. **Condition vérifiée.**

Poteaux 70x70 : $L_0 = 4.60$ m $\Rightarrow \lambda = 22.76 < 35$. **Condition vérifiée.**

Poteaux 50x50 : $L_0 = 3.60$ m $\Rightarrow \lambda = 17.45 < 35$. **Condition vérifiée.**

Poteaux $\Phi 90$: $L_0 = 4.60$ m $\Rightarrow \lambda = 14.31 < 35$. **Condition vérifiée.**

Poteaux $\Phi 70$: $L_0 = 4.60$ m $\Rightarrow \lambda = 18.4 < 35$. **Condition vérifiée.**

Calcul des éléments

Introduction	- 38 -
III.1 Calcul de l'acrotère	- 38 -
III.1.1 Calcul du chargement	- 39 -
III.1.2 Calcul des sollicitations	- 39 -
III.1.3 Combinaisons de charges	- 40 -
III.1.4 Ferrailage	- 40 -
III.1.4.1 Calcul à l'ELU	- 41 -
III.1.4.2 vérifications à l'ELU	- 43 -
III.1.4.3 Vérification à L'E L S	- 46 -
III.2 La dalle pleine de la salle machine	- 48 -
III.2.1 calcul de la dalle pleine de la salle machine	- 48 -
III.2.1.1 dimensionnement	- 48 -
III.2.1.2 détermination des sollicitations	- 49 -
III.2.1.3 Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage	- 49 -
III.2.1.4 Ferrailage	- 51 -
-	
III.2.1.4 Vérification à L'E.L.U	- 52 -
III.2.1.5 Vérification à L'E.L.S	- 54 -
III.3 PLANCHER	- 57 -
III.3.1 Ferrailage du plancher	- 57 -
III.3.1-1 détermination des sollicitations	- 58 -
III.3.1.2 Evaluation des moments	- 59 -
III.3.1.3 ferrailage	- 60 -
III.3.1.4 Vérification à L'E.L.U	- 61 -
III.3.1.5 Vérification à L'E.L.S	- 64 -
III.4 Calcul des escaliers	
III.4.1 Terminologie	-66-
III.4.2 dimensionnement	-67-
III.4.2.1 Hauteur de marche (h) et valeur du giron (g)	- 67-
III.4.2.2 Le nombre de contre marche	-67-
III.4.2.3 Le nombre de marches	-67-
III.4.2.4 Application	-67-
III.4.3 Calcul des armatures	-68-

Introduction

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

III.1 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastree au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « M ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

Avec : $h_t = 1.00 \text{ m}$.

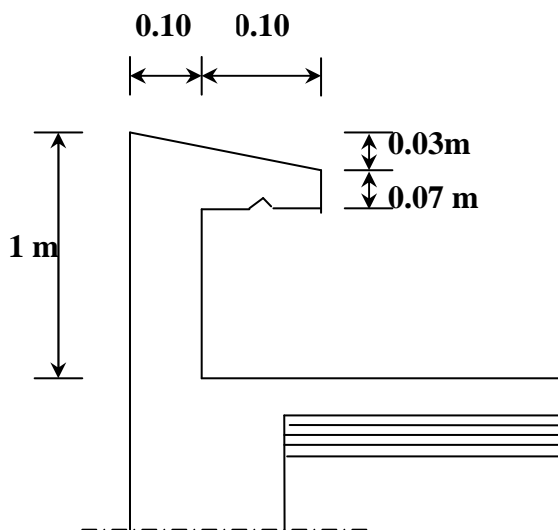
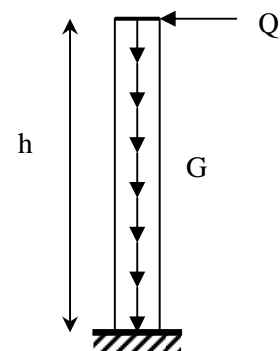


Figure: III.1 : Coupe transversale de l'acrotère



FigIII.2 : Schéma statique de l'acrotère

III.1.1 Calcul du chargement

Les calculs se feront pour une bande de 1m de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

❖ poids propre de l'acrotère G

➤ $G = \rho \times S \times 1ml.$

➤ $G = \rho \times S \times 1m = 25 [0.9 \times 0.1 + 0.2 \times 0.07 + 0.03 \times 0.2/2] = 2.67 \text{ KN / ml}$

➤ $G = 2.67 \text{ KN / ml}$

Avec ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

❖ Surcharge d'exploitation Q

➤ $Q = 1 [\text{KN/ml}]$

III.1.2 Calcul des sollicitations

➤ Effort tranchant dû à la poussée latérale Q : $T = Q \times 1ml = 1\text{KN}.$

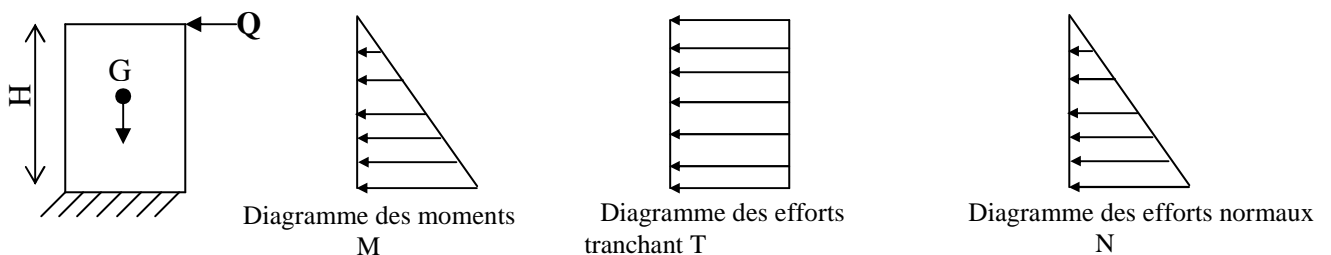
➤ Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 2.67\text{KN}.$

➤ Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q = 0.$

➤ Moment de renversement dû à G : $M_G = 0.$

➤ Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q * H * 1 = 1 * 1 * 1 = 1\text{KN.ml}.$

Schéma Statique de calcul



FigIII.3 : Schéma statique du calcul

III.1.3 Combinaisons de charges

❖ A l'ELU

La combinaison de charge est : $1.35 G + 1.5 Q$

- ◆ Effort normal de compression

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 * 2.67 = 3.604KN.$$

$$N_u = 3.604KN$$

- ◆ Moment de renversement

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 * 1 = 1.5KN.m.$$

$$M_u = 1.5 KNm$$

❖ A l'ELS

La combinaison de charges est : $G + Q$

- ◆ Effort normal de compression

$$N_s = N_G + N_Q = 2.67KN.$$

$$N_s = 2.67 KN$$

- ◆ Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 1KN.m.$$

$$M_s = 1 KNm$$

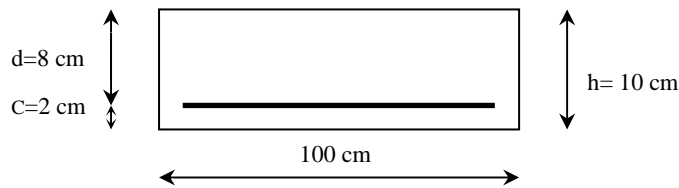
III.1.4 Ferrailage

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ». Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée.

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de

déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».



III.1.4.1 Calcul à l'ELU

a. Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \quad e_u = \frac{1.5 \times (10)^2}{3.604} = 41.62 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}.$$

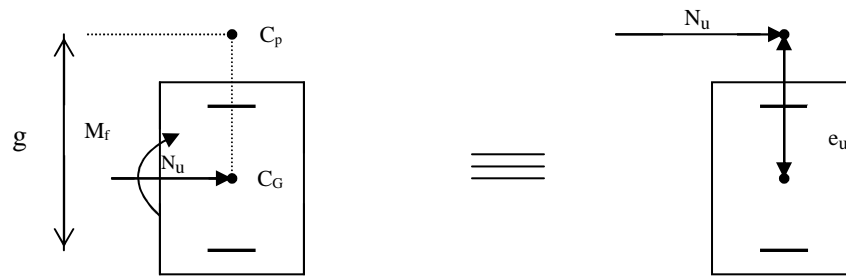


Figure III.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

- Le centre de pression « c_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures
- l'effort normal (N) est un effort de compression

⇒ **Section partiellement comprimée (SPC).**

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramène à la flexion composée.

b. Calcul de la section d'armatures en flexion simple

◆ Moment fictif

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec : g : distance entre « c_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 41.62 + \frac{10}{2} - 2 = 44.62 \text{ cm.}$$

D'où : $M_f = 3.604 \times 0.44 = 1.58 \text{ KN.m.}$

$$M_f = 1.58 \text{ KNm}$$

◆ **Moment réduit μ**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.58 \cdot 10^3}{1 \times 80^2 \times 14.2} = 0.0174$$

$$\mu = 0.0174$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$

◆ **Moment limite μ_l**

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

Avec : $10^3 \varepsilon = \frac{f_e}{200 \gamma_s} \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = \frac{400}{200 \times (1.15) \times 1000} = 0.00174$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon} \quad \Rightarrow \quad \alpha_l = 0.668 \quad \Rightarrow \quad \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.0174 < \mu_l = 0.392. \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

◆ **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.58 \times 10^3}{0.991 \times 0.08 \times 348} * 0.01 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0.57 \text{ cm}^2$$

Avec : $\beta = 1 - 0.4 \alpha$; et $\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$

On a : $\mu = 0.0174. \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.991$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

c. Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée

$$A_{ST} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{ST} = 0.57 - \frac{3.604 * 1000}{348 * 100} = 0.47 \text{cm}^2.$$

$$A_{ST} = 0.47 \text{cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

III.1.4.2 vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité [BAEL91/art.A.4.2.1]

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

a.1 Armatures principales

$$A_{ST} \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{MPa}.$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1}{2.67} = 37.45 \text{cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 80 \times 2.1}{400 * 100} \left[\frac{37.45 - 0.445 \times 8}{37.45 - 0.185 \times 8} \right] = 0.91 \text{cm}^2$$

D'où les armatures principales : $A_{ST} = 0.47 \text{cm}^2 < A_{\min} = 0.91 \text{cm}^2$.

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures

$$A_{ST} = A_{\min} = 0.91 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des éléments

Avec un espacement: $s_t = \frac{sb}{st} * l. \quad \Rightarrow \quad st = \frac{0.50}{2.01} * 100 = 25cm$

a.2 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50cm^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_r = 4HA6 = 1.13cm^2 /ml$$

Avec un espacement $s_r = \frac{0.28}{1.13} * 100 = 25cm$

c. vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.2.1.1/BAEL91)

c.1 Contraintes tangentielles

La fissuration est préjudiciable, donc on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \right\} (MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{2.5; 4\} = 2.5MPa .$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} . \quad V_u : \text{Effort tranchant : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5KN.$$

$$\text{D'où } \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019MPa$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 2.5MPa. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.3/BAEL91)

d.1 Contrainte d'adhérence d'entraînement

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

D'où : $\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21 \text{ MPa}$

On doit vérifier que $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

D'où $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$

$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \implies$ **Condition vérifiée.**

e. vérification d'espacement des barres

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm.} < \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$

\implies **Condition vérifiée.**

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm.} < \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$

\implies **Condition vérifiée.**

f. Ancrage des barres verticales

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$

Calcul des éléments

$$D'où : L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm.} \implies \text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm.}$$

III.1.4.3 Vérification à L'E L S

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

a. Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \implies \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{1 \times 10^3}{0.920 \times 0.08 \times 2.01 \times 100} = 67.59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.6 ; 201.63 \}$$

$$\implies \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st}$$

$$\text{On a } \rho_1 = 0.251 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.240 \quad \Rightarrow \quad k = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.02$$

$$\sigma_{bc} = 0.02 * 67.59 = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

c. Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 RPA99)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p.$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0.30$ (Zone III, groupe d'usage 1B).

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, $C_p = 0.3$.

W_p : poids de l'acrotère, $W_p = 2.93 \text{ KN/ml}$.

$$F_p = 4 \times 0.30 \times 0.3 \times 2.67 = 0.96 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}.$$

Conclusion

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

➤ Armatures principales : 4HA8 avec : $s_t = 25 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartitions : 4HA8 avec : $s_t = 25 \text{ cm}$

III.2 La dalle pleine de la salle machine

Notre immeuble comporte plusieurs cages d'ascenseur muni d'une dalle pleine l'une est de dimension $(2.45 \times 3.35) \text{ m}^2$ reposant sur quatre cotés.

La charge totale transmise par le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonne la vitesse d'entraînement $V= 1\text{m/s}$

III.2.1 calcul de la dalle pleine de la salle machine

En plus de son poids propre ; la dalle est soumise à une charge localisé. Son calcul se fera à l'aide des abaques PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau

III.2.1.1 dimensionnement

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,45}{3,35} = 0,73 \leq 1 \implies \frac{2,45}{50} \leq h_0 \leq \frac{2,45}{40}$$

$$0.049 \leq h_0 \leq 0.061 \implies h_0 = 6\text{cm}$$

L'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 12cm selon RPA; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui Supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm.

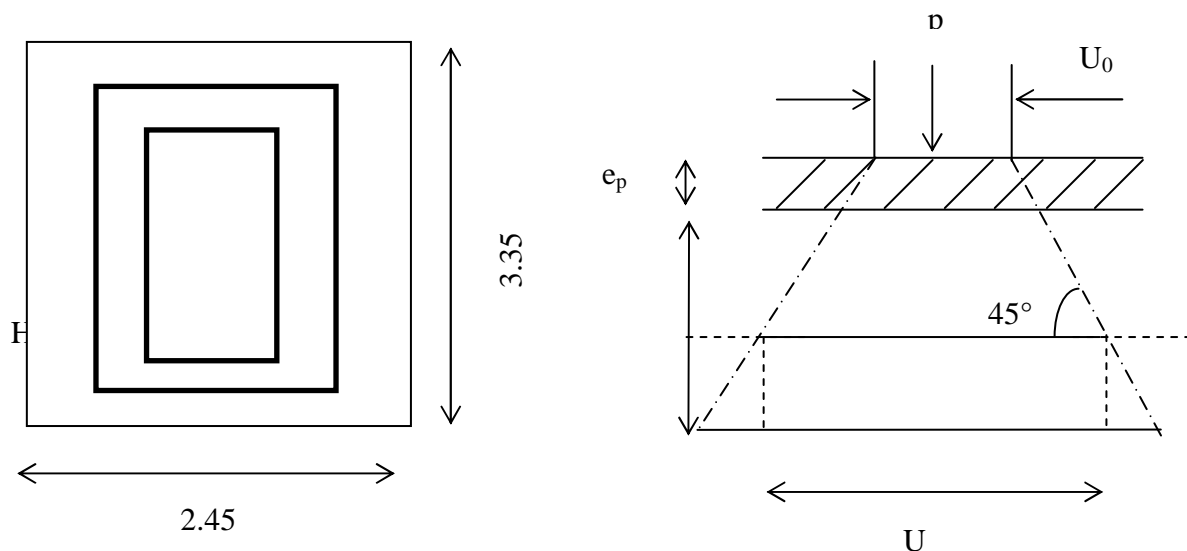


Figure III.5 : diffusion de charges dans le feuillet moyen

$$U = u_0 + h_0 + 2 \cdot \zeta \cdot e_0$$

$$V = v_0 + h_0 + 2 \cdot \zeta \cdot e_0$$

Avec:

- h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)
- e : épaisseur du revêtement (5cm)
- $\zeta = 1.0$ (dépend de la nature du revêtement)

$$u = u_0 + 2 e_0 + h_0 = 80 + 2 \cdot 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = v_0 + 2 e_0 + h_0 = 80 + 2 \cdot 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

III.2.1.2 détermination des sollicitations

◆ A L'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$p_u = 1P$$

Avec:

$$G = 25 \cdot 0.15 + 22 \cdot 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2 \dots (\text{poids propre de la dalle})$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \dots (\text{Charge d'exploitation})$$

$$q_u = 1.35 \cdot 4.85 + 1.5 \cdot 1 = 8.05 \text{ kn/ml}.. (\text{Charge uniformément répartie sur une bonde de 1m})$$

$$p_u = 1.35 \cdot 90 = 121.5 \text{ KN} \dots (\text{charge centrée dus au système de levage})$$

◆ A L'ELS

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = P = 90 \text{ KN}$$

III.2.1.3 Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage

a. Moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

Calcul des éléments

Avec :

M1 et M2 : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de : ρ ; $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$.

ν : Coefficient de poisson à $\begin{cases} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0.2 \end{cases}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,45}{3,35} = 0,7 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{245} = 0.43 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{335} = 0.3 \end{array} \right. \Rightarrow \text{après interpellation} \left\{ \begin{array}{l} M1 = 0.1338 \\ M2 = 0.0895 \end{array} \right.$$

On aura

$$M_{x1} = 121.5 (0.1338 + 0) = 16.256 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 121.5 (0.0895 + 0) = 10.874 \text{ KNm}$$

b. Moment dû au poids propre de la dalle pleine

Dans le sens L_x : $M_{x2} = \mu_x \text{qu } l_x^2$

Dans le sens L_y : $M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$

On a

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.7 \\ \nu = 0 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0683 \\ \mu_y = 0.436 \end{array}$$

$$M_{x2} = 0.0683 * 8.05 * (2.45)^2 = 3.30 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = 0.436 * 3.30 = 1.439 \text{ KNm}$$

c. superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16.256 + 3.30 = 19.556 \text{ KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.874 + 1.439 = 12.313 \text{ KNm}$$

d. correction des moment

◆ en travées

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 * 19.556 = 16.62 \text{ KNm}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 * 12.313 = 10.47 \text{ KNm}$$

◆ Sur appuis

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 * 19.556 = -5.87 \text{ KNm}$$

$$M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 * 12.313 = -3.69 \text{ KNm}$$

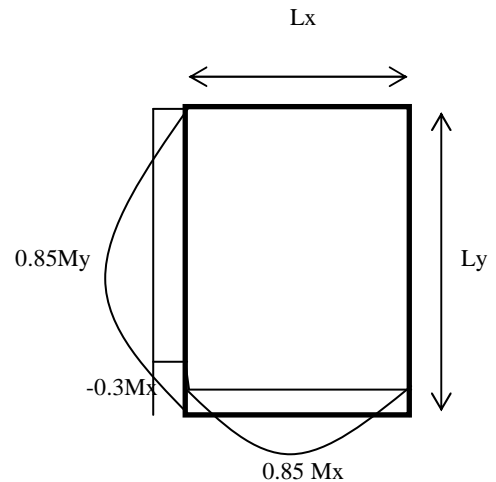


Figure III.6 : les moments dans les deux sens

III.2.1.4 Ferrailage

Il se fera pour une bonde de 1m de largeur

❖ Sens X-X

◆ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.87 * 10^3}{1 * (120)^2 * 14,2} = 0.029 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Avec :

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \text{ avec : } \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}]$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{(1 - 2(0.029))}] = 0.036 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.87 \cdot 10^3}{0,985 \times 0.12 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 \Rightarrow $A = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

◆ En travée

$$\mu = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{16.62 * 10^3}{1 * (120)^2 * 14,2} = 0,08 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Avec $\beta = 0.958$; $\alpha = 0.104 \Rightarrow A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.62 * 10^3}{0,958 \times 0.12 \times 348} = 4.15 \text{ cm}^2$.

Calcul des éléments

Soit 6HA10 \Rightarrow At = 4.71cm² avec St = 15cm

❖ Sens Y-Y

◆ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_y^a}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{3.69 * 10^3}{1 * (120)^2 * 14,2} = 0.018 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Avec $\alpha = 0.023$; $\beta = 0.991$

$$A_a = \frac{3.69 * 10^3}{0,991 * 0.12 * 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 \Rightarrow Aa = 3.14 cm² avec St = 25cm

◆ En travée

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{10.47 * 10^3}{1 * 120^2 * 14,2} = 0,05 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$\alpha = 0.064$; $\beta = 0.974$

$$A_a = \frac{10.47 * 10^3}{0,974 * 0.12 * 348} = 2.57 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA10 \Rightarrow At = 4.71cm² avec St = 15cm

III.2.1.5 Vérification à L'E.L.U

a. Condition de non fragilité

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante au taux d'armature suivant :

◆ Sens X-X

On a $\omega_0 = 0.8 \times 10^{-3}$ pour les aciers de nuance feE400 ;

$$A_x^{\min} = \omega_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) * b * h = \left(\frac{3-0.7}{2} \right) * 100 * 15 = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.71 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_x > A_x^{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée

◆ **Sens Y-Y**

$$A_y^{\min} = 0.8 \times 10^{-3} \times b \times h = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4.71 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Longrightarrow A_y \succ A_y^{\min} \Longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

b. diamètre minimale des barres

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

$$\phi = 10 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \Longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

c. Ecartement des barres

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

➤ Armatures // à L_x : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

➤ Armatures // à L_y : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Longrightarrow \text{condition vérifiée .}$

d. condition de non poinçonnement

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$Nu < 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

Nu : charge de calcul à l'ELU.

$$Nu = 1.35 \times G \Longrightarrow Nu = 1.35 \times 90 = 121.9 \text{ KN}$$

μ_c : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen

Calcul des éléments

$$\mu_c = 2 (U+V) = 2 * (105+105) = 420\text{cm} = 4.20\text{m}$$

$$N_u = 121.9 < 0.045 * 0.15 * 4.20 * \frac{25}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée}$$

e. contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U} \implies T_u = \frac{N_u}{2 * l_y + l_x} = \frac{121.9}{2 * 3.35 + 2.45} = 13.32 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de V} \implies T_u = \frac{N_u}{3 * l_y} = \frac{121.9}{3 * 3.35} = 12.13 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{13.32 * 10^3}{1000 * 120} = 0.111 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 * \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.1.5 Vérification à L'E.L.S

1. Calcul des moments

a. Moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y2} = P_s (M_2 + \nu M_1)$$

Avec

$$\nu = 0.2 ; M_1 = 0.1338 \text{ KNm} \text{ et } M_2 = 0.0895 \text{ KNm} \text{ et } P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 90 * (0.1338 + 0.2 * 0.0895) = 13.653 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 90 * (0.0895 + 0.2 * 0.1338) = 10.463 \text{ KNm}$$

Calcul des éléments

b. Moment dû au poids propre de la dalle pleine

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Dans le sens } L_x : M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} l_x^2$$

$$\text{On : } \left[\begin{array}{l} \rho = 0.7 \\ \nu = 0.2 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.585 \end{array}$$

$$M_{x2} = 0.0743 * 5.85 * (2.45)^2 = 2.61 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = 0.585 * 2.61 = 1.53 \text{ KNm}$$

c. Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.653 + 2.61 = 16.263 \text{ KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.463 + 1.53 = 11.993 \text{ KNm}$$

d. Correction des moments

◆ *En travée*

$$M_x = 0.85 M_x = 0.85 * 16.263 = 13.823 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0.85 M_y = 0.85 * 11.993 = 10.194 \text{ KNm}$$

◆ *sur appuis*

$$M_x = -0.3 * 16.263 = -4.88 \text{ KNm}$$

$$M_y = -0.3 * 11.993 = -3.60 \text{ KNm}$$

2. vérification des contraintes dans le béton

Aucune vérification n'est nécessaire, si les conditions suivantes sont satisfaites :

- la section est rectangulaire
- la nuance des aciers est de FeE400
- $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$.

❖ Sens X-X

◆ En travée

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.823 * 10^3}{1 * 120^2 * 14.2} = 0.067 \quad \Rightarrow \alpha = 0.086$$

$$\gamma = \frac{16.62}{13.823} = 1.20 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.20-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35$$

$$\alpha = 0.086 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.35 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

◆ Sur appuis

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.88 * 10^3}{1 * 120^2 * 14.2} = 0.024 \quad \Rightarrow \alpha = 0.030$$

$$\gamma = \frac{5.87}{4.88} = 1.20 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.20-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35$$

$$\alpha = 0.030 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.35 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Sens Y-Y

◆ En travée

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.194 * 10^3}{1 * 120^2 * 14.2} = 0.049 \quad \Rightarrow \alpha = 0.063$$

$$\gamma = \frac{10.47}{10.194} = 1.02 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.02-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4$$

$$\alpha = 0.063 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.4 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

◆ Sur appuis

$$\mu = \frac{M_y^a}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{3.60 * 10^3}{1 * 120^2 * 14.2} = 0.017 \quad \Rightarrow \alpha = 0.02$$

$$\gamma = \frac{3.69}{3.60} = 1.025 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.025-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.26$$

$$\alpha = 0.017 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.26 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

3. Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

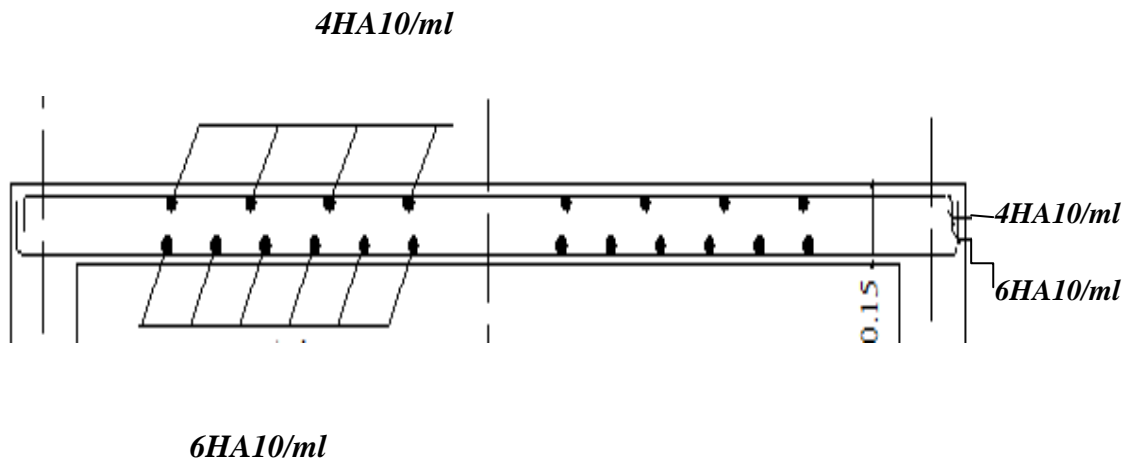


Figure. III.7: ferrailage de la salle machine

III.3 PLANCHER

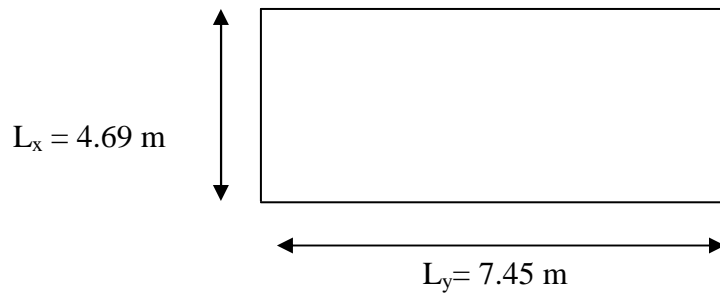
Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en dalle pleine ; Dans notre cas, nous aurons à étudier un (01) seul type de plancher qui est à usage bureau.

III.3.1 Ferrailage du plancher

Les dalles pleines peuvent être réparties en 02 catégories

- Dalle pleine sur appuis continus.
- Dalle pleine sur appuis ponctuels.

Une dalle sur appuis continus principalement soumise à des charges uniformément réparties peut être considérée comme porteuse dans deux directions ou bien dans une seule



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.69}{7.45} = 0.63$$

Avec

L_x et L_y portées d'un panneau de dalle mesurées entre nus d'appuis.

On a

$0.4 \leq l_x / l_y = \rho \leq 1 \implies$ La dalle est considérée comme portant dans deux directions.

III.3-1-1 Détermination des sollicitations

Soit q la charge uniformément répartie sur le panneau par unité de longueur.

♦ **A L'ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

Avec

$G = 6.76 \text{ kN/m}^2$ (poids propre du plancher)

$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$ (Charge d'exploitation)

$q_u = 1.35 * 6.76 + 1.5 * 2.5 = 12.88 \text{ kN/ml.}$ (Charge uniformément répartie sur une bande de 1m)

♦ **A L'ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 6.76 + 2.5 = 9.26 \text{ kN/m}^2$$

III.3.1.2 Evaluation des moments M_{0x} et M_{0y}

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Avec

μ_x, μ_y : Sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et de ν qui est le

$$\nu : \text{Coefficient de poisson à } \begin{cases} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0.2 \end{cases}$$

On a

$$\rho = 0.63 \quad \rightleftharpoons \quad \mu_x = 0.0772 ; \quad \mu_y = 0.343$$

$$M_{0x} = 0.0772 \times 12.88 \times 4.69^2 = 21.87 \text{ KNm}$$

$$M_{0y} = 0.343 \times 21.87 = 7.5 \text{ KNm}$$

Remarque

➤ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

$$\text{Moment en travée : } 0,75M_{0x} \text{ ou } 0,75M_{0y}$$

$$\text{Moment sur appuis : } 0,5M_{0x} \text{ ou } 0,5M_{0y}$$

➤ Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

$$\text{Moment en travée : } 0,85M_{0x} \text{ ou } 0,85M_{0y}$$

$$\text{Moment sur appui de rive : } 0,3M_{0x} \text{ ou } 0,3M_{0y}$$

$$\text{Moment sur appui intermédiaire : } 0,5M_{0x} \text{ ou } 0,5M_{0y}$$

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 1 est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux.

◆ **Moment en travées**

$$M_x^t = 0.75M_{0x} = 0,75 \times 21.87 = 16.402 \text{ KNm}$$

$$M_y^t = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 7.5 = 5.62 \text{ KNm}$$

◆ **Moment aux appuis**

$$M_x^a = 0,5M_{0x} = 0.5 \times 21.87 = 10.93 \text{ KNm}$$

$$M_y^a = 0,5M_{0y} = 0.5 \times 5.62 = 2.81 \text{ KNm}$$

III.3.1.3 Ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$;

❖ **Sens X-X**

◆ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.93 \times 10^3}{1 \times (130)^2 \times 14,2} = 0.045 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Avec

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \text{ avec : } \alpha = 1,25[1 - \sqrt{(1-2\mu)}]$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25[1 - \sqrt{(1-2(0.045))}] = 0.057 \Rightarrow \beta = 0.977$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.93 \times 10^3}{0,977 \times 0.13 \times 348} = 2.47 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 \Rightarrow $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

◆ **En travée**

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16.402 \times 10^3}{1 \times (130)^2 \times 14,2} = 0,07 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Avec

$$\beta = 0.964 \text{ ; } \alpha = 0.09 \Rightarrow A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.402 \times 10^3}{0,964 \times 0.13 \times 348} = 3.76 \text{ cm}^2 .$$

Calcul des éléments

Soit 6HA10 \Rightarrow $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

❖ Sens Y-Y

◆ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.81 \times 10^3}{1 \times (130)^2 \times 14,2} = 0.012 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Avec

$$\alpha = 0.02 \quad ; \quad \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{2.81 \times 10^3}{0,992 \times 0.13 \times 348} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 \Rightarrow $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

◆ En travée

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.62 \times 10^3}{1 \times 130^2 \times 14,2} = 0,02 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\alpha = 0.03 \quad ; \quad \beta = 0.988$$

$$A_a = \frac{5.62 \times 10^3}{0,988 \times 0.13 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA10 \Rightarrow $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

III.3.1.4 Vérification à L'E.L.U

a. Condition de non fragilité

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante au taux d'armature suivant :

❖ Sens X-X

On a : $\omega_0 = 0.8\%$ pour les aciers de nuance feE400 ;

$$A_{x \min} = \omega_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h = 10^{-3} \times 0.8 \times \left(\frac{3 - 0.63}{2} \right) \times 100 \times 16 = 1.52 \text{ cm}^2$$

Calcul des éléments

$$\left. \begin{array}{l} A_x^{\min} = 1.52 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4.71 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x > A_x^{\min} A_a \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Sens Y-Y

$$A_y^{\min} = 0.8 \times 10^{-3} \times b \times h = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_y^{\min} = 1.28 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4.71 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y > A_y^{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

b. diamètre minimale des barres

$$\text{On doit vérifier que : } \phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

c. Ecartement des barres

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\triangleright \text{Armatures // à } L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\triangleright \text{Armatures // à } L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d. Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{1,5}; 5MPa \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

❖ Sens X-X

$$V_u = \frac{P}{3.l_y} = \frac{450}{3 \times 7.45} = 20.13 \text{ KN}$$

Avec $P = q_u \times l_x \times l_y = 12.88 \times 4.69 \times 7.45 = 450$

❖ Sens Y-Y

$$V_u = \frac{P}{2.l_y + l_x} = \frac{450}{2 \times 7.45 + 4.69} = 23 \text{ KN}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$ Condition vérifiée.

e. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \Psi = 1.5 \text{ Pour les HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U} \text{ Avec } \sum U : \text{ le périmètre des aciers}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9.d \cdot \sum u_i} = \frac{23}{0.9 \times 0.13 \times 125.6} = 1.56 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies$ Condition vérifiée

III.3.1.5 Vérification à L'E.L.S

$$q_s = 9.26 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0.63 \quad \Rightarrow \mu_x = 0.0825 ; \mu_y = 0.508$$

a. Calcul des moments

$$\left. \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 0.0825 \times 9.26 \times 4.69^2 = 16.8 \text{ KNm} \\ M_{0y} = 0.508 \times 16.8 = 8.53 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

◆ Moment en travées

$$M_x^t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 16.8 = 12.6 \text{ KNm}$$

$$M_y^t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 8.53 = 6.4 \text{ KNm}$$

◆ Moment aux appuis

$$M_x^a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 16.8 = 8.4 \text{ KNm}$$

$$M_y^a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 8.53 = 4.3 \text{ KNm}$$

b. vérification des contraintes dans le béton

Aucune vérification n'est nécessaire, si les conditions suivantes sont satisfaites :

- la section est rectangulaire
- la nuance des aciers est de FeE400
- $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$.

Avec
$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Calcul des éléments

Les résultats des vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

zone	Sens	γ	μ_b	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	vérifications
Sur appuis	X-X	1.3	0.03	0.038	0.4	OK
	Y-Y	0.65	0.02	0.025	0.08	OK
En travée	X-X	1.3	0.05	0.064	0.4	OK
	Y-Y	0.87	0.03	0.038	0.2	OK

Tableau III.1 : résultats des vérifications

Remarque :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

d. Etat limite de fissuration

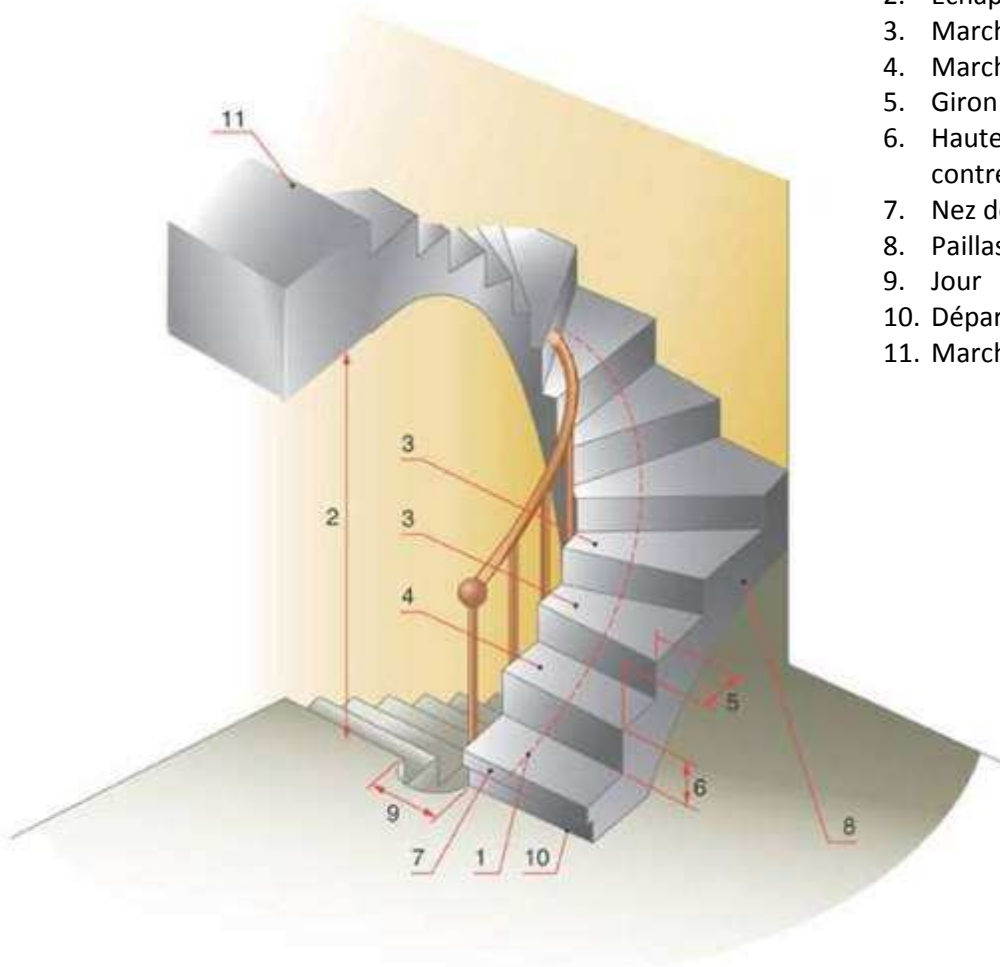
La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

III.4 Calcul des escaliers

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

Notre bâtiment est composé de plusieurs types d'escaliers, Le type d'escalier choisit pour le calcul est l'escalier hélicoïdal, on a utilisé le logiciel Etabs pour les modéliser, les résultats trouvés sont utilisés pour le ferrailage de ces derniers

III.4.1 Terminologie



1. Ligne de foulée
2. Échappée
3. Marche balancée
4. Marche droite
5. Giron
6. Hauteur de contremarche
7. Nez de marche
8. Paillasse
9. Jour
10. Départ
11. Marche d'arrivée

III.4.2 dimensionnement

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.

Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré-dimensionnement convenable de notre escalier.

Calcul des éléments

III.4.2.1 Hauteur de marche (h) et valeur du giron (g)

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

et $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

On prend : $h = 18\text{cm}$ et g est entre 16.5 cm et 62.5 cm .

III.4.2.2 Le nombre de contre marche

$$n = \frac{H}{h}$$

III.4.2.3 Le nombre de marches

$$m = n - 1$$

Le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier.

L'embranchement doit être $\geq 1.20\text{ m}$

III.4.2.4 Application

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée

$$n = \frac{H}{h} = \frac{360}{18} = 20$$

$$m = n - 1 = 20 - 1 = 19$$

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

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2(18) = 66 \leq 66\text{cm} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\text{L'embranchement est de } 1.50\text{ m} \geq 1.20\text{m} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Pour l'épaisseur de la paillasse elle est prise égale à **18 cm**.

III.4.3 Calcul des armatures

La détermination des efforts pour le ferrailage sont trouvés avec le logiciel Etabs.

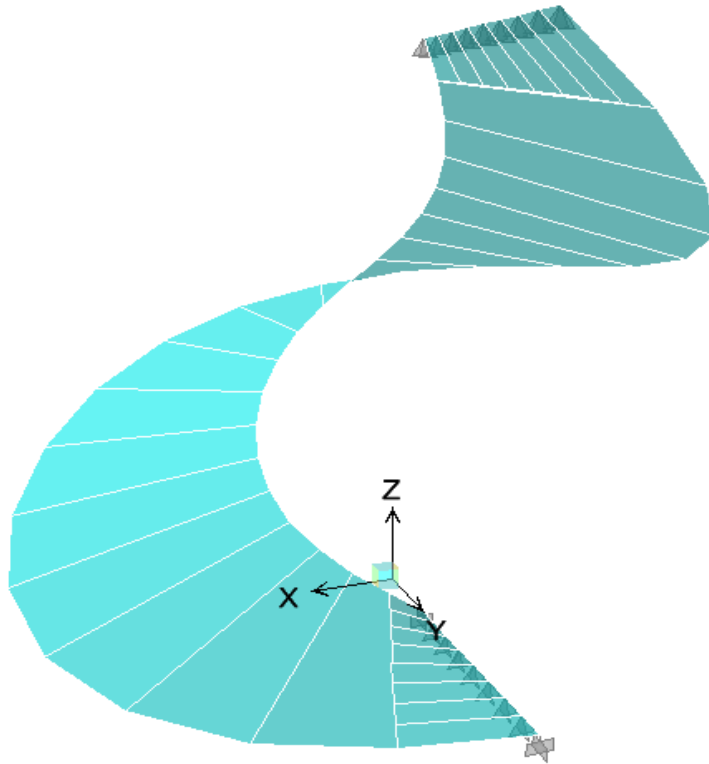


Figure III.8 : Vue en 3D des escalier hélicoïdal sous Etabs.

❖ Armatures XX

$$\sigma_{11(xx)} = 4.31 \text{MPa}$$

$$\sigma_{11(xx)} = \frac{N_{11(xx)}}{A} \Rightarrow N_{11(xx)} = \sigma_{11(xx)} \times A = 4.31 \times 1.5 \times 0.18 = 1.16 \text{MN.}$$

$$A_s = \frac{N_{11(xx)}}{\sigma_s} = \frac{1.16}{348} = 33.33 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 33.33 \text{cm}^2.$$

On opte pour 2 x 11HA14 avec un espacement e=15cm.

❖ Armatures YY

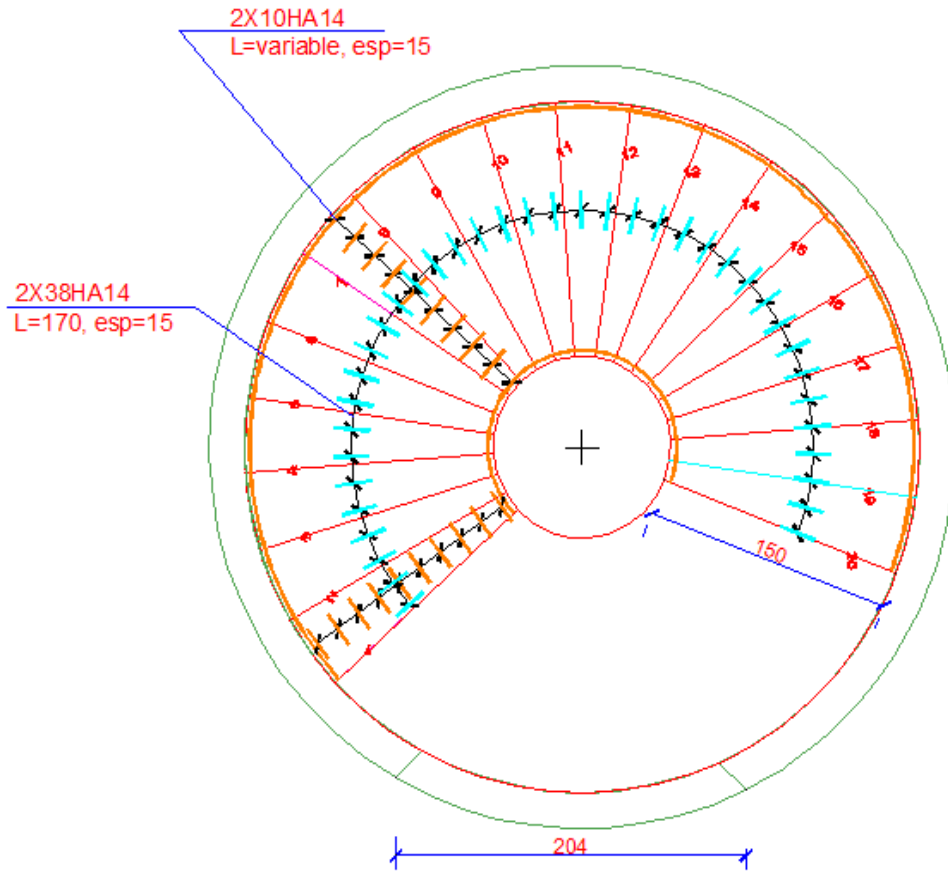
$$\sigma_{22(yy)} = 2.33 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{22(yy)} = \frac{N_{22(yy)}}{A} \Rightarrow N_{22(yy)} = \sigma_{22(yy)} \times A = 2.33 \times 0.625 \times 0.18 = 0.262 \text{ MN.}$$

$$A_s = \frac{N_{22(yy)}}{\sigma_s} = \frac{0.262}{348} = 7.53 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.53 \text{cm}^2.$$

On opte pour 2x3HA14 avec un espacement e=15cm.

FERRAILLAGE EN PLAN DE L' ESCALIER HELICOÏDAL



Modélisation de la structure avec Etabs

Introduction	- 70 -
IV.1 Présentation de l'Etabs	- 70 -
IV.2 Etapes de modélisation.....	- 70 -
IV.2.1 Géométrie de base	- 70 -
IV.2.2 Assignement des poutres et poteaux	- 71 -
IV.2.3 Assignement des dalles et voiles.....	- 72 -
IV.2.4 Encastrement de la base	- 73 -
IV.2.5 Définition des planchers comme infiniment rigide	- 74 -
IV.2.6 Introduction des charges	- 75 -
IV.2.7 Définition de la masse sismique.....	- 75 -
IV.2.8 Modification du module d'élasticité du béton.....	- 76 -
<i>Figure IV.8 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.....</i>	- 76 -
IV.2.9 Spectre de réponse.....	- 76 -
IV.2.10 Combinaison de charge	- 77 -
IV.2.11 Analyse et exploitation des résultats	- 78 -

Introduction

À la base de la modélisation par éléments finis se trouve le principe de discrétisation, les éléments de la structure sont modélisés élément par élément. Ces éléments pouvant être des plaques, des coques ou encore des éléments barre. Leurs caractéristiques sont alors continuellement réparties à l'intérieur des éléments selon les lois fondamentales de comportement. Il est utile de rappeler que le comportement élastique (loi de Hooke), auquel font appel les calculs, repose ensuite sur trois hypothèses dans le cas du sol ou du béton armé : élasticité, linéarité et isotropie du comportement.

IV.1 Présentation de l'Etabs

L'Etabs (**Extended Three dimension Analysis of Building Structures**) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, spécialement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre les possibilités d'analyser les effets statiques et dynamiques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes.

IV.2 Etapes de modélisation

IV.2.1 Géométrie de base

La géométrie de base de la structure est présentée avec les grilles définissant les plans et les portiques de la structure. On commence par définir le nombre d'axes dans les deux directions xx et yy et on donne leur espacement ainsi le nombre d'étage avec leurs hauteurs ; pour la partie circulaire on crée les axes d'une manière différente car on introduit le rayon, l'angle qui sépare chaque axe de l'autre selon les valeurs données dans le plan d'architecture.

MODELISATION DE LA STRUCTURE AVEC ETABS

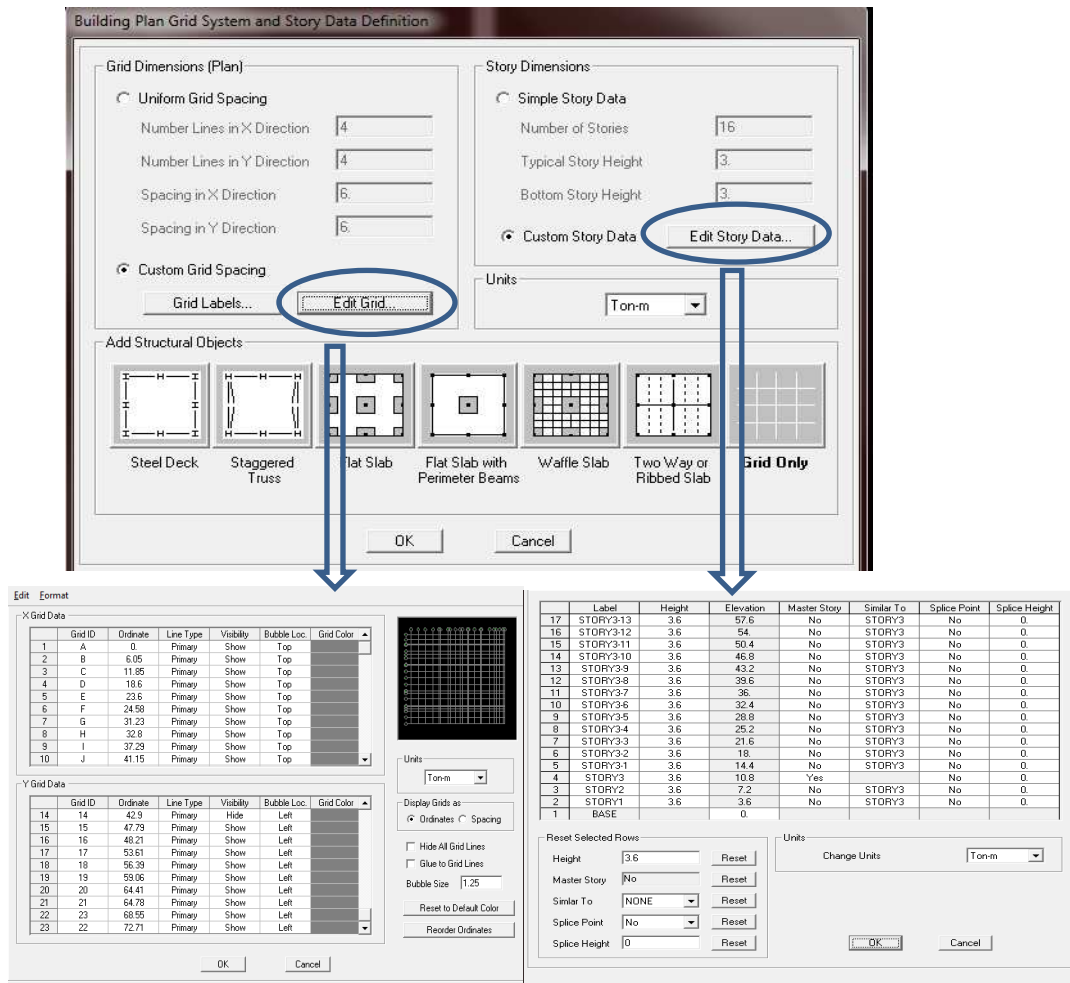


Figure IV.1 : Interface d'introduction des données générales.

IV.2.2 Assignement des poutres et poteaux

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres « Frame », ils sont assignés de leurs sections et des propriétés mécaniques de leurs matériaux.

Define \rightleftarrows *frame sections* \rightleftarrows *Add rectangular*

- es poutres sont créées entre deux nœuds de même niveau « i ».
- es poteaux sont créés entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».

L

L

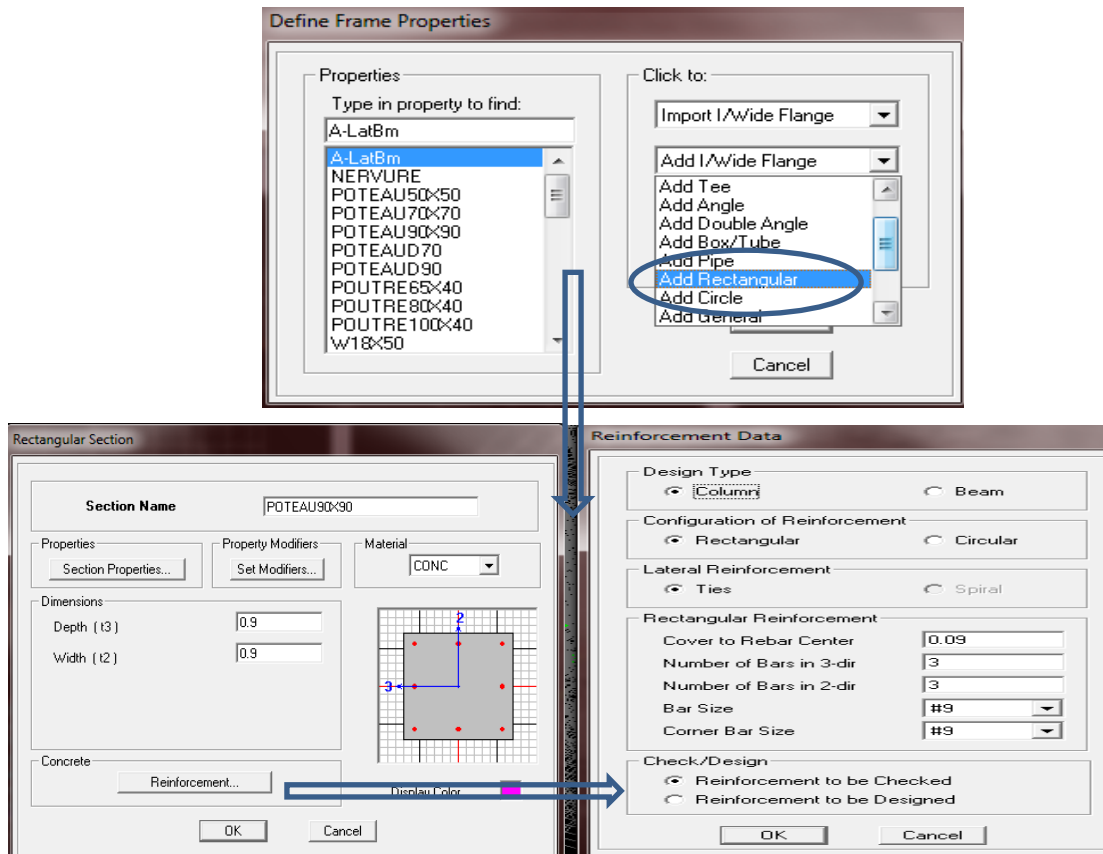


Figure IV.2 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments (poutres ,poteaux..)

Nota :

Pour les poteaux dans la fenêtre « **renforcement** » on sélection le type « **column** » et pour les poutres on sélection le type « **beam** ».

IV.2.3 Assignement des dalles et voiles

Les voiles et les dalles sont modélisés par des éléments plaque, dans l'ETABS « Shell » définit les voiles et les « Plate » définit les dalles. Ils sont assignés de leurs épaisseurs et des propriétés mécaniques de leurs matériaux.

Define \Rightarrow **Wall/slab/deck section.**

- es voiles sont créés entre quatre nœuds de différent niveaux « i et i+1 ». L
- es dalles sont créées entre quatre nœuds de même niveau « i ». L

MODELISATION DE LA STRUCTURE AVEC ETABS

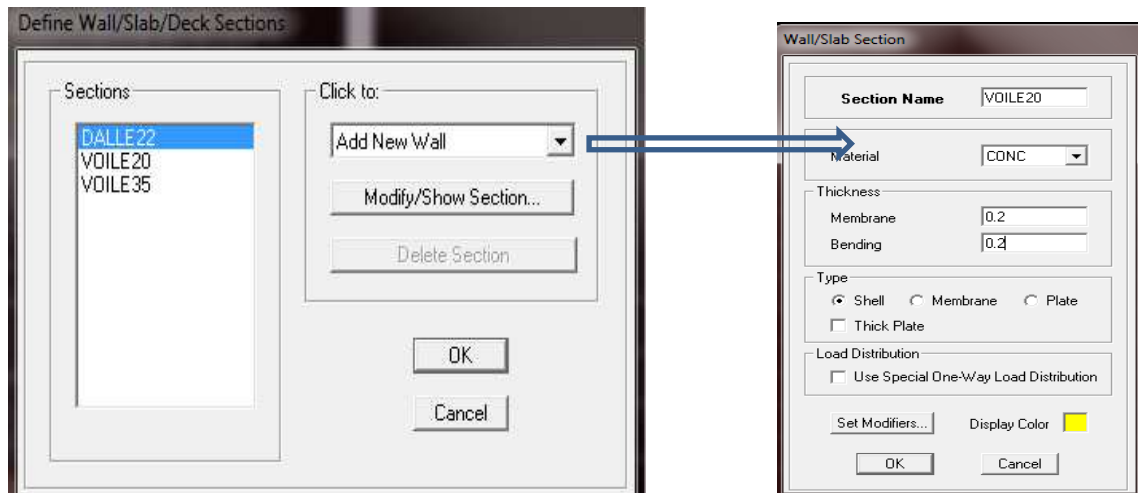


Figure IV.3 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments (dalles, voiles)

Nota :

Pour les voiles on doit coher le type « **shell** » et pour les dalles c'est le type « **plate** ».

IV.2.4 Encastrement de la base

Dans cette étape on définit les nœuds de la base de la structure comme encastrés, puisque l'infrastructure de l'ouvrage est enterrée sous la terre ce qui bloque tous les déplacements, (translation et rotation dans les trois sens x-y-z).

Assign \Rightarrow Joint/point \Rightarrow Restraints (supports).

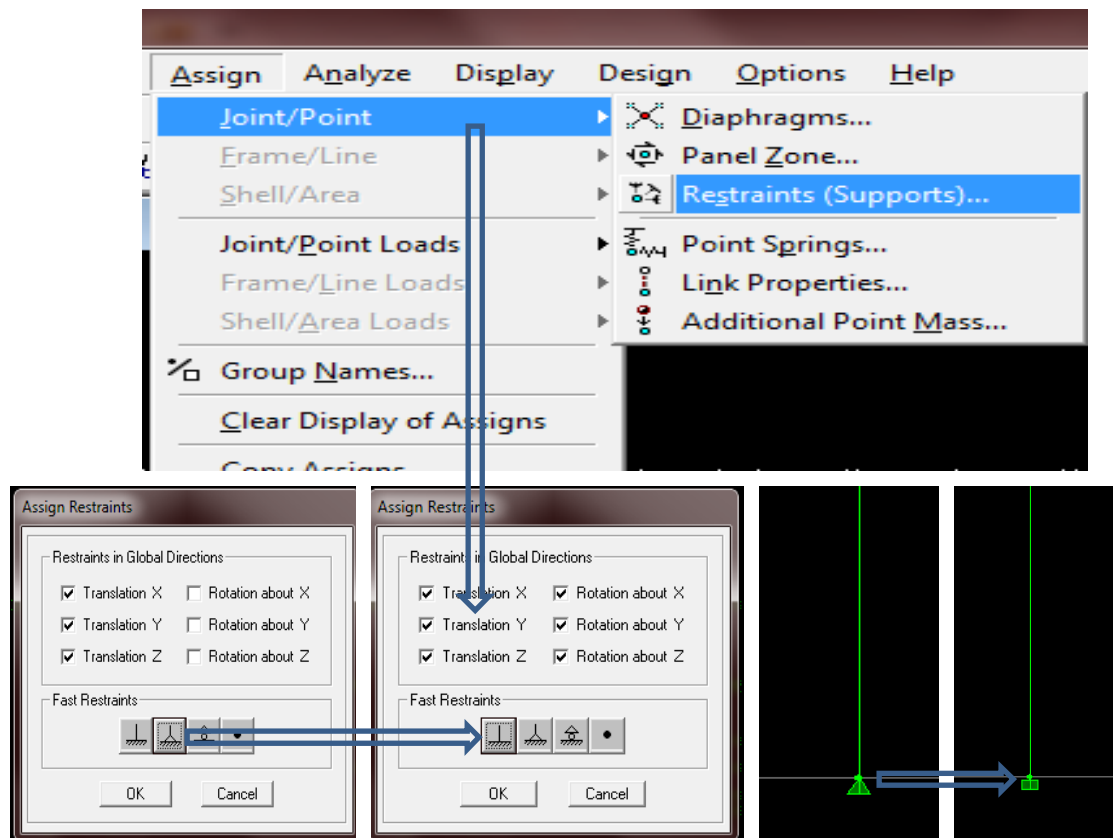


Figure IV.4 : Interface d'introduction des types d'appuis.

IV.2.5 Définition des planchers comme infiniment rigide

Les planchers sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « **Diaphragmes** » ; Le but de cette option est de permettre à chaque point d'un plancher de se déplacer en même temps avec une même distance sous les efforts horizontaux.

Assign \rightleftarrows Joint/point \rightleftarrows Diaphragms.

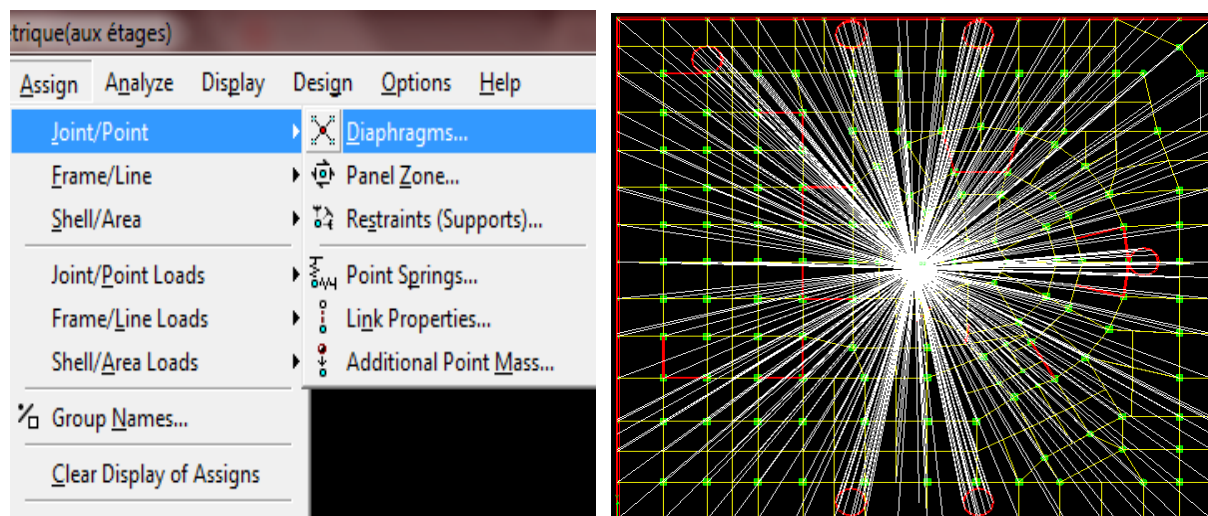


Figure IV.5 : Interface d'introduction des différents diaphragmes.

IV.2.6 Introduction des charges

On charge les dalles de la structure avec les charges permanentes et d'exploitations qui vont transmettre ces dernières aux éléments porteurs, (poteaux et voiles), ainsi la charge de température est introduite aux nœuds qui unissent les éléments.

Assign \rightleftarrows Shell/Area loads \rightleftarrows Uniform

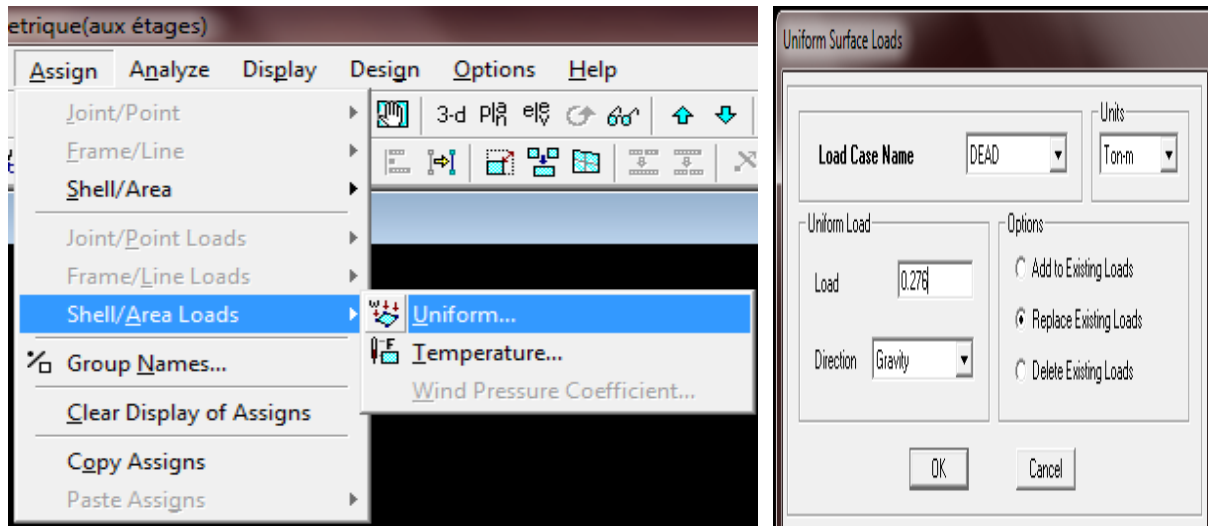


Figure IV.6: Interface d'introduction des charges

IV.2.7 Définition de la masse sismique

On définit la masse sismique par la loi donnée dans le RPA ($W = G + \alpha Q$) avec α est un coefficient de pondération sur les charges d'exploitation. Cette masse est considérée concentrée au centre de masse des planchers, elle permet d'écrire la matrice masse qui sera utilisée dans le calcul dynamique.

Define \rightleftarrows Mass source \rightleftarrows From self and specified mass and loads

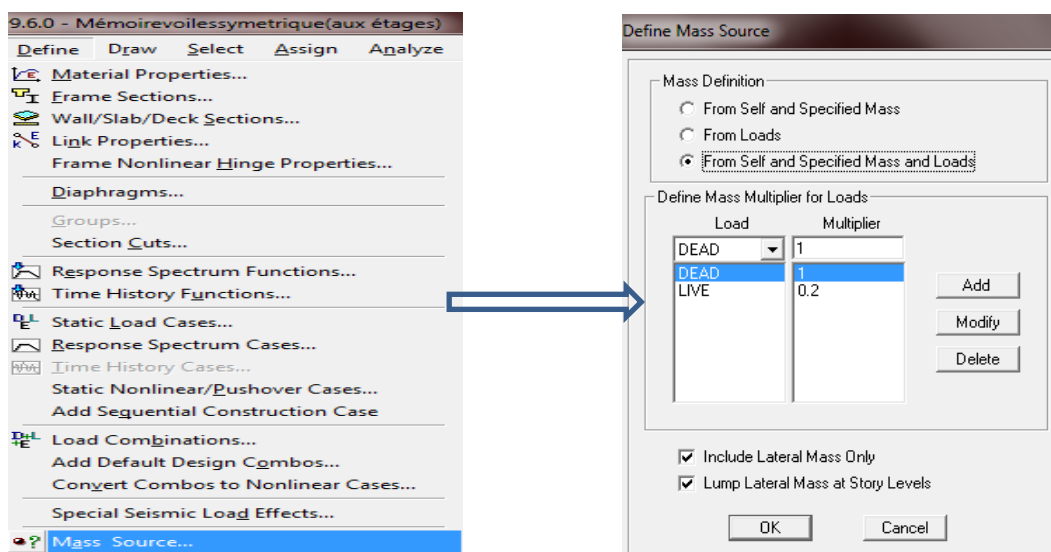


Figure IV.7: Interface d'introduction de la masse sismique

Nota :

La valeur de ρ est prise égale à 0.20 selon le **RPA99** version 2003 ;

Il faut cocher la case « **from self and specified mass and loads** ».

IV.2.8 Modification du module d'élasticité du béton

On modifie la valeur du module d'élasticité instantané du béton E parce qu'on trouve dans l'Etabs la valeur par défaut selon les lois américaines.

Define \rightleftarrows **Material Propreties** \rightleftarrows **concrete**

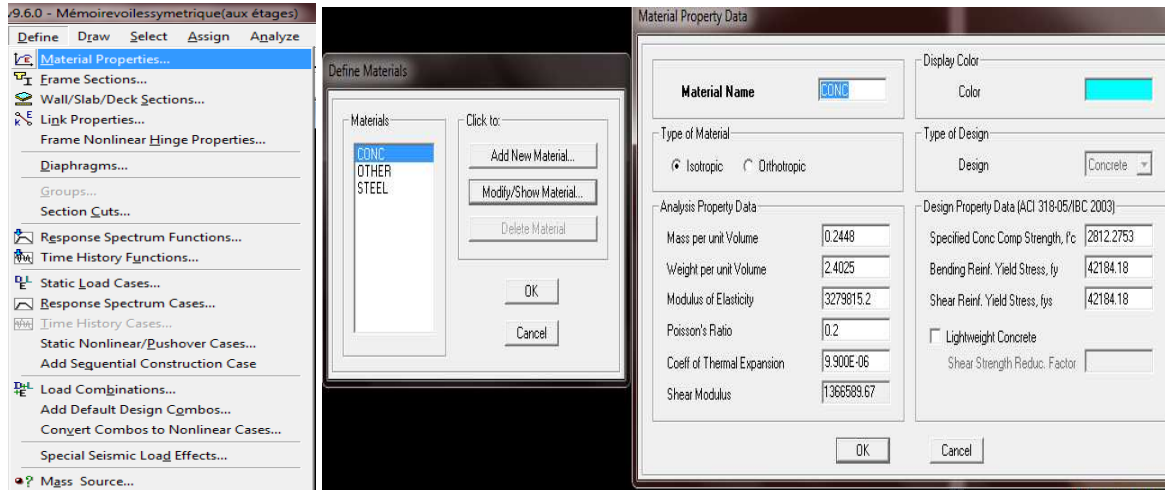


Figure IV.8 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

IV.2.9 Spectre de réponse

Le fichier du spectre de réponse est réalisé avec le logiciel **SRPA99v2003** de Mr **CHIKIRED** ; ce dernier est introduit dans l'Etabs dans le but d'avoir la réponse de la structure sous les charges sismiques.

Define \rightleftarrows **Response Spectrum Functions** \rightleftarrows **Add new spectrum from file.**

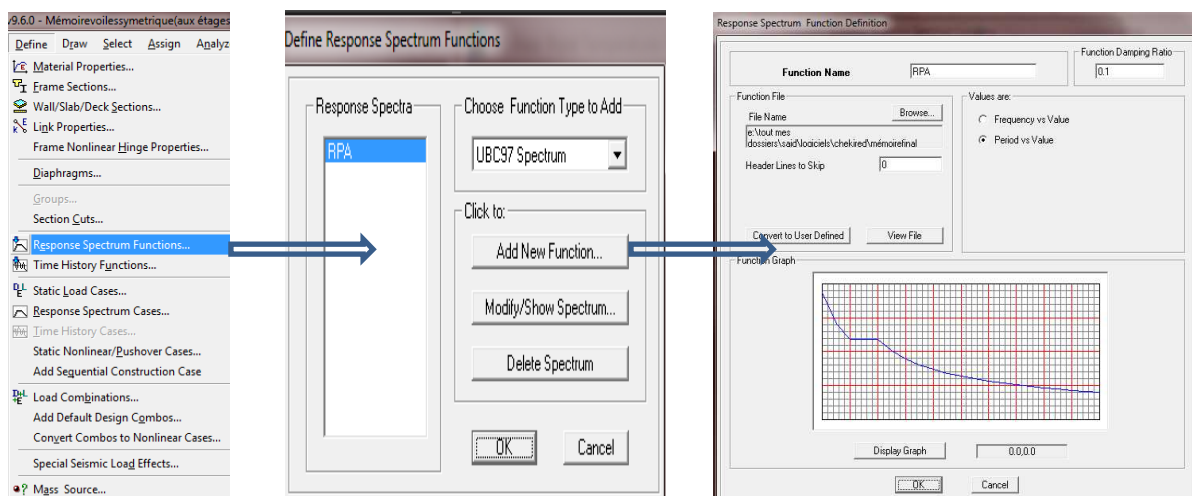


Figure IV.9 : Interface d'introduction du spectre.

MODELISATION DE LA STRUCTURE AVEC ETABS

On définit la direction du séisme dans les directions xx et yy.

Define \Rightarrow Response Spectrum cases \Rightarrow Add new spectrum.

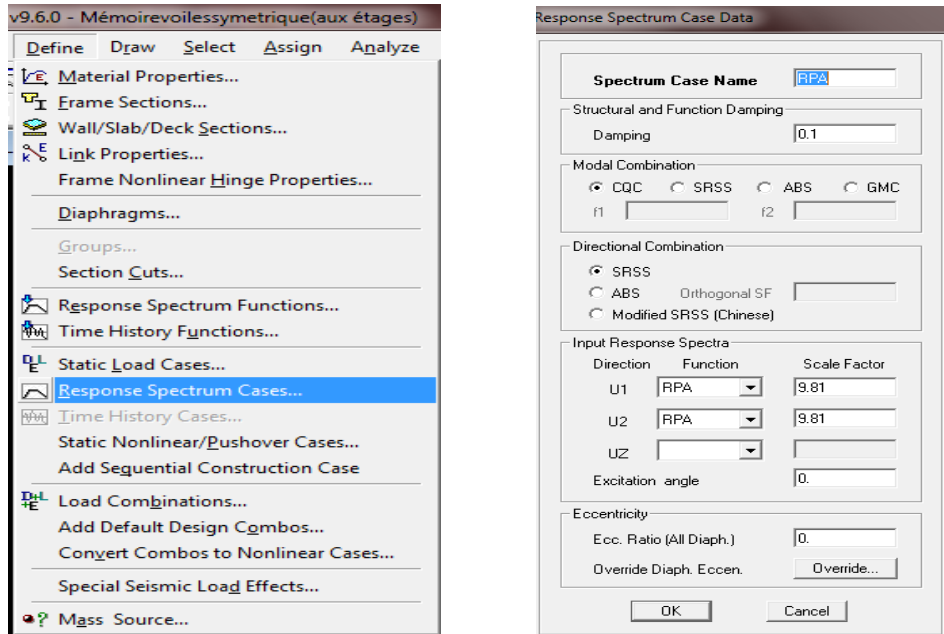


Figure IV.10 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.

IV.2.10 Combinaison de charge

On fait les combinaisons d'actions dans les deux états ultimes et service, ainsi les combinaisons d'action selon le RPA.

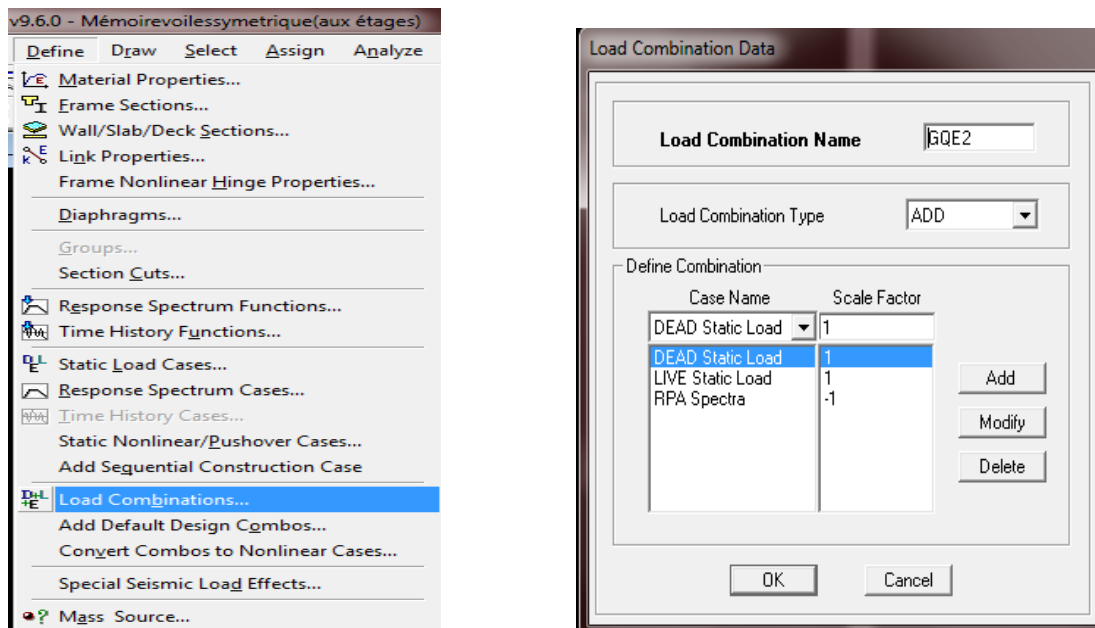


Figure IV.11 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

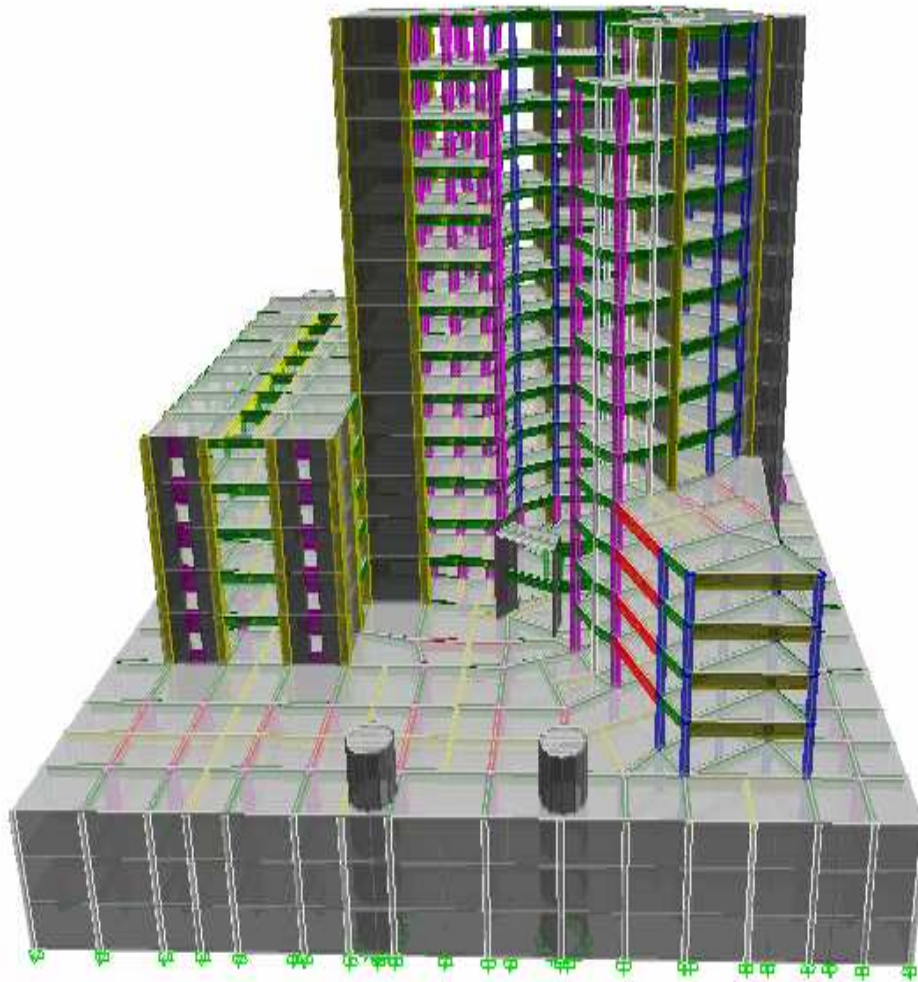
IV.2.11 Analyse et exploitation des résultats

On fait l'analyse de la structure en cliquant soit sur « **run** » ou tout simplement sur la touche « **F5** » du clavier.

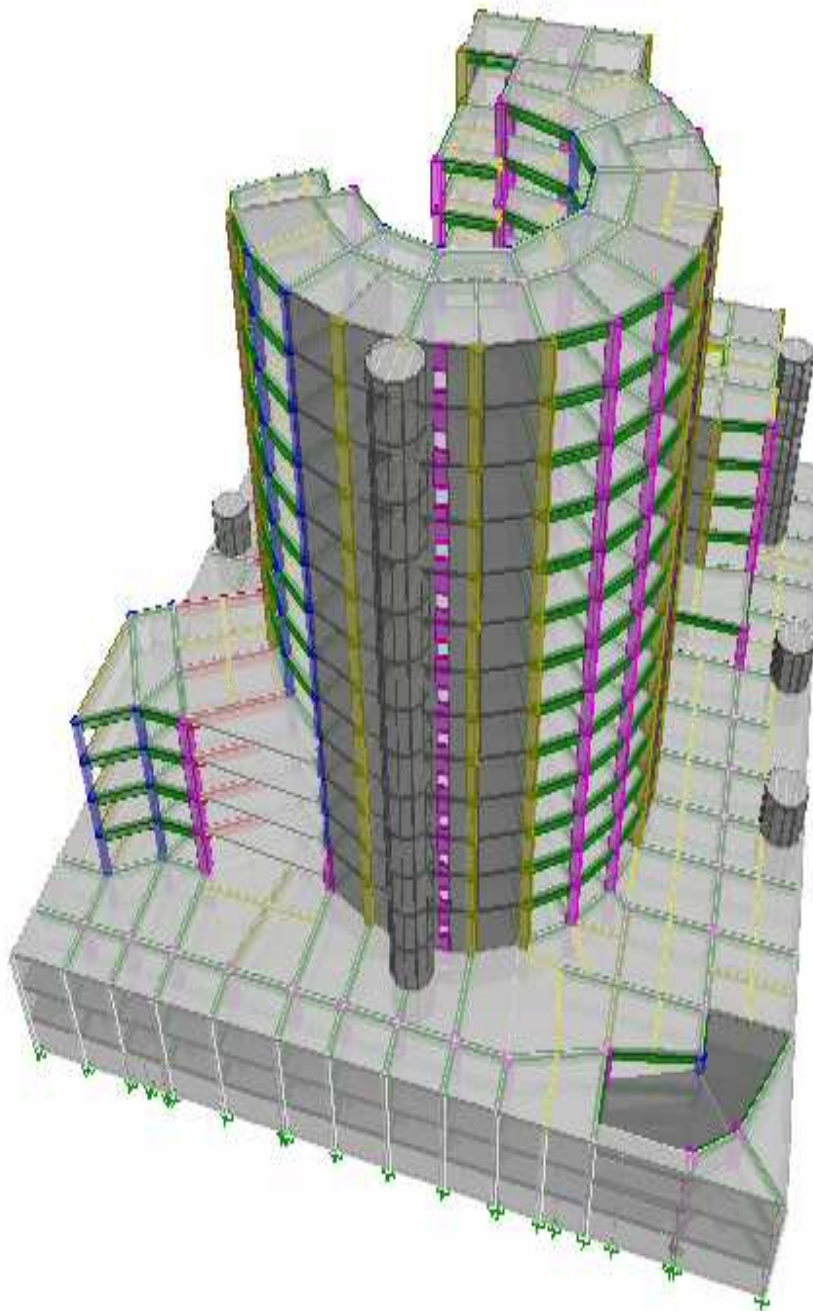
Et si le calcul se fait correctement sans erreurs, on passe directement à l'exploitation des résultats pour faire toutes les vérifications demandés par le RPA 99 v 2003.

Et utilisé les résultats des efforts internes pour le ferrailage des éléments.

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes cité-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant :

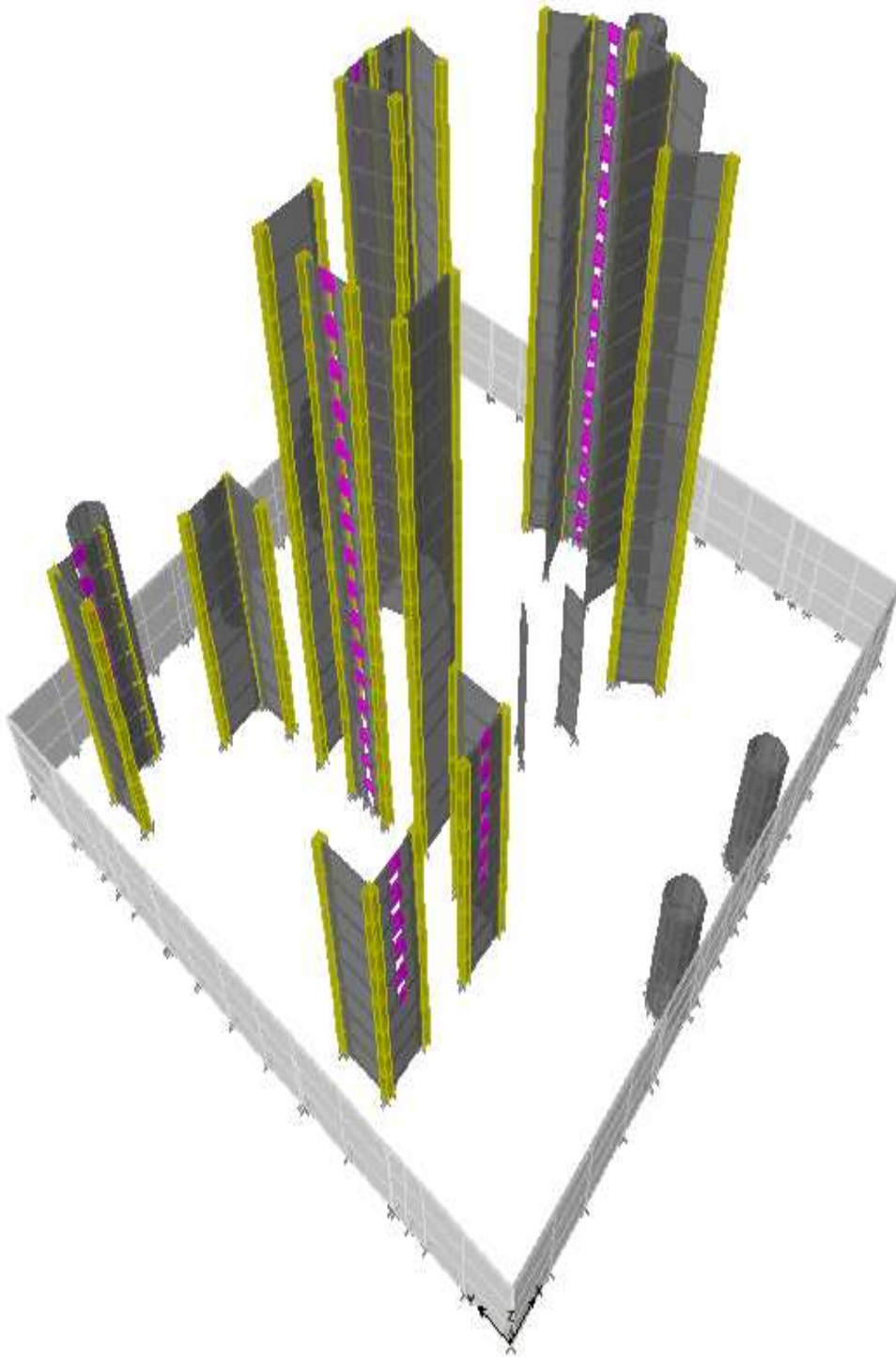


IV.12 : La structure finale modélisée en 3D.



IV.13 : La structure finale modélisée en 3D.

En affichant que les voiles, une vue en 3D nous permet de voir l'ensemble du système de contreventement assuré par les voiles.



IV.14 : vue des voiles modélisés en 3D.

Fichier input et output

V.1 Fichier input	- 83 -
V.2 Fichier output.....	- 98 -

Fichier input et output

V.1 Fichier input

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 1

STORY DATA

STORY	SIMILAR TO	HEIGHT	ELEVATION
STORY16	STORY15	3.600	58.200
STORY15	None	3.600	54.600
STORY14	STORY13	3.600	51.000
STORY13	None	3.600	47.400
STORY12	STORY11	3.600	43.800
STORY11	None	3.600	40.200
STORY10	STORY9	3.600	36.600
STORY9	None	3.600	33.000
STORY8	STORY7	3.600	29.400
STORY7	None	3.600	25.800
STORY6	STORY5	3.600	22.200
STORY5	None	3.600	18.600
STORY4	STORY3	4.200	15.000
STORY3	None	3.600	10.800
STORY2	STORY3	3.600	7.200
STORY1	STORY3	3.600	3.600
BASE	None	0.000	

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 2

Fichier input et output

MASS SOURCE DATA

MASS LATERAL LUMP MASS
FROM MASS ONLY AT STORIES

Masses & LoaYes Yes

MASS SOURCE LOADS

LOAD MULTIPLIER

DEAD 1.0000

LIVE 0.2000

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 3

DIAPHRAGM MASS DATA

STORY	DIAPHRAGM	MASS-X	MASS-Y	MMI	X-M	Y-M
STORY16	D16	1.633E+02	1.633E+02	4.270E+04	48.849	41.942
STORY15	D15	2.121E+02	2.121E+02	5.849E+04	48.589	40.713
STORY14	D14	2.131E+02	2.131E+02	5.891E+04	48.622	40.597
STORY13	D13	2.131E+02	2.131E+02	5.891E+04	48.622	40.597
STORY12	D12	2.131E+02	2.131E+02	5.891E+04	48.622	40.597
STORY11	D11	2.131E+02	2.131E+02	5.891E+04	48.622	40.597

Fichier input et output

STORY10	D10	2.131E+02	2.131E+02	5.891E+04	48.622	40.597
STORY9	D9	2.131E+02	2.131E+02	5.891E+04	48.622	40.597
STORY8	D8	3.689E+02	3.689E+02	1.974E+05	34.396	41.823
STORY7	D7	4.360E+02	4.360E+02	2.800E+05	35.955	39.187
STORY6	D6	4.396E+02	4.396E+02	2.858E+05	36.178	38.951
STORY5	D5	4.447E+02	4.447E+02	2.868E+05	36.275	38.829
STORY4	D4	4.924E+02	4.924E+02	3.102E+05	36.007	39.612
STORY3	D3	1.158E+03	1.158E+03	1.131E+06	39.152	36.637
STORY2	D2	1.271E+03	1.271E+03	1.301E+06	39.476	36.608
STORY1	D1	1.250E+03	1.250E+03	1.292E+06	39.487	36.559

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 4

ASSEMBLED POINT MASSES

STORY	POINT	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY16	All	1.691E+02	1.691E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	4.270E+04
STORY15	All	2.176E+02	2.176E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	5.849E+04
STORY14	All	2.186E+02	2.186E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	5.891E+04
STORY13	All	2.186E+02	2.186E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	5.891E+04
STORY12	All	2.186E+02	2.186E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	5.891E+04
STORY11	All	2.186E+02	2.186E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	5.891E+04
STORY10	All	2.186E+02	2.186E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	5.891E+04
STORY9	All	2.186E+02	2.186E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	5.891E+04
STORY8	All	3.764E+02	3.764E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	1.974E+05

Fichier input et output

STORY7	All	4.433E+02	4.433E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	2.800E+05
STORY6	All	4.468E+02	4.468E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	2.858E+05
STORY5	All	4.519E+02	4.519E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	2.868E+05
STORY4	All	5.109E+02	5.109E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	3.102E+05
STORY3	All	1.168E+03	1.168E+03	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	1.131E+06
STORY2	All	1.282E+03	1.282E+03	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	1.301E+06
STORY1	All	1.261E+03	1.261E+03	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	1.292E+06
BASE	All	2.026E+02	2.026E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	2.183E+05
Totals	All	7.841E+03	7.841E+03	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	5.757E+06

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 5

MATERIAL PROPERTY DATA

MATERIAL NAME	MATERIAL TYPE	DESIGN TYPE	MATERIAL DIR/PLANE	MODULUS OF ELASTICITY	POISSON'S RATIO	THERMAL COEFF	SHEAR MODULUS
STEEL	Iso	Steel	All	20389019.158	0.3000	1.1700E-05	7841930.445
CONC	Iso	Concrete	All	3279815.161	0.2000	9.9000E-06	1366589.650

MATERIAL PROPERTY MASS AND WEIGHT

MATERIAL NAME	MASS PER UNIT VOL	WEIGHT PER UNIT VOL
STEEL	7.9814E-01	7.8334E+00

Fichier input et output

CONC 2.4483E-01 2.4025E+00

MATERIAL DESIGN DATA FOR STEEL MATERIALS

MATERIAL STEEL STEEL STEEL

NAME FY FU COST (\$)

STEEL 35153.481 45699.526 27679.91

MATERIAL DESIGN DATA FOR CONCRETE MATERIALS

MATERIAL LIGHTWEIGHT CONCRETE REBAR REBAR LIGHTWT

NAME CONCRETE FC FY FYS REDUC FACT

CONC No 2812.275 42184.180 42184.180 N/A

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 6

FRAME SECTION PROPERTY DATA

MATERIAL	SECTION SHAPE NAME OR NAME	CONC	CONC
FRAME SECTION NAME	NAME	IN SECTION DATABASE FILE	COL BEAM

Fichier input et output

POTEAU90X90	CONC	Rectangular	Yes
POTEAU70X70	CONC	Rectangular	Yes
POTEAU50X50	CONC	Rectangular	Yes
POTEAUD90	CONC	Circle	Yes
POTEAUD70	CONC	Circle	Yes
POUTRE100X45	CONC	Rectangular	Yes
POUTRE80X45	CONC	Rectangular	Yes
POUTRE65X45	CONC	Rectangular	Yes
NERVURE	CONC	Rectangular	Yes

FRAME SECTION PROPERTY DATA

SECTION	FLANGE	FLANGE	WEB	FLANGE	FLANGE	
FRAME SECTION NAME	DEPTH	WIDTH TOP	THICK TOP	THICK	WIDTH BOT	THICK BOT
POTEAU90X90	0.9000	0.9000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
POTEAU70X70	0.7000	0.7000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
POTEAU50X50	0.5000	0.5000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
POTEAUD90	0.9000	0.9000	0.0000	0.0000	0.9000	0.0000
POTEAUD70	0.7000	0.7000	0.0000	0.0000	0.7000	0.0000
POUTRE100X45	1.0000	0.4500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
POUTRE80X45	0.8000	0.4500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
POUTRE65X45	0.6500	0.4500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
NERVURE	0.5500	0.3500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Fichier input et output

FRAME SECTION PROPERTY DATA

FRAME SECTION NAME	SECTION TORSIONAL		MOMENTS OF INERTIA		SHEAR AREAS	
	AREA	CONSTANT	I33	I22	A2	A3
POTEAU90X90	0.8100	0.0924	0.0547	0.0547	0.6750	0.6750
POTEAU70X70	0.4900	0.0338	0.0200	0.0200	0.4083	0.4083
POTEAU50X50	0.2500	0.0088	0.0052	0.0052	0.2083	0.2083
POTEAUD90	0.6362	0.0644	0.0322	0.0322	0.5726	0.5726
POTEAUD70	0.3848	0.0236	0.0118	0.0118	0.3464	0.3464
POUTRE100X45	0.4500	0.0218	0.0375	0.0076	0.3750	0.3750
POUTRE80X45	0.3600	0.0158	0.0192	0.0061	0.3000	0.3000
POUTRE65X45	0.2925	0.0113	0.0103	0.0049	0.2438	0.2438
NERVURE	0.1925	0.0048	0.0049	0.0020	0.1604	0.1604

FRAME SECTION PROPERTY DATA

FRAME SECTION NAME	SECTION MODULI		PLASTIC MODULI		RADIUS OF GYRATION	
	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
POTEAU90X90	0.1215	0.1215	0.1823	0.1823	0.2598	0.2598
POTEAU70X70	0.0572	0.0572	0.0858	0.0858	0.2021	0.2021
POTEAU50X50	0.0208	0.0208	0.0313	0.0313	0.1443	0.1443
POTEAUD90	0.0716	0.0716	0.1215	0.1215	0.2250	0.2250
POTEAUD70	0.0337	0.0337	0.0572	0.0572	0.1750	0.1750

Fichier input et output

POUTRE100X45	0.0750	0.0338	0.1125	0.0506	0.2887	0.1299
POUTRE80X45	0.0480	0.0270	0.0720	0.0405	0.2309	0.1299
POUTRE65X45	0.0317	0.0219	0.0475	0.0329	0.1876	0.1299
NERVURE	0.0176	0.0112	0.0265	0.0168	0.1588	0.1010

FRAME SECTION WEIGHTS AND MASSES

FRAME SECTION NAME	TOTAL WEIGHT	TOTAL MASS
POTEAU90X90	3496.9361	356.3728
POTEAU70X70	135.6136	13.8204
POTEAU50X50	494.4245	50.3868
POTEAUD90	972.9626	99.1546
POTEAUD70	229.6636	23.4050
POUTRE100X45	153.4220	15.6352
POUTRE80X45	262.0390	26.7044
POUTRE65X45	6139.5555	625.6822
NERVURE	1147.8313	116.9755

AUTO SELECT SECTION LISTS

CONCRETE COLUMN DATA

Fichier input et output

FRAME SECTION NAME	REINF CONFIGURATION		REINF	NUM BARS	NUM BARS	BAR	COVER
	LONGIT	LATERAL	SIZE/TYPE	3DIR/2DIR	CIRCULAR		
POTEAU90X90	Rectangular	Ties	#9/Design	3/3	N/A	0.0457	
POTEAU70X70	Rectangular	Ties	#9/Design	3/3	N/A	0.0700	
POTEAU50X50	Rectangular	Ties	#9/Design	3/3	N/A	0.0457	
POTEAUD90	Circular	Ties	#9/Design	N/A	8	0.0900	
POTEAUD70	Circular	Ties	#9/Design	N/A	8	0.0700	

CONCRETE BEAM DATA

FRAME SECTION NAME	TOP	BOT	TOP LEFT	TOP RIGHT	BOT LEFT	BOT RIGHT
	COVER	COVER	AREA	AREA	AREA	AREA
POUTRE100X45	0.1000	0.1000	0.000	0.000	0.000	0.000
POUTRE80X45	0.0800	0.0800	0.000	0.000	0.000	0.000
POUTRE65X45	0.0650	0.0650	0.000	0.000	0.000	0.000
NERVURE	0.0550	0.0550	0.000	0.000	0.000	0.000

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 7

SHELL SECTION PROPERTY DATA

SHELL	MATERIAL	SHELL	LOAD DIST	MEMBRANE	BENDING	TOTAL	TOTAL
-------	----------	-------	-----------	----------	---------	-------	-------

Fichier input et output

SECTION	NAME	TYPE	ONE WAY	THICK	THICK	WEIGHT	MASS
VP20	CONC	Shell-Thin No		0.2000	0.2000	1573.0829	160.3129
VOILE20	CONC	Shell-Thin No		0.2000	0.2000	3290.6746	335.3527
DALLE16	CONC	Plate-Thin No		0.1600	0.1600	12535.9957	1277.5435
VOILE20LINT	CONC	Shell-Thin No		0.2000	0.2000	80.1646	8.1696
VOILE35	CONC	Shell-Thin No		0.3500	0.3500	0.0000	0.0000
RAID	CONC	Shell-Thin No		0.9000	0.9000	2611.9019	266.1790

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 8

DECK SECTION PROPERTY DATA

DECK	DECK	SLAB	DECK	DECK SHEAR	DECK
SECTION	TYPE	MATERIAL	MATERIAL	THICK	UNIT WT
DECK1	Filled	CONC	N/A	N/A	1.1230E-02

DECK SECTION SHEAR STUD DATA

DECK	STUD	STUD	STUD
SECTION	DIAM	HEIGHT	FU
DECK1	0.0191	0.1524	45699.526

Fichier input et output

DECK SECTION GEOMETRY DATA

DECK	SLAB	RIB	RIB	RIB
SECTION	DEPTH	DEPTH	WIDTH	SPACING
DECK1	0.0889	0.0762	0.1524	0.3048

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 9

STATIC LOAD CASES

STATIC	CASE	AUTO LAT	SELF WT	NOTIONAL	NOTIONAL
CASE	TYPE	LOAD	MULTIPLIER	FACTOR	DIRECTION
DEAD	DEAD	N/A	1.0000		
LIVE	LIVE	N/A	0.0000		
TEMP	OTHER	N/A	0.0000		

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 10

RESPONSE SPECTRUM CASES

RESP SPEC CASE: RPA

BASIC RESPONSE SPECTRUM DATA

MODAL	DIRECTION	MODAL	SPECTRUM	TYPICAL
-------	-----------	-------	----------	---------

Fichier input et output

COMBO	COMBO	DAMPING	ANGLE	ECCEN
-------	-------	---------	-------	-------

CQC	SRSS	0.1000	0.0000	0.0000
-----	------	--------	--------	--------

RESPONSE SPECTRUM FUNCTION ASSIGNMENT DATA

DIRECTION	FUNCTION	SCALE FACT
-----------	----------	------------

U1	RPA	9.8100
----	-----	--------

U2	RPA	9.8100
----	-----	--------

UZ	----	N/A
----	------	-----

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 11

LOADING COMBINATIONS

COMBO	CASE	SCALE		
COMBO	TYPE	CASE	TYPE	FACTOR

ELU	ADD	DEAD	Static	1.3500
-----	-----	------	--------	--------

	LIVE	Static	1.5000
--	------	--------	--------

GQE1	ADD	DEAD	Static	1.0000
------	-----	------	--------	--------

	LIVE	Static	1.0000
--	------	--------	--------

	RPA	Spectra	1.0000
--	-----	---------	--------

GQE2	ADD	DEAD	Static	1.0000
------	-----	------	--------	--------

	LIVE	Static	1.0000
--	------	--------	--------

Fichier input et output

	RPA	Spectra	-1.0000	
08GE1	ADD	DEAD	Static	0.8000
	RPA	Spectra	1.0000	
08GE2	ADD	DEAD	Static	0.8000
	RPA	Spectra	-1.0000	
G02Q	ADD	DEAD	Static	1.0000
	LIVE	Static	0.2000	
135G15Q15T	ADD	DEAD	Static	1.3500
	LIVE	Static	1.5000	
	TEMP	Static	1.5000	
ELS	ADD	DEAD	Static	1.0000
	LIVE	Static	1.0000	

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 12

RESPONSE SPECTRUM FUNCTION - FROM FILE

FUNCTION NAME: RPA

FILE NAME: e:\tout mes dossiers\said\logiciels\chekired\memoirefinal

DATA TYPE: Period vs Acceleration

NUMBER OF HEADER LINES = 0

PERIOD ACCEL

0.0000 0.3750

Fichier input et output

0.1000	0.2818
0.2000	0.2352
0.3000	0.2352
0.4000	0.2352
0.5000	0.2027
0.6000	0.1795
0.7000	0.1620
0.8000	0.1482
0.9000	0.1370
1.0000	0.1277
1.1000	0.1198
1.2000	0.1131
1.3000	0.1072
1.4000	0.1020
1.5000	0.0974
1.6000	0.0933
1.7000	0.0896
1.8000	0.0863
1.9000	0.0832
2.0000	0.0804

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 13

RIGID DIAPHRAGM ASSIGNMENTS TO POINT OBJECTS

STORY	DIAPHRAGM	POINT	POINT	POINT	POINT	POINT
-------	-----------	-------	-------	-------	-------	-------

Fichier input et output

STORY1 D1 239

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 14

TEMPERATURE ASSIGNMENTS TO POINT OBJECTS

CASE	STORY	POINT	TEMPERATURE
------	-------	-------	-------------

TEMP	STORY1	239	40.0000
------	--------	-----	---------

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:06 PAGE 15

FRAME SECTION ASSIGNMENTS TO LINE OBJECTS

STORY	LINE	LINE	SECTION	AUTO SELECT	ANALYSIS	DESIGN	DESIGN
-------	------	------	---------	-------------	----------	--------	--------

LEVEL	ID	TYPE	TYPE	SECTION	SECTION	PROCEDURE	SECTION
-------	----	------	------	---------	---------	-----------	---------

STORY1	C132	Column	Rectangular	None	POTEAU90X90	Conc Frame	POTEAU90X90
--------	------	--------	-------------	------	-------------	------------	-------------

Fichier input et output

V.2 Fichier output

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:26 PAGE 1

LOADING COMBINATIONS

COMBO		CASE		SCALE
COMBO	TYPE	CASE	TYPE	FACTOR
ELU	ADD	DEAD	Static	1.3500
		LIVE	Static	1.5000
GQE1	ADD	DEAD	Static	1.0000
		LIVE	Static	1.0000
		RPA	Spectra	1.0000
GQE2	ADD	DEAD	Static	1.0000
		LIVE	Static	1.0000
		RPA	Spectra	-1.0000
08GE1	ADD	DEAD	Static	0.8000
		RPA	Spectra	1.0000
08GE2	ADD	DEAD	Static	0.8000
		RPA	Spectra	-1.0000
G02Q	ADD	DEAD	Static	1.0000
		LIVE	Static	0.2000
135G15Q15T	ADD	DEAD	Static	1.3500
		LIVE	Static	1.5000
		TEMP	Static	1.5000
ELS	ADD	DEAD	Static	1.0000
		LIVE	Static	1.0000

Fichier input et output

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:26 PAGE 3

COLUMN FORCES

STORY	COLUMN	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	C132	RPA							
		0.0000	303.48	6.07	7.66	0.064	19.955	16.746	
		1.4951	303.48	6.07	7.66	0.064	8.542	7.730	
		2.9901	303.48	6.07	7.66	0.064	3.207	1.904	
STORY1	C132	ELU							
		0.0000	-553.13	0.15	0.48	0.001	0.536	0.083	
		1.4951	-549.21	0.15	0.48	0.001	-0.189	-0.145	
		2.9901	-545.28	0.15	0.48	0.001	-0.913	-0.373	
STORY1	C132	GQE1 MAX							
		0.0000	-100.27	6.19	8.01	0.065	20.339	16.818	
		1.4951	-97.36	6.19	8.01	0.065	8.406	7.620	
		2.9901	-94.45	6.19	8.01	0.065	2.552	1.612	
STORY1	C132	GQE1 MIN							
		0.0000	-707.24	-5.94	-7.32	-0.064	-19.570	-16.673	
		1.4951	-704.33	-5.94	-7.32	-0.064	-8.677	-7.840	
		2.9901	-701.42	-5.94	-7.32	-0.064	-3.862	-2.196	

Fichier input et output

STORY1	C132	GQE2 MAX					
		0.0000	-100.27	6.19	8.01	0.065	20.339 16.818
		1.4951	-97.36	6.19	8.01	0.065	8.406 7.620
		2.9901	-94.45	6.19	8.01	0.065	2.552 1.612

STORY1	C132	GQE2 MIN					
		0.0000	-707.24	-5.94	-7.32	-0.064	-19.570 -16.673
		1.4951	-704.33	-5.94	-7.32	-0.064	-8.677 -7.840
		2.9901	-701.42	-5.94	-7.32	-0.064	-3.862 -2.196

STORY1	C132	08GE1 MAX					
		0.0000	23.49	6.23	7.86	0.065	20.171 16.882
		1.4951	25.81	6.23	7.86	0.065	8.465 7.626
		2.9901	28.14	6.23	7.86	0.065	2.837 1.560

STORY1	C132	08GE1 MIN					
		0.0000	-583.48	-5.91	-7.47	-0.064	-19.738 -16.610
		1.4951	-581.15	-5.91	-7.47	-0.064	-8.618 -7.835
		2.9901	-578.82	-5.91	-7.47	-0.064	-3.577 -2.249

STORY1	C132	08GE2 MAX					
		0.0000	23.49	6.23	7.86	0.065	20.171 16.882
		1.4951	25.81	6.23	7.86	0.065	8.465 7.626
		2.9901	28.14	6.23	7.86	0.065	2.837 1.560

STORY1	C132	08GE2 MIN					
		0.0000	-583.48	-5.91	-7.47	-0.064	-19.738 -16.610
		1.4951	-581.15	-5.91	-7.47	-0.064	-8.618 -7.835
		2.9901	-578.82	-5.91	-7.47	-0.064	-3.577 -2.249

Fichier input et output

STORY1	C132	G02Q						
		0.0000	-360.75	0.18	0.27	0.000	0.293	0.150
		1.4951	-357.84	0.18	0.27	0.000	-0.104	-0.126
		2.9901	-354.93	0.18	0.27	0.000	-0.501	-0.403

STORY1	C132	135G15Q15T						
		0.0000	-553.13	0.15	0.48	0.001	0.536	0.083
		1.4951	-549.21	0.15	0.48	0.001	-0.189	-0.145
		2.9901	-545.28	0.15	0.48	0.001	-0.913	-0.373

STORY1	C132	ELS						
		0.0000	-403.75	0.12	0.35	0.000	0.384	0.072
		1.4951	-400.85	0.12	0.35	0.000	-0.135	-0.110
		2.9901	-397.94	0.12	0.35	0.000	-0.655	-0.292

Fichier input et output

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:26 PAGE 4

MODE SHAPES

STORY	DIAPHRAGM	MODE	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY16	D16	Mode 1	-6.1903E-03	-3.0451E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-2.9328E-04
STORY16	D16	Mode 2	3.0172E-02	-7.8133E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.8571E-04
STORY16	D16	Mode 3	-8.5981E-03	-5.1598E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.9988E-03
STORY16	D16	Mode 4	1.3531E-03	-2.3272E-02	0.00000	0.00000	0.00000	4.1683E-04
STORY16	D16	Mode 5	-2.3832E-02	-8.9165E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-5.8649E-04
STORY16	D16	Mode 6	1.4778E-02	-1.3286E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-1.1382E-03
STORY16	D16	Mode 7	-3.8452E-04	-2.8304E-02	0.00000	0.00000	0.00000	7.0866E-04
STORY16	D16	Mode 8	2.3767E-02	3.2441E-03	0.00000	0.00000	0.00000	9.4879E-04
STORY16	D16	Mode 9	-1.0818E-02	-3.8652E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.4275E-03
STORY16	D16	Mode 10	3.5436E-03	-1.8307E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-7.7666E-04
STORY16	D16	Mode 11	2.1905E-02	-7.8565E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-1.1749E-04
STORY16	D16	Mode 12	5.8449E-05	2.4735E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-3.3858E-04
STORY16	D16	Mode 13	-9.3405E-04	1.0394E-02	0.00000	0.00000	0.00000	8.5926E-04
STORY16	D16	Mode 14	-1.7960E-02	4.6545E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-8.0015E-04
STORY16	D16	Mode 15	-7.2172E-03	-1.4972E-02	0.00000	0.00000	0.00000	7.8761E-04
STORY16	D16	Mode 16	1.1268E-02	-5.9032E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-9.4408E-04

Fichier input et output

STORY15	D15	Mode 1	-6.0852E-03	-2.8341E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-2.7578E-04
STORY15	D15	Mode 2	2.8281E-02	-7.2686E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.4808E-04
STORY15	D15	Mode 3	-5.8015E-03	-4.8640E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.8204E-03
STORY15	D15	Mode 4	1.4175E-03	-1.7505E-02	0.00000	0.00000	0.00000	3.0866E-04
STORY15	D15	Mode 5	-1.8062E-02	-6.3827E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-4.3194E-04
STORY15	D15	Mode 6	9.8276E-03	-9.1290E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-8.6879E-04
STORY15	D15	Mode 7	2.0536E-04	-1.4519E-02	0.00000	0.00000	0.00000	3.7219E-04
STORY15	D15	Mode 8	1.2858E-02	1.7605E-03	0.00000	0.00000	0.00000	4.9144E-04
STORY15	D15	Mode 9	-5.0037E-03	-2.4149E-04	0.00000	0.00000	0.00000	7.1622E-04
STORY15	D15	Mode 10	1.7133E-03	-6.3693E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-4.2009E-04
STORY15	D15	Mode 11	8.0427E-03	-5.3540E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-1.0182E-04
STORY15	D15	Mode 12	-8.1703E-05	2.1685E-03	0.00000	0.00000	0.00000	4.6362E-06
STORY15	D15	Mode 13	-6.4600E-04	1.5752E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.8434E-04
STORY15	D15	Mode 14	-2.8391E-03	-1.2497E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-7.2573E-05
STORY15	D15	Mode 15	-1.3256E-03	3.2283E-03	0.00000	0.00000	0.00000	4.0111E-05
STORY15	D15	Mode 16	1.2636E-03	-3.9279E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-1.2234E-04

Fichier input et output

STORY14	D14	Mode 1	-5.6200E-03	-2.6137E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-2.5872E-04
STORY14	D14	Mode 2	2.5812E-02	-6.5588E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.0741E-04
STORY14	D14	Mode 3	-5.2507E-03	-3.8432E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.6248E-03
STORY14	D14	Mode 4	9.4488E-04	-1.0931E-02	0.00000	0.00000	0.00000	1.8459E-04
STORY14	D14	Mode 5	-1.1146E-02	-3.7729E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-2.6520E-04
STORY14	D14	Mode 6	5.9279E-03	-4.9347E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-5.7096E-04
STORY14	D14	Mode 7	-1.1487E-04	6.8924E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-4.3277E-06
STORY14	D14	Mode 8	1.8910E-04	5.4098E-04	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY14	D14	Mode 9	-5.9388E-04	3.7747E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-5.8688E-05
STORY14	D14	Mode 10	6.4660E-04	5.3131E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-2.7016E-05
STORY14	D14	Mode 11	-5.7594E-03	-2.5290E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-5.8606E-05
STORY14	D14	Mode 12	1.3322E-04	-1.7161E-02	0.00000	0.00000	0.00000	2.9580E-04
STORY14	D14	Mode 13	-1.0490E-03	-5.7700E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-3.0612E-04
STORY14	D14	Mode 14	1.1417E-02	-5.2493E-03	0.00000	0.00000	0.00000	5.3758E-04
STORY14	D14	Mode 15	3.4398E-03	1.5097E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-5.6687E-04
STORY14	D14	Mode 16	-6.6856E-03	3.6940E-03	0.00000	0.00000	0.00000	6.2830E-04

Fichier input et output

STORY13	D13	Mode 1	-5.0934E-03	-2.3739E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-2.4191E-04
STORY13	D13	Mode 2	2.3180E-02	-5.8056E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.6371E-04
STORY13	D13	Mode 3	-4.9037E-03	-2.7705E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.4152E-03
STORY13	D13	Mode 4	4.1718E-04	-4.0031E-03	0.00000	0.00000	0.00000	5.4267E-05
STORY13	D13	Mode 5	-4.0580E-03	-1.0459E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-9.3568E-05
STORY13	D13	Mode 6	2.0743E-03	-5.8875E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-2.5826E-04
STORY13	D13	Mode 7	-4.1090E-04	1.4060E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-3.4179E-04
STORY13	D13	Mode 8	-1.0961E-02	-6.7551E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-4.2954E-04
STORY13	D13	Mode 9	3.4610E-03	5.7582E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-7.2120E-04
STORY13	D13	Mode 10	-5.1760E-04	1.3219E-02	0.00000	0.00000	0.00000	3.4674E-04
STORY13	D13	Mode 11	-1.5667E-02	1.2105E-04	0.00000	0.00000	0.00000	2.6583E-05
STORY13	D13	Mode 12	7.0615E-05	-2.2304E-02	0.00000	0.00000	0.00000	3.2126E-04
STORY13	D13	Mode 13	-4.7708E-04	-8.5121E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-7.0275E-04
STORY13	D13	Mode 14	1.6801E-02	-3.3824E-03	0.00000	0.00000	0.00000	6.5799E-04
STORY13	D13	Mode 15	6.1928E-03	1.0491E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-6.3219E-04
STORY13	D13	Mode 16	-9.8936E-03	4.8829E-03	0.00000	0.00000	0.00000	8.8344E-04

Fichier input et output

STORY12	D12	Mode 1	-4.5360E-03	-2.1164E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-2.2477E-04
STORY12	D12	Mode 2	2.0432E-02	-5.0053E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.1746E-04
STORY12	D12	Mode 3	-4.5455E-03	-1.6215E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.1941E-03
STORY12	D12	Mode 4	-1.0037E-04	2.8134E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-7.1944E-05
STORY12	D12	Mode 5	2.7528E-03	1.5881E-03	0.00000	0.00000	0.00000	7.3042E-05
STORY12	D12	Mode 6	-1.6113E-03	3.4963E-03	0.00000	0.00000	0.00000	5.2491E-05
STORY12	D12	Mode 7	-5.1959E-04	2.2441E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-5.6453E-04
STORY12	D12	Mode 8	-1.8348E-02	-1.7921E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-7.0579E-04
STORY12	D12	Mode 9	6.6295E-03	4.4531E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.1103E-03
STORY12	D12	Mode 10	-1.7442E-03	1.4577E-02	0.00000	0.00000	0.00000	6.2998E-04
STORY12	D12	Mode 11	-1.8626E-02	5.1450E-04	0.00000	0.00000	0.00000	1.4932E-04
STORY12	D12	Mode 12	-2.3860E-04	-1.0663E-02	0.00000	0.00000	0.00000	4.4104E-05
STORY12	D12	Mode 13	1.1658E-03	-5.6884E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-7.4479E-04
STORY12	D12	Mode 14	1.0765E-02	2.8125E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.3367E-04
STORY12	D12	Mode 15	5.5130E-03	-5.8304E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.8220E-04
STORY12	D12	Mode 16	-6.6963E-03	2.8454E-03	0.00000	0.00000	0.00000	5.0154E-04

Fichier input et output

STORY11	D11	Mode 1	-3.9540E-03	-1.8443E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-2.0720E-04
STORY11	D11	Mode 2	1.7608E-02	-4.1764E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.7002E-04
STORY11	D11	Mode 3	-4.1679E-03	-4.5802E-04	0.00000	0.00000	0.00000	9.6721E-04
STORY11	D11	Mode 4	-5.6458E-04	8.9584E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.8254E-04
STORY11	D11	Mode 5	8.8026E-03	3.9120E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.2104E-04
STORY11	D11	Mode 6	-4.8806E-03	6.9113E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.4019E-04
STORY11	D11	Mode 7	-3.6037E-04	2.3807E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-6.2250E-04
STORY11	D11	Mode 8	-2.0463E-02	-2.6401E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-7.6415E-04
STORY11	D11	Mode 9	8.3478E-03	1.5139E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-1.1405E-03
STORY11	D11	Mode 10	-2.8524E-03	9.3328E-03	0.00000	0.00000	0.00000	7.4741E-04
STORY11	D11	Mode 11	-1.3985E-02	8.5859E-04	0.00000	0.00000	0.00000	2.7113E-04
STORY11	D11	Mode 12	-4.3546E-04	8.9451E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-3.2730E-04
STORY11	D11	Mode 13	3.0682E-03	3.4913E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-4.1255E-04
STORY11	D11	Mode 14	-2.3363E-03	7.1445E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-3.8572E-04
STORY11	D11	Mode 15	1.4683E-03	-1.7509E-02	0.00000	0.00000	0.00000	3.3796E-04
STORY11	D11	Mode 16	9.3637E-04	-1.0839E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-2.3776E-04

Fichier input et output

STORY10	D10	Mode 1	-3.3564E-03	-1.5631E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-1.8851E-04
STORY10	D10	Mode 2	1.4767E-02	-3.3459E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.2338E-04
STORY10	D10	Mode 3	-3.7624E-03	6.3555E-04	0.00000	0.00000	0.00000	7.4296E-04
STORY10	D10	Mode 4	-9.3392E-04	1.3883E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-2.6608E-04
STORY10	D10	Mode 5	1.3620E-02	5.7203E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.3768E-04
STORY10	D10	Mode 6	-7.4961E-03	9.3228E-03	0.00000	0.00000	0.00000	5.8129E-04
STORY10	D10	Mode 7	1.8285E-05	1.8076E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-5.1687E-04
STORY10	D10	Mode 8	-1.7138E-02	-2.9534E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-6.0511E-04
STORY10	D10	Mode 9	8.2325E-03	-5.2369E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-8.4269E-04
STORY10	D10	Mode 10	-3.5491E-03	2.2556E-04	0.00000	0.00000	0.00000	6.5663E-04
STORY10	D10	Mode 11	-4.0190E-03	1.0759E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.3211E-04
STORY10	D10	Mode 12	-1.9712E-04	2.2422E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-5.0716E-04
STORY10	D10	Mode 13	3.9261E-03	5.6347E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.3308E-04
STORY10	D10	Mode 14	-1.4048E-02	4.7317E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-7.2792E-04
STORY10	D10	Mode 15	-3.9007E-03	-1.2535E-02	0.00000	0.00000	0.00000	5.0261E-04
STORY10	D10	Mode 16	8.4227E-03	-4.5125E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-8.2756E-04

Fichier input et output

STORY9	D9	Mode 1	-2.7557E-03	-1.2803E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-1.6853E-04
STORY9	D9	Mode 2	1.1976E-02	-2.5489E-03	0.00000	0.00000	0.00000	7.9791E-05
STORY9	D9	Mode 3	-3.3167E-03	1.5609E-03	0.00000	0.00000	0.00000	5.3006E-04
STORY9	D9	Mode 4	-1.1777E-03	1.7131E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-3.1477E-04
STORY9	D9	Mode 5	1.6848E-02	6.8554E-03	0.00000	0.00000	0.00000	4.1258E-04
STORY9	D9	Mode 6	-9.2897E-03	1.0527E-02	0.00000	0.00000	0.00000	7.5592E-04
STORY9	D9	Mode 7	4.9798E-04	7.1990E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-2.8861E-04
STORY9	D9	Mode 8	-9.4362E-03	-2.5039E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-2.8414E-04
STORY9	D9	Mode 9	6.1885E-03	-9.0547E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-3.3553E-04
STORY9	D9	Mode 10	-3.4987E-03	-8.4366E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.6526E-04
STORY9	D9	Mode 11	7.2399E-03	1.0731E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.7997E-04
STORY9	D9	Mode 12	4.6599E-04	2.0310E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-3.3096E-04
STORY9	D9	Mode 13	2.7205E-03	7.1685E-03	0.00000	0.00000	0.00000	6.2760E-04
STORY9	D9	Mode 14	-1.7096E-02	-2.9682E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-5.4563E-04
STORY9	D9	Mode 15	-7.4643E-03	4.8428E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.5891E-04
STORY9	D9	Mode 16	1.1099E-02	-5.2788E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-8.7369E-04

Fichier input et output

STORY8	D8	Mode 1	-1.9979E-03	-8.0560E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.4398E-04
STORY8	D8	Mode 2	9.3296E-03	-2.5221E-03	0.00000	0.00000	0.00000	4.5667E-05
STORY8	D8	Mode 3	-3.2482E-03	-3.0041E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.5439E-04
STORY8	D8	Mode 4	-8.5602E-04	2.2765E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-3.1562E-04
STORY8	D8	Mode 5	1.7545E-02	1.0894E-03	0.00000	0.00000	0.00000	4.3412E-04
STORY8	D8	Mode 6	-1.1075E-02	-1.1347E-03	0.00000	0.00000	0.00000	8.2968E-04
STORY8	D8	Mode 7	8.5711E-04	-3.5475E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-7.2678E-05
STORY8	D8	Mode 8	-1.2280E-04	-1.6248E-03	0.00000	0.00000	0.00000	5.6038E-05
STORY8	D8	Mode 9	2.4168E-03	-1.0452E-02	0.00000	0.00000	0.00000	1.4252E-04
STORY8	D8	Mode 10	-2.4422E-03	-1.2808E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-1.4981E-05
STORY8	D8	Mode 11	1.4420E-02	-1.1944E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.2315E-04
STORY8	D8	Mode 12	8.7742E-04	5.6367E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.3230E-06
STORY8	D8	Mode 13	-1.1900E-03	-5.6087E-03	0.00000	0.00000	0.00000	7.6804E-04
STORY8	D8	Mode 14	-1.0056E-02	-6.9496E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-7.8403E-05
STORY8	D8	Mode 15	-6.4917E-03	1.7263E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-1.3565E-05
STORY8	D8	Mode 16	7.5460E-03	3.2666E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-4.0575E-04

Fichier input et output

STORY7	D7	Mode 1	-1.8154E-03	-6.4002E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.0896E-04
STORY7	D7	Mode 2	7.2835E-03	-1.9024E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.3250E-05
STORY7	D7	Mode 3	-1.8822E-03	-1.9051E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.6942E-04
STORY7	D7	Mode 4	-1.4337E-03	2.0002E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-2.4911E-04
STORY7	D7	Mode 5	1.7465E-02	2.0843E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.9062E-04
STORY7	D7	Mode 6	-8.4848E-03	9.7221E-04	0.00000	0.00000	0.00000	7.4325E-04
STORY7	D7	Mode 7	4.1081E-04	-1.0026E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-9.5299E-05
STORY7	D7	Mode 8	7.4452E-03	3.6865E-04	0.00000	0.00000	0.00000	1.9346E-04
STORY7	D7	Mode 9	-1.1483E-03	-4.2822E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.5594E-04
STORY7	D7	Mode 10	-8.4224E-04	-9.1798E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-2.4576E-04
STORY7	D7	Mode 11	1.3152E-02	-6.7042E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-2.4057E-05
STORY7	D7	Mode 12	3.2394E-04	-6.7409E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.3480E-05
STORY7	D7	Mode 13	-2.4972E-03	-2.2617E-04	0.00000	0.00000	0.00000	3.2834E-04
STORY7	D7	Mode 14	1.6404E-03	-3.4623E-03	0.00000	0.00000	0.00000	7.5001E-05
STORY7	D7	Mode 15	-7.0589E-04	7.9720E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.0648E-04
STORY7	D7	Mode 16	-1.2814E-03	9.2342E-04	0.00000	0.00000	0.00000	1.1282E-04

Fichier input et output

STORY6	D6	Mode 1	-1.3159E-03	-4.6701E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-7.6749E-05
STORY6	D6	Mode 2	5.3005E-03	-1.3972E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.2850E-05
STORY6	D6	Mode 3	-1.3871E-03	-1.3869E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.9207E-04
STORY6	D6	Mode 4	-1.1694E-03	1.6438E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-1.8372E-04
STORY6	D6	Mode 5	1.4890E-02	2.0484E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.1603E-04
STORY6	D6	Mode 6	-7.3162E-03	1.4126E-03	0.00000	0.00000	0.00000	6.0244E-04
STORY6	D6	Mode 7	1.3484E-04	-1.3568E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-1.0027E-04
STORY6	D6	Mode 8	1.2440E-02	2.0289E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.6187E-04
STORY6	D6	Mode 9	-4.7339E-03	2.8735E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.9820E-04
STORY6	D6	Mode 10	1.4488E-03	-1.9164E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-3.6056E-04
STORY6	D6	Mode 11	6.1647E-03	-2.7245E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-1.7801E-04
STORY6	D6	Mode 12	-3.4946E-04	-1.3713E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-2.8248E-05
STORY6	D6	Mode 13	-4.6009E-03	3.1481E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-2.2272E-04
STORY6	D6	Mode 14	1.1246E-02	2.7287E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.5229E-04
STORY6	D6	Mode 15	4.7180E-03	-7.5915E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.2828E-04
STORY6	D6	Mode 16	-7.7903E-03	-1.2452E-03	0.00000	0.00000	0.00000	4.8034E-04

Fichier input et output

STORY5	D5	Mode 1	-8.4605E-04	-3.0619E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-4.7384E-05
STORY5	D5	Mode 2	3.5007E-03	-9.3303E-04	0.00000	0.00000	0.00000	1.3573E-05
STORY5	D5	Mode 3	-9.6720E-04	-9.4752E-04	0.00000	0.00000	0.00000	1.2138E-04
STORY5	D5	Mode 4	-8.3657E-04	1.2077E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-1.2168E-04
STORY5	D5	Mode 5	1.1219E-02	1.5962E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.1932E-04
STORY5	D5	Mode 6	-5.8160E-03	1.2681E-03	0.00000	0.00000	0.00000	4.2390E-04
STORY5	D5	Mode 7	1.8741E-05	-1.3825E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-8.1513E-05
STORY5	D5	Mode 8	1.4025E-02	2.7682E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.5018E-04
STORY5	D5	Mode 9	-7.1606E-03	8.4925E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.6640E-04
STORY5	D5	Mode 10	3.7613E-03	6.1277E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-3.4836E-04
STORY5	D5	Mode 11	-3.0503E-03	2.0257E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-2.7161E-04
STORY5	D5	Mode 12	-5.9176E-04	-1.1461E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-1.7174E-05
STORY5	D5	Mode 13	-3.7016E-03	3.9342E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-6.1528E-04
STORY5	D5	Mode 14	1.2661E-02	6.1628E-03	0.00000	0.00000	0.00000	8.1411E-05
STORY5	D5	Mode 15	6.2928E-03	-1.5922E-02	0.00000	0.00000	0.00000	3.1904E-05
STORY5	D5	Mode 16	-8.9720E-03	-2.0633E-03	0.00000	0.00000	0.00000	4.6498E-04

Fichier input et output

STORY4	D4	Mode 1	-4.1576E-04	-1.6521E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-2.2059E-05
STORY4	D4	Mode 2	1.9244E-03	-5.2353E-04	0.00000	0.00000	0.00000	5.6596E-06
STORY4	D4	Mode 3	-6.5667E-04	-5.7697E-04	0.00000	0.00000	0.00000	5.9737E-05
STORY4	D4	Mode 4	-4.1751E-04	7.3834E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-6.3860E-05
STORY4	D4	Mode 5	6.8237E-03	9.0772E-04	0.00000	0.00000	0.00000	1.1254E-04
STORY4	D4	Mode 6	-4.2418E-03	7.3320E-04	0.00000	0.00000	0.00000	2.2825E-04
STORY4	D4	Mode 7	1.0152E-04	-1.0906E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-4.5539E-05
STORY4	D4	Mode 8	1.1718E-02	2.4134E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.5999E-04
STORY4	D4	Mode 9	-7.8600E-03	1.0603E-02	0.00000	0.00000	0.00000	1.6944E-04
STORY4	D4	Mode 10	5.3916E-03	1.1585E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-2.3051E-04
STORY4	D4	Mode 11	-1.0231E-02	7.6260E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-2.4608E-04
STORY4	D4	Mode 12	-3.3250E-04	-1.5958E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.1644E-05
STORY4	D4	Mode 13	1.2813E-03	2.3090E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-6.4856E-04
STORY4	D4	Mode 14	4.9633E-03	4.1742E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.0715E-04
STORY4	D4	Mode 15	3.3039E-03	-9.6645E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.1058E-04
STORY4	D4	Mode 16	-3.7923E-03	-7.7010E-04	0.00000	0.00000	0.00000	9.0054E-05

Fichier input et output

STORY3	D3	Mode 1	-1.1181E-04	-4.8796E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-2.1946E-06
STORY3	D3	Mode 2	6.2375E-04	-1.6186E-04	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY3	D3	Mode 3	-2.6567E-04	-1.7215E-04	0.00000	0.00000	0.00000	8.8787E-06
STORY3	D3	Mode 4	-1.4048E-04	2.6370E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.1907E-05
STORY3	D3	Mode 5	2.6685E-03	3.4963E-04	0.00000	0.00000	0.00000	1.3772E-05
STORY3	D3	Mode 6	-2.0135E-03	4.0182E-04	0.00000	0.00000	0.00000	4.2690E-05
STORY3	D3	Mode 7	1.1218E-04	-5.7578E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-6.3815E-06
STORY3	D3	Mode 8	7.0502E-03	1.5658E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.2603E-05
STORY3	D3	Mode 9	-6.0318E-03	8.9876E-03	0.00000	0.00000	0.00000	4.5107E-05
STORY3	D3	Mode 10	4.8920E-03	1.1801E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-6.1129E-05
STORY3	D3	Mode 11	-1.3232E-02	5.1914E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-1.1213E-04
STORY3	D3	Mode 12	1.2783E-04	9.7926E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.1953E-05
STORY3	D3	Mode 13	5.0505E-03	-2.4100E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-3.5148E-04
STORY3	D3	Mode 14	-6.5563E-03	-2.1950E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-2.5397E-04
STORY3	D3	Mode 15	-2.4517E-03	5.5179E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-2.0498E-04
STORY3	D3	Mode 16	3.7866E-03	7.1137E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-3.6393E-04

Fichier input et output

STORY2	D2	Mode 1	-5.3261E-05	-2.4512E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-1.0220E-06
STORY2	D2	Mode 2	3.0647E-04	-8.3687E-05	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY2	D2	Mode 3	-1.3557E-04	-9.4977E-05	0.00000	0.00000	0.00000	4.4917E-06
STORY2	D2	Mode 4	-7.8792E-05	1.4873E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-6.6343E-06
STORY2	D2	Mode 5	1.4874E-03	1.9155E-04	0.00000	0.00000	0.00000	7.5818E-06
STORY2	D2	Mode 6	-1.1666E-03	2.3090E-04	0.00000	0.00000	0.00000	2.4048E-05
STORY2	D2	Mode 7	7.1393E-05	-3.7293E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-3.3324E-06
STORY2	D2	Mode 8	4.6743E-03	1.0441E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.0724E-05
STORY2	D2	Mode 9	-4.2565E-03	6.5419E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.8202E-05
STORY2	D2	Mode 10	3.5815E-03	8.9835E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-3.9579E-05
STORY2	D2	Mode 11	-1.0528E-02	4.3458E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-7.9700E-05
STORY2	D2	Mode 12	1.4202E-04	9.1059E-03	0.00000	0.00000	0.00000	2.4985E-05
STORY2	D2	Mode 13	4.5635E-03	-2.3593E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-2.6031E-04
STORY2	D2	Mode 14	-7.0585E-03	-2.7094E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-2.0426E-04
STORY2	D2	Mode 15	-2.9212E-03	6.9554E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.6593E-04
STORY2	D2	Mode 16	4.9950E-03	7.9149E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-3.1890E-04

Fichier input et output

STORY1	D1	Mode 1	-2.0766E-05	-9.2873E-05	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY1	D1	Mode 2	1.1544E-04	-3.1464E-05	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY1	D1	Mode 3	-4.9561E-05	-3.6474E-05	0.00000	0.00000	0.00000	1.8534E-06
STORY1	D1	Mode 4	-3.5070E-05	6.1163E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-2.9131E-06
STORY1	D1	Mode 5	6.1566E-04	8.2430E-05	0.00000	0.00000	0.00000	3.4730E-06
STORY1	D1	Mode 6	-4.7777E-04	1.0254E-04	0.00000	0.00000	0.00000	1.0733E-05
STORY1	D1	Mode 7	2.9214E-05	-1.6762E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.3333E-06
STORY1	D1	Mode 8	2.1032E-03	4.7795E-04	0.00000	0.00000	0.00000	1.0106E-05
STORY1	D1	Mode 9	-1.9519E-03	3.1234E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.2892E-05
STORY1	D1	Mode 10	1.6562E-03	4.3793E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.9452E-05
STORY1	D1	Mode 11	-5.1081E-03	2.3572E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-4.0355E-05
STORY1	D1	Mode 12	7.2156E-05	4.8407E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.2360E-05
STORY1	D1	Mode 13	2.2530E-03	-1.2485E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.3247E-04
STORY1	D1	Mode 14	-3.8186E-03	-1.5448E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.0741E-04
STORY1	D1	Mode 15	-1.6524E-03	4.1801E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-8.8206E-05
STORY1	D1	Mode 16	2.8211E-03	5.3199E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-1.7310E-04

Fichier input et output

CENTERS OF CUMULATIVE MASS & CENTERS OF RIGIDITY

STORY DIAPHRAGM /-CENTER OF MASS-//--CENTER OF RIGIDITY--/

LEVEL NAME MASS ORDINATE-X ORDINATE-Y ORDINATE-X ORDINATE-Y

STORY16	D16	1.633E+02	48.849	41.942	47.682	44.139
STORY15	D15	2.121E+02	48.589	40.713	47.135	44.091
STORY14	D14	2.131E+02	48.622	40.597	46.466	44.063
STORY13	D13	2.131E+02	48.622	40.597	45.633	44.039
STORY12	D12	2.131E+02	48.622	40.597	44.550	44.013
STORY11	D11	2.131E+02	48.622	40.597	43.072	43.992
STORY10	D10	2.131E+02	48.622	40.597	41.037	43.978
STORY9	D9	2.131E+02	48.622	40.597	38.164	43.996
STORY8	D8	3.689E+02	34.396	41.823	35.621	43.993
STORY7	D7	4.360E+02	35.955	39.187	35.318	43.869
STORY6	D6	4.396E+02	36.178	38.951	35.205	43.705
STORY5	D5	4.447E+02	36.275	38.829	35.472	43.372
STORY4	D4	4.924E+02	36.007	39.612	36.464	42.364
STORY3	D3	1.158E+03	39.152	36.637	38.604	38.112
STORY2	D2	1.271E+03	39.476	36.608	38.775	38.347
STORY1	D1	1.250E+03	39.487	36.559	39.193	38.671

ETABS v9.6.0 File:MÉMOIRE FINAL Units:Ton-m septembre 24, 2014 14:26 PAGE 6

STORY FORCES

Fichier input et output

STORY	LOAD	LOCATION	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY16	RPA	Top	2.145E-06	6.466E+02	6.216E+02	3.815E+04	1.141E-04	1.106E-04
		Bottom	2.145E-06	6.466E+02	6.216E+02	3.815E+04	2.238E+03	2.328E+03
STORY16	ELU	Top	1.185E+03	2.034E-09	-5.087E-10	-1.034E-07	4.949E+04	-5.698E+04
		Bottom	1.737E+03	2.005E-09	-5.214E-10	-1.029E-07	7.229E+04	-8.450E+04
STORY16	GQE1 Max	Top	8.699E+02	6.466E+02	6.216E+02	3.815E+04	3.634E+04	-4.183E+04
		Bottom	1.279E+03	6.466E+02	6.216E+02	3.815E+04	5.546E+04	-5.990E+04
STORY16	GQE1 Min	Top	8.699E+02	-6.466E+02	-6.216E+02	-3.815E+04	3.634E+04	-4.183E+04
		Bottom	1.279E+03	-6.466E+02	-6.216E+02	-3.815E+04	5.099E+04	-6.455E+04
STORY16	GQE2 Max	Top	8.699E+02	6.466E+02	6.216E+02	3.815E+04	3.634E+04	-4.183E+04
		Bottom	1.279E+03	6.466E+02	6.216E+02	3.815E+04	5.546E+04	-5.990E+04
STORY16	GQE2 Min	Top	8.699E+02	-6.466E+02	-6.216E+02	-3.815E+04	3.634E+04	-4.183E+04
		Bottom	1.279E+03	-6.466E+02	-6.216E+02	-3.815E+04	5.099E+04	-6.455E+04
STORY16	08GE1 Max	Top	6.404E+02	6.466E+02	6.216E+02	3.815E+04	2.674E+04	-3.080E+04
		Bottom	9.676E+02	6.466E+02	6.216E+02	3.815E+04	4.249E+04	-4.479E+04
STORY16	08GE1 Min	Top	6.404E+02	-6.466E+02	-6.216E+02	-3.815E+04	2.674E+04	-3.080E+04
		Bottom	9.676E+02	-6.466E+02	-6.216E+02	-3.815E+04	3.802E+04	-4.944E+04
STORY16	08GE2 Max	Top	6.404E+02	6.466E+02	6.216E+02	3.815E+04	2.674E+04	-3.080E+04
		Bottom	9.676E+02	6.466E+02	6.216E+02	3.815E+04	4.249E+04	-4.479E+04
STORY16	08GE2 Min	Top	6.404E+02	-6.466E+02	-6.216E+02	-3.815E+04	2.674E+04	-3.080E+04
		Bottom	9.676E+02	-6.466E+02	-6.216E+02	-3.815E+04	3.802E+04	-4.944E+04
STORY16	G02Q	Top	8.144E+02	1.293E-09	-2.224E-10	-6.033E-08	3.401E+04	-3.917E+04
		Bottom	1.223E+03	1.277E-09	-2.305E-10	-6.015E-08	5.090E+04	-5.956E+04
STORY16	135G15Q15T	Top	1.185E+03	2.034E-09	-5.087E-10	-1.034E-07	4.949E+04	-5.698E+04
		Bottom	1.737E+03	2.005E-09	-5.214E-10	-1.029E-07	7.229E+04	-8.450E+04
STORY16	ELS	Top	8.699E+02	1.481E-09	-3.580E-10	-7.461E-08	3.634E+04	-4.183E+04
		Bottom	1.279E+03	1.460E-09	-3.673E-10	-7.429E-08	5.323E+04	-6.223E+04

Fichier input et output

STORY15	RPA	Top	4.391E-06	1.209E+03	1.141E+03	7.145E+04	2.238E+03	2.328E+03
		Bottom	4.391E-06	1.209E+03	1.141E+03	7.145E+04	6.317E+03	6.659E+03
STORY15	ELU	Top	3.061E+03	8.947E-09	-1.815E-10	-4.918E-07	1.257E+05	-1.473E+05
		Bottom	3.645E+03	8.933E-09	-1.849E-10	-4.913E-07	1.493E+05	-1.763E+05
STORY15	GQE1 Max	Top	2.239E+03	1.209E+03	1.141E+03	7.145E+04	9.418E+04	-1.054E+05
		Bottom	2.671E+03	1.209E+03	1.141E+03	7.145E+04	1.157E+05	-1.226E+05
STORY15	GQE1 Min	Top	2.239E+03	-1.209E+03	-1.141E+03	-7.145E+04	8.970E+04	-1.101E+05
		Bottom	2.671E+03	-1.209E+03	-1.141E+03	-7.145E+04	1.031E+05	-1.359E+05
STORY15	GQE2 Max	Top	2.239E+03	1.209E+03	1.141E+03	7.145E+04	9.418E+04	-1.054E+05
		Bottom	2.671E+03	1.209E+03	1.141E+03	7.145E+04	1.157E+05	-1.226E+05
STORY15	GQE2 Min	Top	2.239E+03	-1.209E+03	-1.141E+03	-7.145E+04	8.970E+04	-1.101E+05
		Bottom	2.671E+03	-1.209E+03	-1.141E+03	-7.145E+04	1.031E+05	-1.359E+05
STORY15	08GE1 Max	Top	1.582E+03	1.209E+03	1.141E+03	7.145E+04	6.721E+04	-7.394E+04
		Bottom	1.928E+03	1.209E+03	1.141E+03	7.145E+04	8.524E+04	-8.680E+04
STORY15	08GE1 Min	Top	1.582E+03	-1.209E+03	-1.141E+03	-7.145E+04	6.273E+04	-7.859E+04
		Bottom	1.928E+03	-1.209E+03	-1.141E+03	-7.145E+04	7.261E+04	-1.001E+05
STORY15	08GE2 Max	Top	1.582E+03	1.209E+03	1.141E+03	7.145E+04	6.721E+04	-7.394E+04
		Bottom	1.928E+03	1.209E+03	1.141E+03	7.145E+04	8.524E+04	-8.680E+04
STORY15	08GE2 Min	Top	1.582E+03	-1.209E+03	-1.141E+03	-7.145E+04	6.273E+04	-7.859E+04
		Bottom	1.928E+03	-1.209E+03	-1.141E+03	-7.145E+04	7.261E+04	-1.001E+05
STORY15	G02Q	Top	2.030E+03	5.691E-09	2.127E-11	-2.968E-07	8.336E+04	-9.781E+04
		Bottom	2.462E+03	5.682E-09	1.894E-11	-2.965E-07	1.008E+05	-1.193E+05
STORY15	135G15Q15T	Top	3.061E+03	8.947E-09	-1.815E-10	-4.918E-07	1.257E+05	-1.473E+05
		Bottom	3.645E+03	8.933E-09	-1.849E-10	-4.913E-07	1.493E+05	-1.763E+05
STORY15	ELS	Top	2.239E+03	6.513E-09	-1.155E-10	-3.561E-07	9.194E+04	-1.077E+05
		Bottom	2.671E+03	6.503E-09	-1.179E-10	-3.557E-07	1.094E+05	-1.292E+05

Fichier input et output

STORY14	RPA	Top	8.122E-06	1.552E+03	1.455E+03	9.308E+04	6.317E+03	6.659E+03
		Bottom	8.122E-06	1.552E+03	1.455E+03	9.308E+04	1.140E+04	1.213E+04
STORY14	ELU	Top	4.951E+03	1.416E-08	-3.750E-09	-6.834E-07	2.022E+05	-2.384E+05
		Bottom	5.535E+03	1.412E-08	-3.752E-09	-6.819E-07	2.257E+05	-2.674E+05
STORY14	GQE1 Max	Top	3.617E+03	1.552E+03	1.455E+03	9.308E+04	1.540E+05	-1.675E+05
		Bottom	4.049E+03	1.552E+03	1.455E+03	9.308E+04	1.765E+05	-1.835E+05
STORY14	GQE1 Min	Top	3.617E+03	-1.552E+03	-1.455E+03	-9.308E+04	1.414E+05	-1.808E+05
		Bottom	4.049E+03	-1.552E+03	-1.455E+03	-9.308E+04	1.537E+05	-2.078E+05
STORY14	GQE2 Max	Top	3.617E+03	1.552E+03	1.455E+03	9.308E+04	1.540E+05	-1.675E+05
		Bottom	4.049E+03	1.552E+03	1.455E+03	9.308E+04	1.765E+05	-1.835E+05
STORY14	GQE2 Min	Top	3.617E+03	-1.552E+03	-1.455E+03	-9.308E+04	1.414E+05	-1.808E+05
		Bottom	4.049E+03	-1.552E+03	-1.455E+03	-9.308E+04	1.537E+05	-2.078E+05
STORY14	08GE1 Max	Top	2.532E+03	1.552E+03	1.455E+03	9.308E+04	1.096E+05	-1.155E+05
		Bottom	2.878E+03	1.552E+03	1.455E+03	9.308E+04	1.287E+05	-1.272E+05
STORY14	08GE1 Min	Top	2.532E+03	-1.552E+03	-1.455E+03	-9.308E+04	9.700E+04	-1.288E+05
		Bottom	2.878E+03	-1.552E+03	-1.455E+03	-9.308E+04	1.059E+05	-1.515E+05
STORY14	08GE2 Max	Top	2.532E+03	1.552E+03	1.455E+03	9.308E+04	1.096E+05	-1.155E+05
		Bottom	2.878E+03	1.552E+03	1.455E+03	9.308E+04	1.287E+05	-1.272E+05
STORY14	08GE2 Min	Top	2.532E+03	-1.552E+03	-1.455E+03	-9.308E+04	9.700E+04	-1.288E+05
		Bottom	2.878E+03	-1.552E+03	-1.455E+03	-9.308E+04	1.059E+05	-1.515E+05
STORY14	G02Q	Top	3.255E+03	9.027E-09	-2.201E-09	-4.228E-07	1.329E+05	-1.570E+05
		Bottom	3.687E+03	9.001E-09	-2.203E-09	-4.219E-07	1.503E+05	-1.785E+05
STORY14	135G15Q15T	Top	4.951E+03	1.416E-08	-3.750E-09	-6.834E-07	2.022E+05	-2.384E+05
		Bottom	5.535E+03	1.412E-08	-3.752E-09	-6.819E-07	2.257E+05	-2.674E+05
STORY14	ELS	Top	3.617E+03	1.031E-08	-2.707E-09	-4.961E-07	1.477E+05	-1.742E+05
		Bottom	4.049E+03	1.028E-08	-2.709E-09	-4.950E-07	1.651E+05	-1.957E+05
STORY13	RPA	Top	9.434E-06	1.786E+03	1.684E+03	1.089E+05	1.140E+04	1.213E+04

Fichier input et output

	Bottom		9.434E-06	1.786E+03	1.684E+03	1.089E+05	1.707E+04	1.822E+04
STORY13	ELU	Top	6.841E+03	1.698E-08	-7.364E-09	-8.124E-07	2.786E+05	-3.294E+05
	Bottom		7.424E+03	1.699E-08	-7.364E-09	-8.130E-07	3.022E+05	-3.584E+05
STORY13	GQE1 Max	Top	4.996E+03	1.786E+03	1.684E+03	1.089E+05	2.148E+05	-2.285E+05
	Bottom		5.428E+03	1.786E+03	1.684E+03	1.089E+05	2.380E+05	-2.439E+05
STORY13	GQE1 Min	Top	4.996E+03	-1.786E+03	-1.684E+03	-1.089E+05	1.920E+05	-2.528E+05
	Bottom		5.428E+03	-1.786E+03	-1.684E+03	-1.089E+05	2.038E+05	-2.803E+05
STORY13	GQE2 Max	Top	4.996E+03	1.786E+03	1.684E+03	1.089E+05	2.148E+05	-2.285E+05
	Bottom		5.428E+03	1.786E+03	1.684E+03	1.089E+05	2.380E+05	-2.439E+05
STORY13	GQE2 Min	Top	4.996E+03	-1.786E+03	-1.684E+03	-1.089E+05	1.920E+05	-2.528E+05
	Bottom		5.428E+03	-1.786E+03	-1.684E+03	-1.089E+05	2.038E+05	-2.803E+05
STORY13	08GE1 Max	Top	3.481E+03	1.786E+03	1.684E+03	1.089E+05	1.531E+05	-1.559E+05
	Bottom		3.827E+03	1.786E+03	1.684E+03	1.089E+05	1.727E+05	-1.670E+05
STORY13	08GE1 Min	Top	3.481E+03	-1.786E+03	-1.684E+03	-1.089E+05	1.303E+05	-1.802E+05
	Bottom		3.827E+03	-1.786E+03	-1.684E+03	-1.089E+05	1.386E+05	-2.035E+05
STORY13	08GE2 Max	Top	3.481E+03	1.786E+03	1.684E+03	1.089E+05	1.531E+05	-1.559E+05
	Bottom		3.827E+03	1.786E+03	1.684E+03	1.089E+05	1.727E+05	-1.670E+05
STORY13	08GE2 Min	Top	3.481E+03	-1.786E+03	-1.684E+03	-1.089E+05	1.303E+05	-1.802E+05
	Bottom		3.827E+03	-1.786E+03	-1.684E+03	-1.089E+05	1.386E+05	-2.035E+05
STORY13	G02Q	Top	4.481E+03	1.084E-08	-4.269E-09	-4.991E-07	1.824E+05	-2.162E+05
	Bottom		4.913E+03	1.085E-08	-4.268E-09	-4.995E-07	1.998E+05	-2.377E+05
STORY13	135G15Q15T	Top	6.841E+03	1.698E-08	-7.364E-09	-8.124E-07	2.786E+05	-3.294E+05
	Bottom		7.424E+03	1.699E-08	-7.364E-09	-8.130E-07	3.022E+05	-3.584E+05
STORY13	ELS	Top	4.996E+03	1.237E-08	-5.310E-09	-5.893E-07	2.034E+05	-2.406E+05
	Bottom		5.428E+03	1.237E-08	-5.310E-09	-5.897E-07	2.209E+05	-2.621E+05

Fichier input et output

STORY12	RPA	Top	7.680E-06	1.996E+03	1.884E+03	1.227E+05	1.707E+04	1.822E+04
		Bottom	7.680E-06	1.996E+03	1.884E+03	1.227E+05	2.317E+04	2.475E+04
STORY12	ELU	Top	8.730E+03	2.157E-08	-1.017E-08	-9.407E-07	3.550E+05	-4.205E+05
		Bottom	9.314E+03	2.155E-08	-1.018E-08	-9.400E-07	3.786E+05	-4.495E+05
STORY12	GQE1 Max	Top	6.374E+03	1.996E+03	1.884E+03	1.227E+05	2.763E+05	-2.888E+05
		Bottom	6.806E+03	1.996E+03	1.884E+03	1.227E+05	2.998E+05	-3.038E+05
STORY12	GQE1 Min	Top	6.374E+03	-1.996E+03	-1.884E+03	-1.227E+05	2.421E+05	-3.253E+05
		Bottom	6.806E+03	-1.996E+03	-1.884E+03	-1.227E+05	2.535E+05	-3.533E+05
STORY12	GQE2 Max	Top	6.374E+03	1.996E+03	1.884E+03	1.227E+05	2.763E+05	-2.888E+05
		Bottom	6.806E+03	1.996E+03	1.884E+03	1.227E+05	2.998E+05	-3.038E+05
STORY12	GQE2 Min	Top	6.374E+03	-1.996E+03	-1.884E+03	-1.227E+05	2.421E+05	-3.253E+05
		Bottom	6.806E+03	-1.996E+03	-1.884E+03	-1.227E+05	2.535E+05	-3.533E+05
STORY12	08GE1 Max	Top	4.431E+03	1.996E+03	1.884E+03	1.227E+05	1.971E+05	-1.957E+05
		Bottom	4.777E+03	1.996E+03	1.884E+03	1.227E+05	2.171E+05	-2.064E+05
STORY12	08GE1 Min	Top	4.431E+03	-1.996E+03	-1.884E+03	-1.227E+05	1.629E+05	-2.322E+05
		Bottom	4.777E+03	-1.996E+03	-1.884E+03	-1.227E+05	1.708E+05	-2.559E+05
STORY12	08GE2 Max	Top	4.431E+03	1.996E+03	1.884E+03	1.227E+05	1.971E+05	-1.957E+05
		Bottom	4.777E+03	1.996E+03	1.884E+03	1.227E+05	2.171E+05	-2.064E+05
STORY12	08GE2 Min	Top	4.431E+03	-1.996E+03	-1.884E+03	-1.227E+05	1.629E+05	-2.322E+05
		Bottom	4.777E+03	-1.996E+03	-1.884E+03	-1.227E+05	1.708E+05	-2.559E+05
STORY12	G02Q	Top	5.706E+03	1.376E-08	-5.910E-09	-5.802E-07	2.319E+05	-2.754E+05
		Bottom	6.138E+03	1.374E-08	-5.914E-09	-5.797E-07	2.493E+05	-2.969E+05
STORY12	135G15Q15T	Top	8.730E+03	2.157E-08	-1.017E-08	-9.407E-07	3.550E+05	-4.205E+05
		Bottom	9.314E+03	2.155E-08	-1.018E-08	-9.400E-07	3.786E+05	-4.495E+05
STORY12	ELS	Top	6.374E+03	1.571E-08	-7.335E-09	-6.826E-07	2.592E+05	-3.071E+05
		Bottom	6.806E+03	1.569E-08	-7.340E-09	-6.821E-07	2.766E+05	-3.286E+05

Fichier input et output

STORY11	RPA	Top	4.789E-06	2.197E+03	2.051E+03	1.350E+05	2.317E+04	2.475E+04
		Bottom	4.789E-06	2.197E+03	2.051E+03	1.350E+05	2.965E+04	3.168E+04
STORY11	ELU	Top	1.062E+04	2.658E-08	-1.306E-08	-1.149E-06	4.315E+05	-5.115E+05
		Bottom	1.120E+04	2.658E-08	-1.306E-08	-1.149E-06	4.550E+05	-5.406E+05
STORY11	GQE1 Max	Top	7.753E+03	2.197E+03	2.051E+03	1.350E+05	3.381E+05	-3.488E+05
		Bottom	8.185E+03	2.197E+03	2.051E+03	1.350E+05	3.620E+05	-3.633E+05
STORY11	GQE1 Min	Top	7.753E+03	-2.197E+03	-2.051E+03	-1.350E+05	2.918E+05	-3.983E+05
		Bottom	8.185E+03	-2.197E+03	-2.051E+03	-1.350E+05	3.027E+05	-4.267E+05
STORY11	GQE2 Max	Top	7.753E+03	2.197E+03	2.051E+03	1.350E+05	3.381E+05	-3.488E+05
		Bottom	8.185E+03	2.197E+03	2.051E+03	1.350E+05	3.620E+05	-3.633E+05
STORY11	GQE2 Min	Top	7.753E+03	-2.197E+03	-2.051E+03	-1.350E+05	2.918E+05	-3.983E+05
		Bottom	8.185E+03	-2.197E+03	-2.051E+03	-1.350E+05	3.027E+05	-4.267E+05
STORY11	08GE1 Max	Top	5.381E+03	2.197E+03	2.051E+03	1.350E+05	2.415E+05	-2.351E+05
		Bottom	5.726E+03	2.197E+03	2.051E+03	1.350E+05	2.620E+05	-2.454E+05
STORY11	08GE1 Min	Top	5.381E+03	-2.197E+03	-2.051E+03	-1.350E+05	1.952E+05	-2.846E+05
		Bottom	5.726E+03	-2.197E+03	-2.051E+03	-1.350E+05	2.027E+05	-3.087E+05
STORY11	08GE2 Max	Top	5.381E+03	2.197E+03	2.051E+03	1.350E+05	2.415E+05	-2.351E+05
		Bottom	5.726E+03	2.197E+03	2.051E+03	1.350E+05	2.620E+05	-2.454E+05
STORY11	08GE2 Min	Top	5.381E+03	-2.197E+03	-2.051E+03	-1.350E+05	1.952E+05	-2.846E+05
		Bottom	5.726E+03	-2.197E+03	-2.051E+03	-1.350E+05	2.027E+05	-3.087E+05
STORY11	G02Q	Top	6.931E+03	1.693E-08	-7.593E-09	-7.088E-07	2.814E+05	-3.346E+05
		Bottom	7.363E+03	1.693E-08	-7.594E-09	-7.089E-07	2.988E+05	-3.561E+05
STORY11	135G15Q15T	Top	1.062E+04	2.658E-08	-1.306E-08	-1.149E-06	4.315E+05	-5.115E+05
		Bottom	1.120E+04	2.658E-08	-1.306E-08	-1.149E-06	4.550E+05	-5.406E+05
STORY11	ELS	Top	7.753E+03	1.935E-08	-9.418E-09	-8.336E-07	3.149E+05	-3.735E+05
		Bottom	8.185E+03	1.935E-08	-9.419E-09	-8.336E-07	3.324E+05	-3.950E+05

Fichier input et output

STORY10	RPA	Top	4.178E-06	2.376E+03	2.184E+03	1.459E+05	2.965E+04	3.168E+04
		Bottom	4.178E-06	2.376E+03	2.184E+03	1.459E+05	3.643E+04	3.904E+04
STORY10	ELU	Top	1.251E+04	2.898E-08	-1.473E-08	-1.192E-06	5.079E+05	-6.026E+05
		Bottom	1.309E+04	2.897E-08	-1.474E-08	-1.192E-06	5.315E+05	-6.316E+05
STORY10	GQE1 Max	Top	9.131E+03	2.376E+03	2.184E+03	1.459E+05	4.004E+05	-4.083E+05
		Bottom	9.564E+03	2.376E+03	2.184E+03	1.459E+05	4.246E+05	-4.224E+05
STORY10	GQE1 Min	Top	9.131E+03	-2.376E+03	-2.184E+03	-1.459E+05	3.411E+05	-4.716E+05
		Bottom	9.564E+03	-2.376E+03	-2.184E+03	-1.459E+05	3.517E+05	-5.005E+05
STORY10	GQE2 Max	Top	9.131E+03	2.376E+03	2.184E+03	1.459E+05	4.004E+05	-4.083E+05
		Bottom	9.564E+03	2.376E+03	2.184E+03	1.459E+05	4.246E+05	-4.224E+05
STORY10	GQE2 Min	Top	9.131E+03	-2.376E+03	-2.184E+03	-1.459E+05	3.411E+05	-4.716E+05
		Bottom	9.564E+03	-2.376E+03	-2.184E+03	-1.459E+05	3.517E+05	-5.005E+05
STORY10	08GE1 Max	Top	6.330E+03	2.376E+03	2.184E+03	1.459E+05	2.864E+05	-2.741E+05
		Bottom	6.676E+03	2.376E+03	2.184E+03	1.459E+05	3.071E+05	-2.839E+05
STORY10	08GE1 Min	Top	6.330E+03	-2.376E+03	-2.184E+03	-1.459E+05	2.271E+05	-3.374E+05
		Bottom	6.676E+03	-2.376E+03	-2.184E+03	-1.459E+05	2.342E+05	-3.620E+05
STORY10	08GE2 Max	Top	6.330E+03	2.376E+03	2.184E+03	1.459E+05	2.864E+05	-2.741E+05
		Bottom	6.676E+03	2.376E+03	2.184E+03	1.459E+05	3.071E+05	-2.839E+05
STORY10	08GE2 Min	Top	6.330E+03	-2.376E+03	-2.184E+03	-1.459E+05	2.271E+05	-3.374E+05
		Bottom	6.676E+03	-2.376E+03	-2.184E+03	-1.459E+05	2.342E+05	-3.620E+05
STORY10	G02Q	Top	8.157E+03	1.844E-08	-8.586E-09	-7.371E-07	3.308E+05	-3.937E+05
		Bottom	8.589E+03	1.843E-08	-8.589E-09	-7.368E-07	3.483E+05	-4.152E+05
STORY10	135G15Q15T	Top	1.251E+04	2.898E-08	-1.473E-08	-1.192E-06	5.079E+05	-6.026E+05
		Bottom	1.309E+04	2.897E-08	-1.474E-08	-1.192E-06	5.315E+05	-6.316E+05
STORY10	ELS	Top	9.131E+03	2.110E-08	-1.063E-08	-8.654E-07	3.707E+05	-4.400E+05
		Bottom	9.564E+03	2.109E-08	-1.063E-08	-8.651E-07	3.881E+05	-4.614E+05

Fichier input et output

STORY9	RPA	Top	3.717E-06	2.527E+03	2.303E+03	1.554E+05	3.643E+04	3.904E+04
		Bottom	3.717E-06	2.527E+03	2.303E+03	1.554E+05	4.345E+04	4.678E+04
STORY9	ELU	Top	1.440E+04	3.080E-08	-1.815E-08	-1.424E-06	5.844E+05	-6.937E+05
		Bottom	1.498E+04	3.080E-08	-1.815E-08	-1.424E-06	6.079E+05	-7.227E+05
STORY9	GQE1 Max	Top	1.051E+04	2.527E+03	2.303E+03	1.554E+05	4.629E+05	-4.674E+05
		Bottom	1.094E+04	2.527E+03	2.303E+03	1.554E+05	4.874E+05	-4.811E+05
STORY9	GQE1 Min	Top	1.051E+04	-2.527E+03	-2.303E+03	-1.554E+05	3.900E+05	-5.454E+05
		Bottom	1.094E+04	-2.527E+03	-2.303E+03	-1.554E+05	4.004E+05	-5.747E+05
STORY9	GQE2 Max	Top	1.051E+04	2.527E+03	2.303E+03	1.554E+05	4.629E+05	-4.674E+05
		Bottom	1.094E+04	2.527E+03	2.303E+03	1.554E+05	4.874E+05	-4.811E+05
STORY9	GQE2 Min	Top	1.051E+04	-2.527E+03	-2.303E+03	-1.554E+05	3.900E+05	-5.454E+05
		Bottom	1.094E+04	-2.527E+03	-2.303E+03	-1.554E+05	4.004E+05	-5.747E+05
STORY9	08GE1 Max	Top	7.280E+03	2.527E+03	2.303E+03	1.554E+05	3.315E+05	-3.126E+05
		Bottom	7.626E+03	2.527E+03	2.303E+03	1.554E+05	3.525E+05	-3.221E+05
STORY9	08GE1 Min	Top	7.280E+03	-2.527E+03	-2.303E+03	-1.554E+05	2.586E+05	-3.907E+05
		Bottom	7.626E+03	-2.527E+03	-2.303E+03	-1.554E+05	2.656E+05	-4.156E+05
STORY9	08GE2 Max	Top	7.280E+03	2.527E+03	2.303E+03	1.554E+05	3.315E+05	-3.126E+05
		Bottom	7.626E+03	2.527E+03	2.303E+03	1.554E+05	3.525E+05	-3.221E+05
STORY9	08GE2 Min	Top	7.280E+03	-2.527E+03	-2.303E+03	-1.554E+05	2.586E+05	-3.907E+05
		Bottom	7.626E+03	-2.527E+03	-2.303E+03	-1.554E+05	2.656E+05	-4.156E+05
STORY9	G02Q	Top	9.382E+03	1.959E-08	-1.062E-08	-8.770E-07	3.803E+05	-4.529E+05
		Bottom	9.814E+03	1.959E-08	-1.062E-08	-8.768E-07	3.978E+05	-4.744E+05
STORY9	135G15Q15T	Top	1.440E+04	3.080E-08	-1.815E-08	-1.424E-06	5.844E+05	-6.937E+05
		Bottom	1.498E+04	3.080E-08	-1.815E-08	-1.424E-06	6.079E+05	-7.227E+05
STORY9	ELS	Top	1.051E+04	2.242E-08	-1.310E-08	-1.033E-06	4.265E+05	-5.064E+05
		Bottom	1.094E+04	2.242E-08	-1.310E-08	-1.033E-06	4.439E+05	-5.279E+05

Fichier input et output

STORY8	RPA	Top	2.218E-05	2.798E+03	2.611E+03	1.700E+05	4.345E+04	4.678E+04
		Bottom	2.218E-05	2.798E+03	2.611E+03	1.700E+05	5.046E+04	5.486E+04
STORY8	ELU	Top	1.750E+04	2.455E-08	-2.518E-09	1.396E-07	7.127E+05	-8.031E+05
		Bottom	1.842E+04	2.454E-08	-2.516E-09	1.401E-07	7.513E+05	-8.370E+05
STORY8	GQE1 Max	Top	1.278E+04	2.798E+03	2.611E+03	1.700E+05	5.638E+05	-5.395E+05
		Bottom	1.346E+04	2.798E+03	2.611E+03	1.700E+05	5.994E+05	-5.566E+05
STORY8	GQE1 Min	Top	1.278E+04	-2.798E+03	-2.611E+03	-1.700E+05	4.769E+05	-6.331E+05
		Bottom	1.346E+04	-2.798E+03	-2.611E+03	-1.700E+05	4.985E+05	-6.663E+05
STORY8	GQE2 Max	Top	1.278E+04	2.798E+03	2.611E+03	1.700E+05	5.638E+05	-5.395E+05
		Bottom	1.346E+04	2.798E+03	2.611E+03	1.700E+05	5.994E+05	-5.566E+05
STORY8	GQE2 Min	Top	1.278E+04	-2.798E+03	-2.611E+03	-1.700E+05	4.769E+05	-6.331E+05
		Bottom	1.346E+04	-2.798E+03	-2.611E+03	-1.700E+05	4.985E+05	-6.663E+05
STORY8	08GE1 Max	Top	8.884E+03	2.798E+03	2.611E+03	1.700E+05	4.050E+05	-3.607E+05
		Bottom	9.428E+03	2.798E+03	2.611E+03	1.700E+05	4.348E+05	-3.727E+05
STORY8	08GE1 Min	Top	8.884E+03	-2.798E+03	-2.611E+03	-1.700E+05	3.181E+05	-4.543E+05
		Bottom	9.428E+03	-2.798E+03	-2.611E+03	-1.700E+05	3.339E+05	-4.824E+05
STORY8	08GE2 Max	Top	8.884E+03	2.798E+03	2.611E+03	1.700E+05	4.050E+05	-3.607E+05
		Bottom	9.428E+03	2.798E+03	2.611E+03	1.700E+05	4.348E+05	-3.727E+05
STORY8	08GE2 Min	Top	8.884E+03	-2.798E+03	-2.611E+03	-1.700E+05	3.181E+05	-4.543E+05
		Bottom	9.428E+03	-2.798E+03	-2.611E+03	-1.700E+05	3.339E+05	-4.824E+05
STORY8	G02Q	Top	1.144E+04	1.570E-08	-1.170E-09	6.897E-08	4.656E+05	-5.247E+05
		Bottom	1.212E+04	1.569E-08	-1.168E-09	6.927E-08	4.942E+05	-5.498E+05
STORY8	135G15Q15T	Top	1.750E+04	2.455E-08	-2.518E-09	1.396E-07	7.127E+05	-8.031E+05
		Bottom	1.842E+04	2.454E-08	-2.516E-09	1.401E-07	7.513E+05	-8.370E+05
STORY8	ELS	Top	1.278E+04	1.788E-08	-1.780E-09	9.923E-08	5.203E+05	-5.863E+05
		Bottom	1.346E+04	1.788E-08	-1.779E-09	9.960E-08	5.489E+05	-6.114E+05

Fichier input et output

STORY7	RPA	Top	7.992E-04	3.183E+03	3.096E+03	1.884E+05	5.046E+04	5.486E+04
		Bottom	7.992E-04	3.183E+03	3.096E+03	1.884E+05	5.809E+04	6.356E+04
STORY7	ELU	Top	2.143E+04	1.913E-08	2.406E-09	1.601E-06	8.663E+05	-9.429E+05
		Bottom	2.240E+04	1.913E-08	2.406E-09	1.601E-06	9.053E+05	-9.798E+05
STORY7	GQE1 Max	Top	1.564E+04	3.183E+03	3.096E+03	1.884E+05	6.826E+05	-6.333E+05
		Bottom	1.636E+04	3.183E+03	3.096E+03	1.884E+05	7.192E+05	-6.519E+05
STORY7	GQE1 Min	Top	1.564E+04	-3.183E+03	-3.096E+03	-1.884E+05	5.817E+05	-7.430E+05
		Bottom	1.636E+04	-3.183E+03	-3.096E+03	-1.884E+05	6.030E+05	-7.790E+05
STORY7	GQE2 Max	Top	1.564E+04	3.183E+03	3.096E+03	1.884E+05	6.826E+05	-6.333E+05
		Bottom	1.636E+04	3.183E+03	3.096E+03	1.884E+05	7.192E+05	-6.519E+05
STORY7	GQE2 Min	Top	1.564E+04	-3.183E+03	-3.096E+03	-1.884E+05	5.817E+05	-7.430E+05
		Bottom	1.636E+04	-3.183E+03	-3.096E+03	-1.884E+05	6.030E+05	-7.790E+05
STORY7	08GE1 Max	Top	1.081E+04	3.183E+03	3.096E+03	1.884E+05	4.876E+05	-4.216E+05
		Bottom	1.139E+04	3.183E+03	3.096E+03	1.884E+05	5.183E+05	-4.347E+05
STORY7	08GE1 Min	Top	1.081E+04	-3.183E+03	-3.096E+03	-1.884E+05	3.866E+05	-5.313E+05
		Bottom	1.139E+04	-3.183E+03	-3.096E+03	-1.884E+05	4.021E+05	-5.619E+05
STORY7	08GE2 Max	Top	1.081E+04	3.183E+03	3.096E+03	1.884E+05	4.876E+05	-4.216E+05
		Bottom	1.139E+04	3.183E+03	3.096E+03	1.884E+05	5.183E+05	-4.347E+05
STORY7	08GE2 Min	Top	1.081E+04	-3.183E+03	-3.096E+03	-1.884E+05	3.866E+05	-5.313E+05
		Bottom	1.139E+04	-3.183E+03	-3.096E+03	-1.884E+05	4.021E+05	-5.619E+05
STORY7	G02Q	Top	1.394E+04	1.233E-08	2.123E-09	9.618E-07	5.635E+05	-6.141E+05
		Bottom	1.466E+04	1.232E-08	2.123E-09	9.620E-07	5.924E+05	-6.414E+05
STORY7	135G15Q15T	Top	2.143E+04	1.913E-08	2.406E-09	1.601E-06	8.663E+05	-9.429E+05
		Bottom	2.240E+04	1.913E-08	2.406E-09	1.601E-06	9.053E+05	-9.798E+05
STORY7	ELS	Top	1.564E+04	1.395E-08	1.824E-09	1.158E-06	6.322E+05	-6.882E+05
		Bottom	1.636E+04	1.394E-08	1.824E-09	1.159E-06	6.611E+05	-7.155E+05

Fichier input et output

STORY6	RPA	Top	1.336E-03	3.567E+03	3.515E+03	2.061E+05	5.809E+04	6.356E+04
		Bottom	1.336E-03	3.567E+03	3.515E+03	2.061E+05	6.682E+04	7.317E+04
STORY6	ELU	Top	2.541E+04	1.861E-08	1.451E-08	3.181E-06	1.020E+06	-1.086E+06
		Bottom	2.638E+04	1.860E-08	1.451E-08	3.182E-06	1.059E+06	-1.123E+06
STORY6	GQE1 Max	Top	1.854E+04	3.567E+03	3.515E+03	2.061E+05	8.024E+05	-7.287E+05
		Bottom	1.925E+04	3.567E+03	3.515E+03	2.061E+05	8.400E+05	-7.464E+05
STORY6	GQE1 Min	Top	1.854E+04	-3.567E+03	-3.515E+03	-2.061E+05	6.862E+05	-8.558E+05
		Bottom	1.925E+04	-3.567E+03	-3.515E+03	-2.061E+05	7.064E+05	-8.927E+05
STORY6	GQE2 Max	Top	1.854E+04	3.567E+03	3.515E+03	2.061E+05	8.024E+05	-7.287E+05
		Bottom	1.925E+04	3.567E+03	3.515E+03	2.061E+05	8.400E+05	-7.464E+05
STORY6	GQE2 Min	Top	1.854E+04	-3.567E+03	-3.515E+03	-2.061E+05	6.862E+05	-8.558E+05
		Bottom	1.925E+04	-3.567E+03	-3.515E+03	-2.061E+05	7.064E+05	-8.927E+05
STORY6	08GE1 Max	Top	1.277E+04	3.567E+03	3.515E+03	2.061E+05	5.710E+05	-4.836E+05
		Bottom	1.334E+04	3.567E+03	3.515E+03	2.061E+05	6.029E+05	-4.959E+05
STORY6	08GE1 Min	Top	1.277E+04	-3.567E+03	-3.515E+03	-2.061E+05	4.548E+05	-6.107E+05
		Bottom	1.334E+04	-3.567E+03	-3.515E+03	-2.061E+05	4.692E+05	-6.422E+05
STORY6	08GE2 Max	Top	1.277E+04	3.567E+03	3.515E+03	2.061E+05	5.710E+05	-4.836E+05
		Bottom	1.334E+04	3.567E+03	3.515E+03	2.061E+05	6.029E+05	-4.959E+05
STORY6	08GE2 Min	Top	1.277E+04	-3.567E+03	-3.515E+03	-2.061E+05	4.548E+05	-6.107E+05
		Bottom	1.334E+04	-3.567E+03	-3.515E+03	-2.061E+05	4.692E+05	-6.422E+05
STORY6	G02Q	Top	1.648E+04	1.200E-08	9.599E-09	1.921E-06	6.618E+05	-7.056E+05
		Bottom	1.720E+04	1.199E-08	9.599E-09	1.921E-06	6.907E+05	-7.329E+05
STORY6	135G15Q15T	Top	2.541E+04	1.861E-08	1.451E-08	3.181E-06	1.020E+06	-1.086E+06
		Bottom	2.638E+04	1.860E-08	1.451E-08	3.182E-06	1.059E+06	-1.123E+06
STORY6	ELS	Top	1.854E+04	1.357E-08	1.061E-08	2.303E-06	7.443E+05	-7.922E+05
		Bottom	1.925E+04	1.356E-08	1.061E-08	2.304E-06	7.732E+05	-8.195E+05

Fichier input et output

STORY5	RPA	Top	1.806E-03	3.912E+03	3.883E+03	2.228E+05	6.682E+04	7.317E+04
		Bottom	1.806E-03	3.912E+03	3.883E+03	2.228E+05	7.679E+04	8.382E+04
STORY5	ELU	Top	2.943E+04	1.542E-08	2.238E-08	4.149E-06	1.175E+06	-1.230E+06
		Bottom	3.041E+04	1.543E-08	2.238E-08	4.149E-06	1.215E+06	-1.268E+06
STORY5	GQE1 Max	Top	2.147E+04	3.912E+03	3.883E+03	2.228E+05	9.240E+05	-8.243E+05
		Bottom	2.219E+04	3.912E+03	3.883E+03	2.228E+05	9.632E+05	-8.414E+05
STORY5	GQE1 Min	Top	2.147E+04	-3.912E+03	-3.883E+03	-2.228E+05	7.904E+05	-9.706E+05
		Bottom	2.219E+04	-3.912E+03	-3.883E+03	-2.228E+05	8.096E+05	-1.009E+06
STORY5	GQE2 Max	Top	2.147E+04	3.912E+03	3.883E+03	2.228E+05	9.240E+05	-8.243E+05
		Bottom	2.219E+04	3.912E+03	3.883E+03	2.228E+05	9.632E+05	-8.414E+05
STORY5	GQE2 Min	Top	2.147E+04	-3.912E+03	-3.883E+03	-2.228E+05	7.904E+05	-9.706E+05
		Bottom	2.219E+04	-3.912E+03	-3.883E+03	-2.228E+05	8.096E+05	-1.009E+06
STORY5	08GE1 Max	Top	1.475E+04	3.912E+03	3.883E+03	2.228E+05	6.561E+05	-5.456E+05
		Bottom	1.533E+04	3.912E+03	3.883E+03	2.228E+05	6.894E+05	-5.571E+05
STORY5	08GE1 Min	Top	1.475E+04	-3.912E+03	-3.883E+03	-2.228E+05	5.225E+05	-6.919E+05
		Bottom	1.533E+04	-3.912E+03	-3.883E+03	-2.228E+05	5.358E+05	-7.247E+05
STORY5	08GE2 Max	Top	1.475E+04	3.912E+03	3.883E+03	2.228E+05	6.561E+05	-5.456E+05
		Bottom	1.533E+04	3.912E+03	3.883E+03	2.228E+05	6.894E+05	-5.571E+05
STORY5	08GE2 Min	Top	1.475E+04	-3.912E+03	-3.883E+03	-2.228E+05	5.225E+05	-6.919E+05
		Bottom	1.533E+04	-3.912E+03	-3.883E+03	-2.228E+05	5.358E+05	-7.247E+05
STORY5	G02Q	Top	1.904E+04	1.003E-08	1.446E-08	2.512E-06	7.607E+05	-7.982E+05
		Bottom	1.977E+04	1.003E-08	1.446E-08	2.511E-06	7.899E+05	-8.260E+05
STORY5	135G15Q15T	Top	2.943E+04	1.542E-08	2.238E-08	4.149E-06	1.175E+06	-1.230E+06
		Bottom	3.041E+04	1.543E-08	2.238E-08	4.149E-06	1.215E+06	-1.268E+06
STORY5	ELS	Top	2.147E+04	1.125E-08	1.632E-08	3.005E-06	8.572E+05	-8.975E+05
		Bottom	2.219E+04	1.126E-08	1.632E-08	3.005E-06	8.864E+05	-9.252E+05

Fichier input et output

STORY4	RPA	Top	1.914E-03	4.248E+03	4.261E+03	2.400E+05	7.679E+04	8.382E+04
		Bottom	1.914E-03	4.248E+03	4.261E+03	2.400E+05	9.001E+04	9.757E+04
STORY4	ELU	Top	3.369E+04	1.507E-08	2.015E-08	4.139E-06	1.343E+06	-1.383E+06
		Bottom	3.515E+04	1.507E-08	2.015E-08	4.139E-06	1.402E+06	-1.437E+06
STORY4	GQE1 Max	Top	2.457E+04	4.248E+03	4.261E+03	2.400E+05	1.056E+06	-9.247E+05
		Bottom	2.565E+04	4.248E+03	4.261E+03	2.400E+05	1.113E+06	-9.509E+05
STORY4	GQE1 Min	Top	2.457E+04	-4.248E+03	-4.261E+03	-2.400E+05	9.025E+05	-1.092E+06
		Bottom	2.565E+04	-4.248E+03	-4.261E+03	-2.400E+05	9.327E+05	-1.146E+06
STORY4	GQE2 Max	Top	2.457E+04	4.248E+03	4.261E+03	2.400E+05	1.056E+06	-9.247E+05
		Bottom	2.565E+04	4.248E+03	4.261E+03	2.400E+05	1.113E+06	-9.509E+05
STORY4	GQE2 Min	Top	2.457E+04	-4.248E+03	-4.261E+03	-2.400E+05	9.025E+05	-1.092E+06
		Bottom	2.565E+04	-4.248E+03	-4.261E+03	-2.400E+05	9.327E+05	-1.146E+06
STORY4	08GE1 Max	Top	1.684E+04	4.248E+03	4.261E+03	2.400E+05	7.483E+05	-6.103E+05
		Bottom	1.770E+04	4.248E+03	4.261E+03	2.400E+05	7.963E+05	-6.285E+05
STORY4	08GE1 Min	Top	1.684E+04	-4.248E+03	-4.261E+03	-2.400E+05	5.947E+05	-7.779E+05
		Bottom	1.770E+04	-4.248E+03	-4.261E+03	-2.400E+05	6.162E+05	-8.236E+05
STORY4	08GE2 Max	Top	1.684E+04	4.248E+03	4.261E+03	2.400E+05	7.483E+05	-6.103E+05
		Bottom	1.770E+04	4.248E+03	4.261E+03	2.400E+05	7.963E+05	-6.285E+05
STORY4	08GE2 Min	Top	1.684E+04	-4.248E+03	-4.261E+03	-2.400E+05	5.947E+05	-7.779E+05
		Bottom	1.770E+04	-4.248E+03	-4.261E+03	-2.400E+05	6.162E+05	-8.236E+05
STORY4	G02Q	Top	2.175E+04	9.808E-09	1.311E-08	2.506E-06	8.674E+05	-8.958E+05
		Bottom	2.283E+04	9.807E-09	1.311E-08	2.506E-06	9.108E+05	-9.357E+05
STORY4	135G15Q15T	Top	3.369E+04	1.507E-08	2.015E-08	4.139E-06	1.343E+06	-1.383E+06
		Bottom	3.515E+04	1.507E-08	2.015E-08	4.139E-06	1.402E+06	-1.437E+06
STORY4	ELS	Top	2.457E+04	1.100E-08	1.470E-08	2.998E-06	9.793E+05	-1.008E+06
		Bottom	2.565E+04	1.100E-08	1.470E-08	2.998E-06	1.023E+06	-1.048E+06

Fichier input et output

STORY3	RPA	Top	1.907E-03	5.253E+03	5.311E+03	2.909E+05	9.001E+04	9.757E+04
		Bottom	1.907E-03	5.253E+03	5.311E+03	2.909E+05	1.030E+05	1.108E+05
STORY3	ELU	Top	4.388E+04	-8.998E-08	2.431E-08	8.283E-06	1.712E+06	-1.778E+06
		Bottom	4.668E+04	-8.998E-08	2.426E-08	8.282E-06	1.822E+06	-1.892E+06
STORY3	GQE1 Max	Top	3.196E+04	5.253E+03	5.311E+03	2.909E+05	1.337E+06	-1.198E+06
		Bottom	3.403E+04	5.253E+03	5.311E+03	2.909E+05	1.431E+06	-1.268E+06
STORY3	GQE1 Min	Top	3.196E+04	-5.253E+03	-5.311E+03	-2.909E+05	1.157E+06	-1.393E+06
		Bottom	3.403E+04	-5.253E+03	-5.311E+03	-2.909E+05	1.225E+06	-1.490E+06
STORY3	GQE2 Max	Top	3.196E+04	5.253E+03	5.311E+03	2.909E+05	1.337E+06	-1.198E+06
		Bottom	3.403E+04	5.253E+03	5.311E+03	2.909E+05	1.431E+06	-1.268E+06
STORY3	GQE2 Min	Top	3.196E+04	-5.253E+03	-5.311E+03	-2.909E+05	1.157E+06	-1.393E+06
		Bottom	3.403E+04	-5.253E+03	-5.311E+03	-2.909E+05	1.225E+06	-1.490E+06
STORY3	08GE1 Max	Top	2.166E+04	5.253E+03	5.311E+03	2.909E+05	9.370E+05	-7.838E+05
		Bottom	2.327E+04	5.253E+03	5.311E+03	2.909E+05	1.012E+06	-8.349E+05
STORY3	08GE1 Min	Top	2.166E+04	-5.253E+03	-5.311E+03	-2.909E+05	7.570E+05	-9.789E+05
		Bottom	2.327E+04	-5.253E+03	-5.311E+03	-2.909E+05	8.064E+05	-1.057E+06
STORY3	08GE2 Max	Top	2.166E+04	5.253E+03	5.311E+03	2.909E+05	9.370E+05	-7.838E+05
		Bottom	2.327E+04	5.253E+03	5.311E+03	2.909E+05	1.012E+06	-8.349E+05
STORY3	08GE2 Min	Top	2.166E+04	-5.253E+03	-5.311E+03	-2.909E+05	7.570E+05	-9.789E+05
		Bottom	2.327E+04	-5.253E+03	-5.311E+03	-2.909E+05	8.064E+05	-1.057E+06
STORY3	G02Q	Top	2.805E+04	-5.486E-08	1.573E-08	5.057E-06	1.096E+06	-1.140E+06
		Bottom	3.008E+04	-5.486E-08	1.561E-08	5.054E-06	1.175E+06	-1.222E+06
STORY3	135G15Q15T	Top	4.388E+04	-8.998E-08	2.431E-08	8.283E-06	1.712E+06	-1.778E+06
		Bottom	4.668E+04	-8.998E-08	2.426E-08	8.282E-06	1.822E+06	-1.892E+06
STORY3	ELS	Top	3.196E+04	-6.522E-08	1.773E-08	6.004E-06	1.247E+06	-1.296E+06
		Bottom	3.403E+04	-6.522E-08	1.768E-08	6.003E-06	1.328E+06	-1.379E+06

Fichier input et output

STORY2	RPA	Top	1.923E-03	6.650E+03	6.783E+03	3.644E+05	1.030E+05	1.108E+05
		Bottom	1.923E-03	6.650E+03	6.783E+03	3.644E+05	1.192E+05	1.268E+05
STORY2	ELU	Top	5.569E+04	-1.182E-07	2.479E-08	9.534E-06	2.143E+06	-2.244E+06
		Bottom	5.850E+04	-1.182E-07	2.501E-08	9.539E-06	2.254E+06	-2.357E+06
STORY2	GQE1 Max	Top	4.055E+04	6.650E+03	6.783E+03	3.644E+05	1.664E+06	-1.524E+06
		Bottom	4.263E+04	6.650E+03	6.783E+03	3.644E+05	1.762E+06	-1.591E+06
STORY2	GQE1 Min	Top	4.055E+04	-6.650E+03	-6.783E+03	-3.644E+05	1.458E+06	-1.745E+06
		Bottom	4.263E+04	-6.650E+03	-6.783E+03	-3.644E+05	1.523E+06	-1.845E+06
STORY2	GQE2 Max	Top	4.055E+04	6.650E+03	6.783E+03	3.644E+05	1.664E+06	-1.524E+06
		Bottom	4.263E+04	6.650E+03	6.783E+03	3.644E+05	1.762E+06	-1.591E+06
STORY2	GQE2 Min	Top	4.055E+04	-6.650E+03	-6.783E+03	-3.644E+05	1.458E+06	-1.745E+06
		Bottom	4.263E+04	-6.650E+03	-6.783E+03	-3.644E+05	1.523E+06	-1.845E+06
STORY2	08GE1 Max	Top	2.739E+04	6.650E+03	6.783E+03	3.644E+05	1.160E+06	-9.966E+05
		Bottom	2.900E+04	6.650E+03	6.783E+03	3.644E+05	1.238E+06	-1.045E+06
STORY2	08GE1 Min	Top	2.739E+04	-6.650E+03	-6.783E+03	-3.644E+05	9.536E+05	-1.218E+06
		Bottom	2.900E+04	-6.650E+03	-6.783E+03	-3.644E+05	9.998E+05	-1.299E+06
STORY2	08GE2 Max	Top	2.739E+04	6.650E+03	6.783E+03	3.644E+05	1.160E+06	-9.966E+05
		Bottom	2.900E+04	6.650E+03	6.783E+03	3.644E+05	1.238E+06	-1.045E+06
STORY2	08GE2 Min	Top	2.739E+04	-6.650E+03	-6.783E+03	-3.644E+05	9.536E+05	-1.218E+06
		Bottom	2.900E+04	-6.650E+03	-6.783E+03	-3.644E+05	9.998E+05	-1.299E+06
STORY2	G02Q	Top	3.550E+04	-7.216E-08	1.593E-08	5.822E-06	1.369E+06	-1.434E+06
		Bottom	3.753E+04	-7.216E-08	1.608E-08	5.826E-06	1.447E+06	-1.515E+06
STORY2	135G15Q15T	Top	5.569E+04	-1.182E-07	2.479E-08	9.534E-06	2.143E+06	-2.244E+06
		Bottom	5.850E+04	-1.182E-07	2.501E-08	9.539E-06	2.254E+06	-2.357E+06
STORY2	ELS	Top	4.055E+04	-8.565E-08	1.807E-08	6.911E-06	1.561E+06	-1.635E+06
		Bottom	4.263E+04	-8.565E-08	1.823E-08	6.915E-06	1.642E+06	-1.718E+06

Fichier input et output

STORY1	RPA	Top	1.925E-03	7.420E+03	7.614E+03	4.061E+05	1.192E+05	1.268E+05
		Bottom	1.925E-03	7.420E+03	7.614E+03	4.061E+05	1.391E+05	1.461E+05
STORY1	ELU	Top	6.723E+04	-1.198E-07	2.519E-08	9.570E-06	2.564E+06	-2.699E+06
		Bottom	7.003E+04	-1.198E-07	2.524E-08	9.571E-06	2.674E+06	-2.812E+06
STORY1	GQE1 Max	Top	4.894E+04	7.420E+03	7.614E+03	4.061E+05	1.986E+06	-1.839E+06
		Bottom	5.101E+04	7.420E+03	7.614E+03	4.061E+05	2.087E+06	-1.903E+06
STORY1	GQE1 Min	Top	4.894E+04	-7.420E+03	-7.614E+03	-4.061E+05	1.747E+06	-2.092E+06
		Bottom	5.101E+04	-7.420E+03	-7.614E+03	-4.061E+05	1.809E+06	-2.195E+06
STORY1	GQE2 Max	Top	4.894E+04	7.420E+03	7.614E+03	4.061E+05	1.986E+06	-1.839E+06
		Bottom	5.101E+04	7.420E+03	7.614E+03	4.061E+05	2.087E+06	-1.903E+06
STORY1	GQE2 Min	Top	4.894E+04	-7.420E+03	-7.614E+03	-4.061E+05	1.747E+06	-2.092E+06
		Bottom	5.101E+04	-7.420E+03	-7.614E+03	-4.061E+05	1.809E+06	-2.195E+06
STORY1	08GE1 Max	Top	3.296E+04	7.420E+03	7.614E+03	4.061E+05	1.379E+06	-1.200E+06
		Bottom	3.457E+04	7.420E+03	7.614E+03	4.061E+05	1.461E+06	-1.245E+06
STORY1	08GE1 Min	Top	3.296E+04	-7.420E+03	-7.614E+03	-4.061E+05	1.141E+06	-1.454E+06
		Bottom	3.457E+04	-7.420E+03	-7.614E+03	-4.061E+05	1.183E+06	-1.538E+06
STORY1	08GE2 Max	Top	3.296E+04	7.420E+03	7.614E+03	4.061E+05	1.379E+06	-1.200E+06
		Bottom	3.457E+04	7.420E+03	7.614E+03	4.061E+05	1.461E+06	-1.245E+06
STORY1	08GE2 Min	Top	3.296E+04	-7.420E+03	-7.614E+03	-4.061E+05	1.141E+06	-1.454E+06
		Bottom	3.457E+04	-7.420E+03	-7.614E+03	-4.061E+05	1.183E+06	-1.538E+06
STORY1	G02Q	Top	4.275E+04	-7.316E-08	1.620E-08	5.845E-06	1.633E+06	-1.720E+06
		Bottom	4.477E+04	-7.316E-08	1.623E-08	5.846E-06	1.712E+06	-1.801E+06
STORY1	135G15Q15T	Top	6.723E+04	-1.198E-07	2.519E-08	9.570E-06	2.564E+06	-2.699E+06
		Bottom	7.003E+04	-1.198E-07	2.524E-08	9.571E-06	2.674E+06	-2.812E+06
STORY1	ELS	Top	4.894E+04	-8.682E-08	1.836E-08	6.937E-06	1.867E+06	-1.965E+06
		Bottom	5.101E+04	-8.682E-08	1.840E-08	6.938E-06	1.948E+06	-2.049E+06

Vérification des conditions du RPA99 v 2003

Introduction.....	- 136 -
VI.1. Choix de la méthode de calcul	- 136 -
VI.2. Méthode statique équivalente.....	- 136 -
VI.2.1. Principe de la méthode	- 136 -
VI.2.2. Conditions d'application de la MSE.....	- 136 -
VI.2.3 Vérification des conditions de la MSE.....	- 137 -
VI.3. Méthode dynamique modale spectrale.....	- 137 -
VI.3.1 Principe de la méthode	- 137 -
VI.3.2 Les hypothèses	- 138 -
VI.3.3 Exposé de la méthode	- 138 -
VI.4 caractéristiques vibratoire de la structure.....	- 140 -
VI.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base : (Art 4.3.6. RPA 99/Version 2003)	- 142 -
VI.6. Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003).....	- 144 -
VI.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)	- 147 -
IV.7.1 Vérification de l'effet (P- Δ).....	- 147 -
VI.8. Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)	- 149 -
VI.8.1. Justification de l'interaction portiques-voiles.....	- 149 -
VI.8. Etude thermique	- 150 -

Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, ils peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des ouvrages de manière à assurer un bon comportement de ces derniers avant et après le séisme.

VI.1. Choix de la méthode de calcul

Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes et cela en fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/ version 2003** prévoit d'utiliser soit :

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

VI.2. Méthode statique équivalente

VI.2.1. Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives au niveau de chaque étage dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VI.2.2. Conditions d'application de la MSE

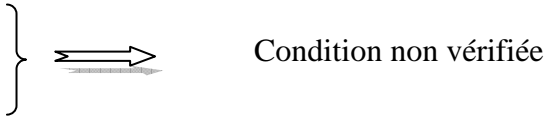
La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, **avec** :
 - $H \leq 65$ m en zones I, II_a, II_b.
 - $H \leq 30$ m en zone III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le [RPA99v2003 /A.4.1.] en plus de la hauteur limitée.

VI.2.3 Vérification des conditions de la MSE

a. Condition sur la hauteur

Bâtiment implanté à
Alger, zone sismique III
 $H = 47.4\text{m} > 30\text{m}$.



Condition non vérifiée

b. Régularité en plan

- Le bâtiment présente une forme dissymétrique dans les deux directions.
- Le bâtiment présente des décrochements en plan
- La surface des ouvertures d'un plancher doit être inférieure à 15% de la surface totale, ce qui n'est pas vérifiée dans notre bâtiment, (dans quelque plancher).

c. Régularité en plan

- Le système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur discontinu.
- Les masses et les rigidités des différents niveaux ne diminuent pas progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- Décrochement en élévation ; les étages ne sont pas identiques, on trouve des décrochements en élévations dans le bâtiment.

Conclusion

La méthode statique équivalente ne peut être appliquée sur la structure étudiée, parce que ses conditions ne sont pas satisfaites ; c'est pour cela on utilise *la méthode modale spectrale*.

VI.3. Méthode dynamique modale spectrale

VI.3.1 Principe de la méthode

Il est recherché 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.

VI.3.2 Les hypothèses

- Un spectre de réponse caractérise la sollicitation sismique.
- La structure est supposée à un comportement élastique ce qui permet le calcul des modes propres.
- les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

VI.3.3 Exposé de la méthode

On recherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est présentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} (1.25A) \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.25\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3.0s \end{cases}$$

Vérifications des conditions du RPA 99 v 2003

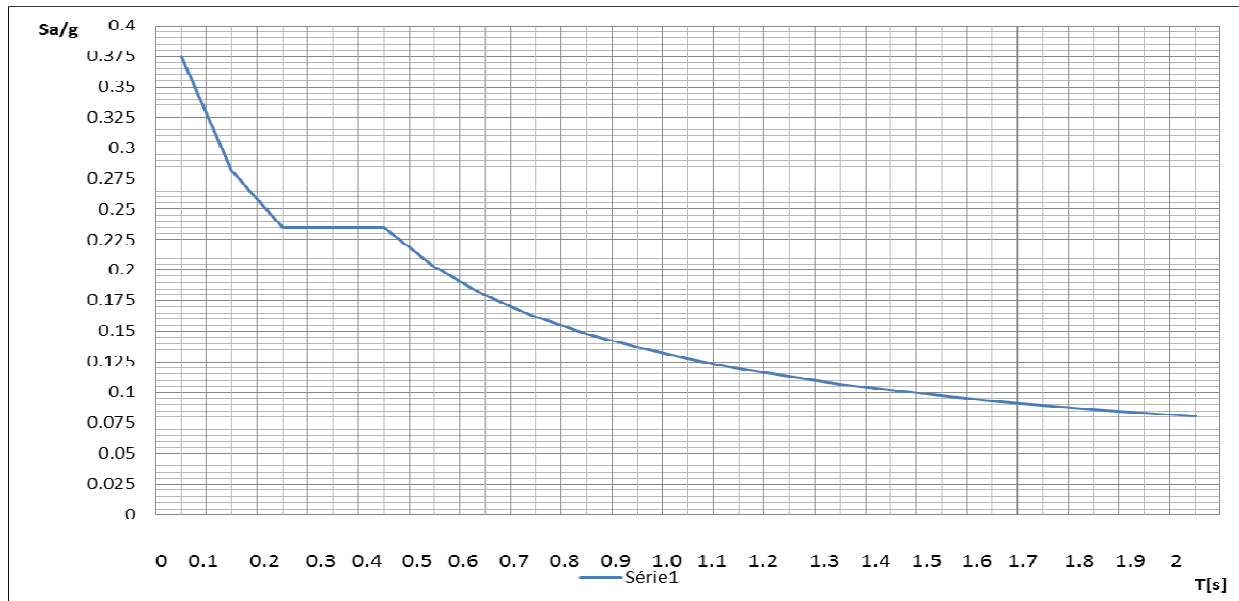


Figure VI.1 : Spectre de réponse de la structure

Avec :

- $\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale
- A : Coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe 1B} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.30$$

- $T_1 ; T_2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, on tire ces valeurs du [RPA99v2003 /tableau 4.7]

$$\text{Site 2 : } T_1=0.15 \quad \text{et} \quad T_2=0.40$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$$\xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique ; } \xi = 10\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.76$$

Vérfications des conditions du RPA 99 v 2003

- R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le [RPA99v2003 /tableau 4.3] en fonction du système de contreventement ; Nous avons un système de contreventement mixte avec voiles porteurs.

Donc R = 3.5

- Q : facteur de qualité ; sa valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 Pq$$

Avec : P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité " q " est satisfait ou non.

Q longitudinal : Q_L=1+0.2=1.2 ; Q transversale : Q_T=1+0.2=1.2

Le logiciel Etabs va nous permettre d'avoir les résultats de cette méthode tout simplement en introduisant le spectre de réponse de la structure définit déjà.

VI.4 caractéristiques vibratoire de la structure

Le nombre de mode à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Les résultats de l'Etabs donnent ce qui suit :

Vérfications des conditions du RPA 99 v 2003

	Période propre du mode [T(s)]	Pourcentage de masse modale participante [α (%)]		
		α_{yy} (%)	α_{xx} (%)	α_{zz} (%)
Translation YY	1.156	30.39	1.58	3.42
	0.378	18.97	0.06	3.40
	0.182	9.04	0.00	0.00
	0.132	9.47	5.14	0.71
	0.123	14.05	2.81	2.28
	0.093	6.00	0.00	0.13
Translation XX	1.017	2.02	31.64	0.00
	0.333	0.23	14.53	2.41
	0.156	0.40	10.39	1.06
	0.106	0.03	14.89	4.16
Rotation ZZ	0.730	0.74	1.84	13.48
	0.274	0.18	4.72	11.06
	0.088	0.28	1.80	21.42
	0.079	0.30	2.54	9.03
	0.074	1.97	0.35	7.25
	0.066	0.03	1.01	12.47
$\Sigma\alpha_{ii}$(%)	/	94.10	93.31	92.29

Tableau VI.1 : Période propre et pourcentage de masse modale participante pour Chaque direction.

La période empirique peut être calculée avec la formule suivante : [RPA99v2003 /A.4.2.4]

$$T(s) = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

Avec :

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Vérifications des conditions du RPA 99 v 2003

➤ Direction XX

$h_n = 58.2\text{m}$ $C_T = 0.05$ $T = 1.054\text{s}$ Valeur de **T** majoré de 30% **$T = 1.370\text{s}$** .

➤ Direction YY

$h_n = 58.2\text{m}$ $C_T = 0.05$ $T = 1.054\text{s}$ Valeur de **T** majoré de 30% **$T = 1.370\text{s}$** .

La période fondamentale obtenue par l'Etabs **$T = 1.156\text{s} < 1.370\text{s}$** **Condition vérifiée.**

VI.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base : (Art 4.3.6. RPA 99/Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_s pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante :

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

Avec :

- **A : Coefficient d'accélération de zone** [RPA99v2003 /tableau 4.1]

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe 1B} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A = 0.30}$$

- **Le facteur d'amplification dynamique**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \left[\frac{3.0}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. [RPA99v2003 /tableau 4.7]

La nature du sol : **meuble (site S₂)** \Rightarrow **$T_2 = 0.40\text{s}$**

$\eta = 0.76$ Facteur de correction d'amortissement.

Vérifications des conditions du RPA 99 v 2003

$$T_2 = 0.40 \text{ s} < T = 0.938 \text{ s.}$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{0.4}{1.184} \right)^{2/3} \Rightarrow D = 0.922$$

- **Facteur de comportement de la structure** [RPA99v2003 /tableau 4.3]

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée en fonction du système de contreventement ; Nous avons un système de contreventement mixte avec voiles porteurs.

$$R = 3.5$$

- **Facteur de qualité Q** [RPA99v2003 /tableau 4.4]

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec : P_q : Pénalité à retenir selon le critère est satisfait ou non.

Q longitudinal : $Q_L = 1 + 0.2 = 1.2$; **Q** transversale : $Q_T = 1 + 0.2 = 1.2$

- **Poids total de la structure W**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. [RPA99v2003 /tableau 4.5]

$$W = 44804 \text{ t}$$

- ❖ **Sens X-X**

$$V_{XX} = \frac{0.3 \times 0.922 \times 1.2}{3.5} \times 44804 = 4249 \text{ t.}$$

- ❖ **Sens Y-Y**

Vérfications des conditions du RPA 99 v 2003

$$V_{yy} = \frac{0.3 \times 0.922 \times 1.2}{3.5} \times 44804 = 4249 \text{ t.}$$

❖ Sens X-X

$$V_D = 11359.5 \text{ t} > 0.8 V_S = 0.8 \times 4249 = 3399.2 \text{ t} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Sens Y-Y

$$V_D = 11504.5 \text{ t} > 0.8 V_S = 0.8 \times 4249 = 3399.2 \text{ t} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.6. Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e \quad [\text{RPA99v2003 / A.5.10}]$$

Vérifications des conditions du RPA 99 v 2003

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

❖ Direction XX

Niveau	δ_{ek} [m]	R	δ_k [m]	δ_{k-1} [m]	Δ_k [m]	1% h [m]	Observation
12 ème étage	0.0495	3.5	0.17325	0.16205	0.0112	0.036	Vérifiée
11 ème étage	0.0463	3.5	0.16205	0.1477	0.01435	0.036	Vérifiée
10 ème étage	0.0422	3.5	0.1477	0.133	0.0147	0.036	Vérifiée
9 ème étage	0.038	3.5	0.133	0.1176	0.0154	0.036	Vérifiée
8 ème étage	0.0336	3.5	0.1176	0.10185	0.01575	0.036	Vérifiée
7 ème étage	0.0291	3.5	0.10185	0.08645	0.0154	0.036	Vérifiée
6 ème étage	0.0247	3.5	0.08645	0.07105	0.0154	0.036	Vérifiée
5 ème étage	0.0203	3.5	0.07105	0.05635	0.0147	0.036	Vérifiée
4 ème étage	0.0161	3.5	0.05635	0.04515	0.0112	0.036	Vérifiée
3 ème étage	0.0129	3.5	0.04515	0.0336	0.01155	0.036	Vérifiée
2 ème étage	0.0096	3.5	0.0336	0.02275	0.01085	0.036	Vérifiée
1 ème étage	0.0065	3.5	0.02275	0.0133	0.00945	0.036	Vérifiée
RDC	0.0038	3.5	0.0133	0.00525	0.00805	0.042	Vérifiée
1er s/sol	0.0015	3.5	0.00525	0.0028	0.00245	0.036	Vérifiée
2ème s/sol	0.0008	3.5	0.0028	0.0014	0.0014	0.036	Vérifiée
3ème s/sol	0.0004	3.5	0.0014	0	0.0014	0.036	Vérifiée

Tableau VI.2 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens XX

Vérifications des conditions du RPA 99 v 2003

❖ *Direction YY*

Niveau	δ_{ek} [m]	R	δ_k [m]	δ_{k-1} [m]	Δ_k [m]	1% h [m]	Observation
12 ème étage	0.0608	3.5	0.2128	0.19775	0.01505	0.036	Vérifiée
11 ème étage	0.0565	3.5	0.19775	0.182	0.01575	0.036	Vérifiée
10 ème étage	0.052	3.5	0.182	0.16485	0.01715	0.036	Vérifiée
9 ème étage	0.0471	3.5	0.16485	0.147	0.01785	0.036	Vérifiée
8 ème étage	0.042	3.5	0.147	0.12845	0.01855	0.036	Vérifiée
7 ème étage	0.0367	3.5	0.12845	0.1099	0.01855	0.036	Vérifiée
6 ème étage	0.0314	3.5	0.1099	0.09135	0.01855	0.036	Vérifiée
5 ème étage	0.0261	3.5	0.09135	0.0637	0.02765	0.036	Vérifiée
4 ème étage	0.0182	3.5	0.0637	0.05145	0.01225	0.036	Vérifiée
3 ème étage	0.0147	3.5	0.05145	0.03885	0.0126	0.036	Vérifiée
2 ème étage	0.0111	3.5	0.03885	0.02625	0.0126	0.036	Vérifiée
1 ème étage	0.0075	3.5	0.02625	0.01505	0.0112	0.042	Vérifiée
RDC	0.0043	3.5	0.01505	0.0056	0.00945	0.042	Vérifiée
1er s/sol	0.0016	3.5	0.0056	0.0035	0.0021	0.036	Vérifiée
2ème s/sol	0.001	3.5	0.0035	0.0014	0.0021	0.036	Vérifiée
3ème s/sol	0.0004	3.5	0.0014	0	0.0014	0.036	Vérifiée

Tableau VI.3 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens YY

Conclusion

Vérfications des conditions du RPA 99 v 2003

On constate que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

VI.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

IV.7.1 Vérification de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «K».

V_K : effort tranchant d'étage au niveau «K».

Δ_K : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau «K-1».

h_k : hauteur d'étage «K».

Les résultats trouvés montrent que l'effet P-Δ peut être négligé, le résumé des calculs est représenté sous forme d'un tableau

Vérifications des conditions du RPA 99 v 2003

Niveau	P(t)	Hk(m)	Direction xx			Direction yy		
			$\Delta k(m)$	Vk	θ_x	$\Delta k(m)$	Vk	θ_x
12 ème étage	1976.17	3.6	0.0112	646.57	0.0095	0.01505	621.6	0.0133
11 ème étage	4468.91	3.6	0.01435	1208.62	0.0147	0.01575	1140.65	0.0171
10 ème étage	7106.17	3.6	0.0147	1552.03	0.0187	0.01715	1455.06	0.0233
9 ème étage	9663.94	3.6	0.0154	1786.22	0.0231	0.01785	1684.34	0.0284
8 ème étage	13080.88	3.6	0.01575	1996.11	0.0287	0.01855	1884.4	0.0358
7 ème étage	15811.68	3.6	0.0154	2196.77	0.0308	0.01855	2051.39	0.0397
6 ème étage	18542.89	3.6	0.0154	2375.93	0.0334	0.01855	2183.98	0.0437
5 ème étage	21273.86	3.6	0.0147	2527.48	0.0344	0.02765	2302.72	0.0710
4 ème étage	26012.45	3.6	0.0112	2797.77	0.0289	0.01225	2611.16	0.0339
3 ème étage	31699.03	3.6	0.01155	3183.19	0.0319	0.0126	3096.25	0.0358
2 ème étage	37421.42	3.6	0.01085	3566.58	0.0316	0.0126	3515.08	0.0373
1 ème étage	43207.1	3.6	0.00945	3911.6	0.0290	0.0112	3882.87	0.0346
RDC	49710.18	4.2	0.00805	4247.97	0.0224	0.00945	4260.66	0.0263
1er s/sol	66572.62	3.6	0.00245	5252.78	0.0086	0.0021	5311.43	0.0073
2ème s/sol	83965.34	3.6	0.0014	6650.42	0.0049	0.0021	6783.02	0.0072
3ème s/sol	101040.02	3.6	0.0014	7420.04	0.0053	0.0014	7613.98	0.0052

Tableau VI.4 : justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

VI.8. Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$\gamma = \frac{N_d}{B_c F_{c28}} \leq 0.3$$

$$\gamma = \frac{3653.7}{(0.90)^2 \cdot 25000} = 0.18 < 0.30 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Section brute du béton égale à $90 \times 90 \text{ cm}^2$

F_{c28} : La résistance caractéristique de béton.

VI.8.1. Justification de l'interaction portiques-voiles

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés des résultats de calcul faits par le logiciel

➤ **Charges sismiques reprise par les poteaux**

Sens xx : 3674.37 t (32.35%)

Sens yy : 4181.49 t (36.35%)

➤ **Charges sismiques reprise par les voiles**

Sens xx : 11359.5 t (67.65%)

Sens yy : 11504.5 t (63.65%)

Les charges verticales revenantes aux portiques et aux voiles sont :

➤ **Charges verticales reprise par les portiques :** 64297.53 t (58.63%)

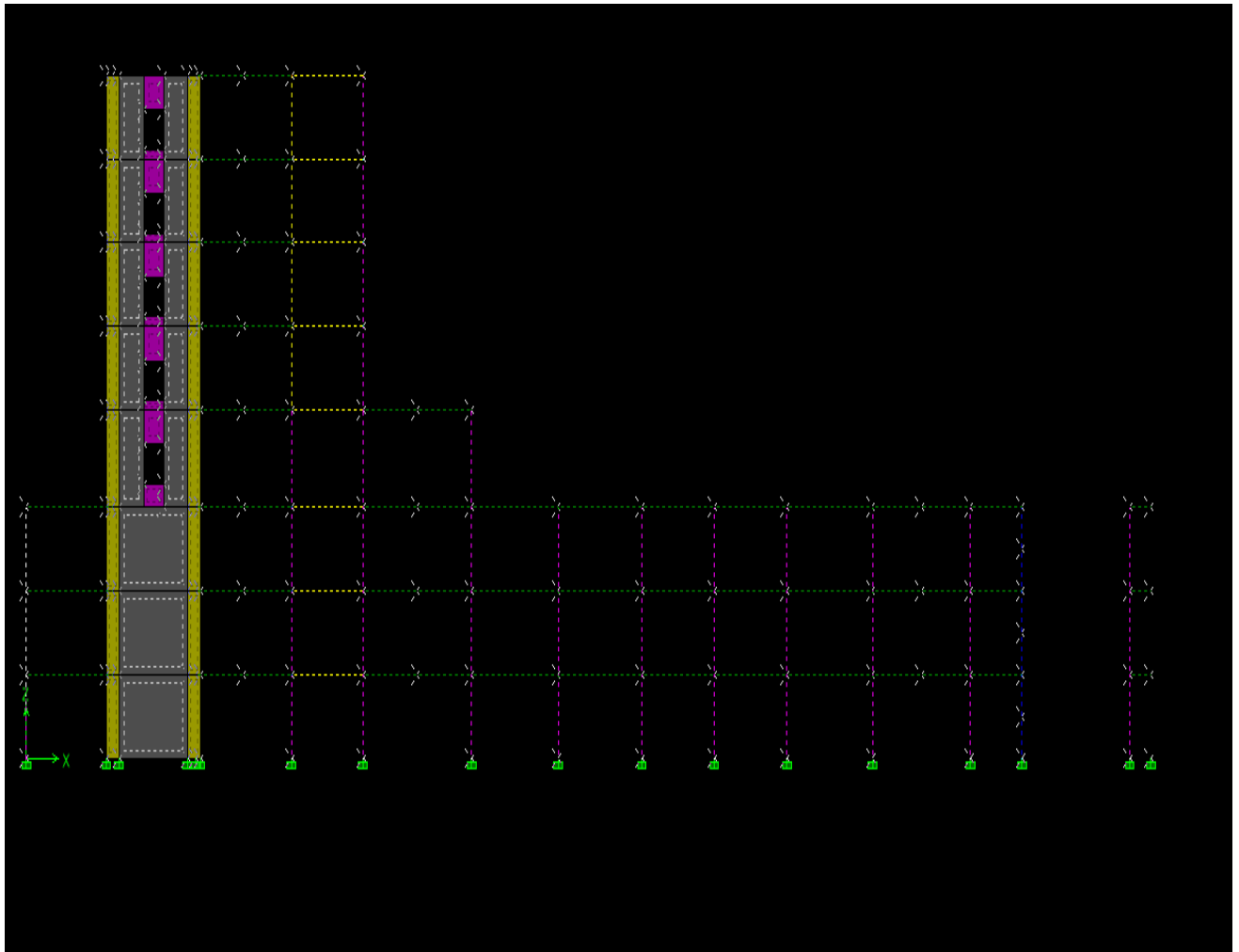
➤ **Charges verticales reprise par les voiles:** 45363.31 t (41.37%)

Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. **Vérifiée. (R=3.5).**

VI.8. Etude thermique

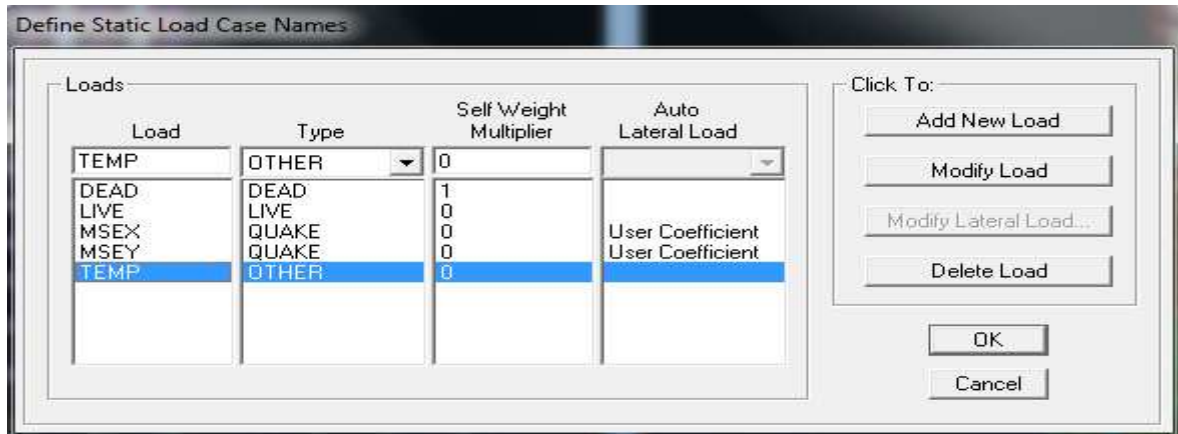
La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de température provoque un raccourcissement de ces derniers ; et vu que la longueur de notre bâtiment dépasse les longueurs admissibles par le RPA en zone III on a procédé à un calcul à la température en suivant les étapes suivantes :

- 1- Vu qu'on ignore la direction du soleil nous avons pris la plus grande longueur du bâtiment exposée au soleil puis on a sélectionné tous les éléments de la façade

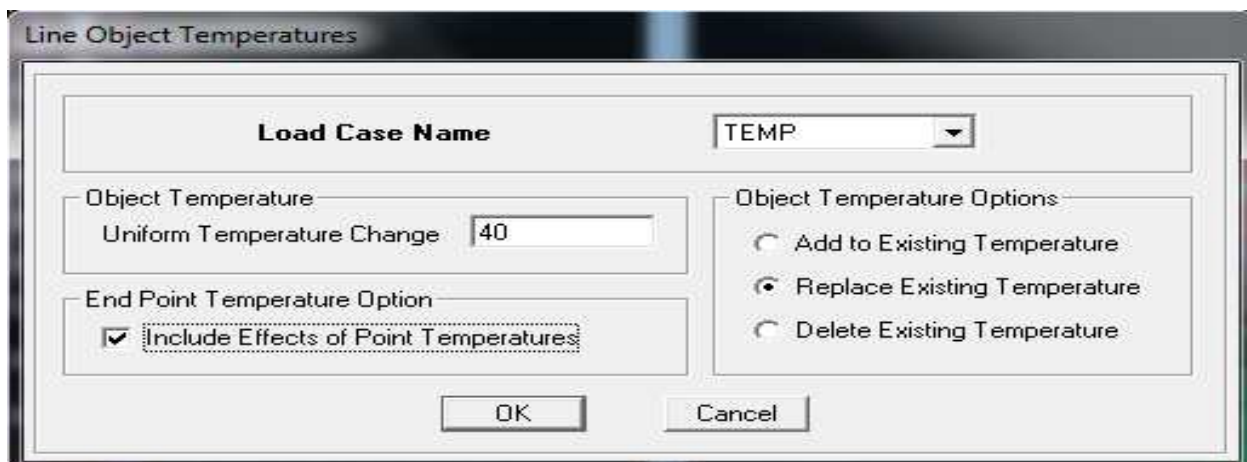


Vérifications des conditions du RPA 99 v 2003

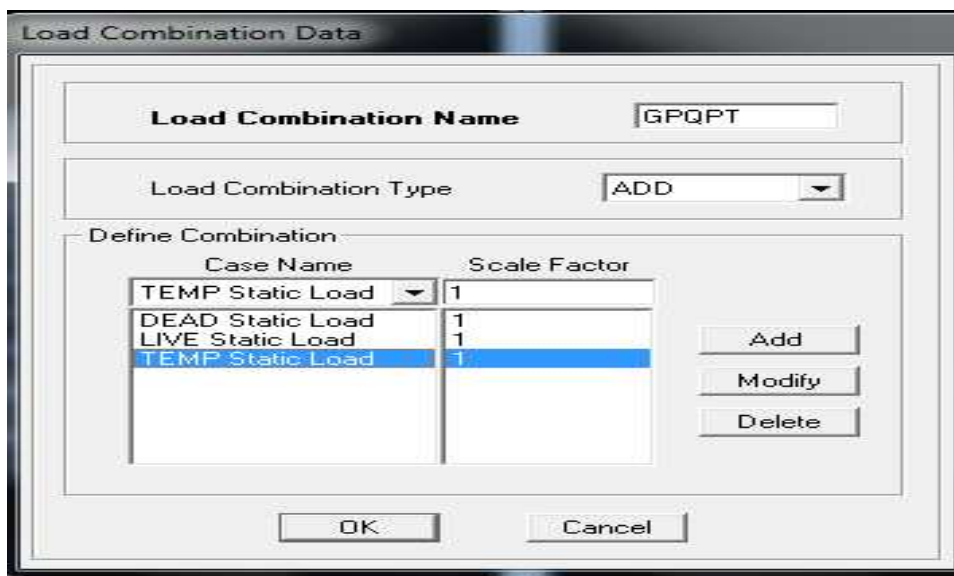
2- Nous avons définis la température :



3-Nous avons introduit la température :



4-Nous avons introduit la combinaison G+Q+T :



Vérifications des conditions du RPA 99 v 2003

5-Nous avons extrait les efforts internes :

Nous avons choisi le poteau du sous-sol ensuite on a extrait les efforts pour et pour la combinaison G+Q+T et pour G+Q+E.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Efforts (t)	G+Q+T	G+Q+E
N_{\max}	285.48	346.18

Tableau VI.5: efforts sous différentes combinaisons

Conclusion

D'après les résultats obtenus on constate que les efforts trouvés par la combinaison G+Q+E sont supérieurs à ceux donnés par la combinaison G+Q+T donc on continue l'étude de notre ouvrage au séisme, on conclue que les joints ne sont pas nécessaires.

Conclusion générale

Toutes les conditions du RPA 99 version 2003 sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles).

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Détermination des efforts et ferrailage de la structure

VII.1 Ferrailage des poutres	155 -
VII. 1.1 Recommandation du RPA pour le ferrailage des poutres	155 -
VII.1.2 Etapes de calcul à l'ELU.....	157 -
VII.1.3 Ferrailage	158 -
VII. 1.3.1 Calcul des armatures longitudinales	158 -
VII. 1.3.2 Armatures transversales	162 -
VII.1.4 Vérification à l'ELU	163 -
VII.1.4.1 Vérification de la condition de non fragilité	163 -
VII.1.4.2 Influence de l'effort tranchant aux appuis	163 -
VII.1.4.3 Justification sous sollicitation d'effort tranchant	163 -
VII.1.4.4 Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres	165 -
VII.1.4.5 Calcul de la longueur de scellement des barres	165 -
VII.1.5 vérification à l'ELS.....	166 -
VII.1.5.1 Etat limite d'ouverture des fissures.....	166 -
VII.1.5.2 Etat limite de compression du béton	166 -
VI.1.5.3 ELS vis-à-vis des déformations.....	171
VII.2 Ferrailage des poteaux	175
VII.2.1 recommandations et exigence du RPA révision2003	175
VII.2.2 calcul du ferrailage des poteaux.....	177
VII.2.2 .1 calcul des armatures longitudinal.....	177
VII.2.2 .2 Vérification à l'ELU	183
VII.2.2.3 armatures transversales	186
VII.2.2.4 vérification à l'ELS.....	188
Introduction	194
VII.3. Etude des trumeaux.....	194
VII.3.1 Exposé de la méthode	194
VII .3.1.1 Armatures verticales	195
VII.3.1.2 Armatures horizontales	196
VII.3.1.3 Armature de couture.....	196
VII .3.1.4 Armatures transversales.....	196
VII.3.1.5 Armature pour les potelets	197
VII .3.2 Dispositions constructives	197
VII.3.3 Vérification	198

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII.3.4 Exemple de calcul.....	198
VII.4 Étude des linteaux.....	203
VII.4.1. Détermination des sollicitations.....	203
VII.4.1.1 Contraintes limites de cisaillement	203
VII.4.1.2 Ferrailage des linteaux	203
VII.4.1.3 Ferrailage minimal.....	206
VII.4.2. Exemple de calcul modèle I.....	206
VII.4.2.1 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	206
VII.4.2 Armatures longitudinales	206
VII.4.2.3 Armatures transversales.....	207
VII.4.2.4 Armatures diagonales	207
VII.4.2.5 Armatures de peau	207
VII.4.3 Exemple de calcul modèle II	207
VII.4.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	208
VII.4.3.2 Armatures longitudinales	208
VII.4.3.3 Armatures transversales.....	208

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII.1 Ferrailage des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- **ELU**.....1.35G + 1.5 Q
- **ELS**..... G+Q
- **RPA99 révision2003**..... G + Q + E
- **RPA99 révision2003**..... 0.8G ± E

VII. 1.1 Recommandation du RPA pour le ferrailage des poutres

❖ Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur du recouvrement est de 50Φ en Zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

	Section maximale		Section minimale
	Zone courante	Zone de recouvrement	
Poutre (100x45)	180	270	22.5
Poutre (80x45)	144	216	18
Poutre (65x45)	117	175.5	14.625
Nervures (55x35)	77	115.5	9.625

Tableau VII.1 : Section des armatures longitudinale

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

❖ *Armatures transversales*

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1 \right) \quad \text{en zone nodale et en travée si les armatures comprimées}$$

sont nécessaires.

- $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement

Avec :

Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Remarque

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ *Disposition constructive*

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII.1.2 Etapes de calcul à l'ELU

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis, résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

➤ *Calcul du moment réduit ultime :*

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

$$\bullet \quad f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{ll} \gamma_b = 1.5 & \text{cas général.} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{cas accidentel.} \end{array} \right.$$

➤ *Calcul du moment réduit limite :*

$$\bullet \quad \mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$10^3 \varepsilon = \frac{f_e}{200 \gamma_s} \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = \frac{400}{200 \times \gamma_s \times 1000}$$

$$\bullet \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon} \end{array} \right.$$

$\gamma_s = 1.15$ *cas général.*
 $\gamma_s = 1.$ *cas accidentel.*

On distingue deux cas :

Cas1 : $\mu < \mu_e \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

D'où :
$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

A_{st} : section d'acier tendus.

d : distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Cas2 : $\mu > \mu_e$ \rightleftharpoons la section est doublement armée (SDA)

On calcule : $M_{fl} = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$$M_f = M_{fl} + \Delta M_f$$

D'où : $A_{st} = \frac{M_f}{\beta_r \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M_f}{(d - c') \times \sigma_{st}}$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M_f}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

VII.1.3 Ferrailage

VII. 1.3.1 Calcul des armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est résumé dans le tableau suivant :

❖ **poutres (65x45) cm²**

niv	Mu TM	com	obs	Amin	As calculé	As adoptée	
1	42.844	ELU	SSA	14.625	21.99	48.25	6HA32
2	42.454	ELU	SSA	14.625	21.77	48.25	6HA32
3	42.895	ELU	SSA	14.625	22.02	48.25	6HA32
4	46.879	G+Q+E	SSA	14.625	24.34	48.25	6HA32
5	54.466	G+Q+E	SSA	14.625	28.94	48.25	6HA32
6	60.921	G+Q+E	SSA	14.625	33.05	48.25	6HA32
7	65.18	G+Q+E	SSA	14.625	35.89	48.25	6HA32
8	59.625	G+Q+E	SSA	14.625	32.21	48.25	6HA32
9	72.841	G+Q+E	SSA	14.625	41.27	48.25	6HA32
10	73.551	G+Q+E	SSA	14.625	41.79	48.25	6HA32
11	73.468	G+Q+E	SSA	14.625	41.73	48.25	6HA32
12	72.499	G+Q+E	SSA	14.625	41.02	48.25	6HA32
13	70.907	G+Q+E	SSA	14.625	39.87	48.25	6HA32
14	68.429	G+Q+E	SSA	14.625	38.12	39.27	6HA32
15	67.871	G+Q+E	SSA	14.625	37.73	39.27	6HA32
16	49.211	G+Q+E	SSA	14.625	25.73	29.45	6HA32

Tableau VII.2 : Ferrailage des poutres (65x45) en travée

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

niv	Mu TM	com	obs	Amin	As calculé	As adoptée	
1	48.803	ELU	SSA	14.625	25.48	38.84	3HA32+3HA25
2	50.224	ELU	SSA	14.625	26.34	38.84	3HA32+3HA25
3	49.185	ELU	SSA	14.625	25.71	38.84	3HA32+3HA25
4	41.955	G+Q+E	SSA	14.625	21.48	38.84	3HA32+3HA25
5	52.229	G+Q+E	SSA	14.625	27.56	38.84	3HA32+3HA25
6	58.233	G+Q+E	SSA	14.625	31.31	38.84	3HA32+3HA25
7	62.433	G+Q+E	SSA	14.625	34.05	38.84	3HA32+3HA25
8	63.317	G+Q+E	SSA	14.625	34.64	38.84	3HA32+3HA25
9	65.883	G+Q+E	SSA	14.625	36.37	38.84	3HA32+3HA25
10	67.62	G+Q+E	SSA	14.625	37.56	38.84	3HA32+3HA25
11	67.986	G+Q+E	SSA	14.625	37.81	38.84	3HA32+3HA25
12	67.161	G+Q+E	SSA	14.625	37.24	38.84	3HA32+3HA25
13	65.47	G+Q+E	SSA	14.625	36.09	38.84	3HA32+3HA25
14	63.023	G+Q+E	SSA	14.625	34.44	38.84	3HA32+3HA25
15	62.008	G+Q+E	SSA	14.625	33.77	38.84	3HA32+3HA25
16	54.816	G+Q+E	SSA	14.625	29.16	38.84	3HA32+3HA25

Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres (65x45) aux appuis

❖ *Poutres (80x45) cm²*

niv	Mu TM	com	obs	Amin	As calculé	As adoptée(cm ²)	
1	63.668	ELU	SSA	18	26.2	29.45	6HA25
2	63.084	ELU	SSA	18	25.93	29.45	6HA25
3	65.231	ELU	SSA	18	26.92	29.45	6HA25
4	40.899	ELU	SSA	18	16.2	18.85	6HA20
5	41.034	ELU	SSA	18	16.25	18.85	6HA20
6	40.705	ELU	SSA	18	16.11	18.85	6HA20
7	42.235	ELU	SSA	18	16.76	18.85	6HA20

Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres (80x45) en travée

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

niv	Mu TM	com	obs	Amin	As calculé	As adoptée	
1	44.554	ELU	SSA	18	17.75	29.45	6HA25
2	45.002	ELU	SSA	18	17.94	29.45	6HA25
3	43.551	ELU	SSA	18	17.32	29.45	6HA25
4	52.7	G+Q±E	SSA	18	21.28	29.45	6HA25
5	57.386	G+Q±E	SSA	18	23.35	29.45	6HA25
6	60.614	G+Q±E	SSA	18	24.81	29.45	6HA25
7	61.385	G+Q±E	SSA	18	25.16	29.45	6HA25

Tableau VII.5 : Ferrailage des poutres (80x45) aux appuis

❖ *Nervures (55x35) cm²*

Niv	Mu TM	Com	Obs	Amin	As calculée	As adoptée	
1.....16	43.822	ELU	SSA	9.625	30.50	39.28	8HA25

Tableau VII.6 : Ferrailage des nervures (55x35) cm² en travée

Niv	Mu TM	Com	Obs	Amin	As calculée	As adoptée	
1.....16	44.186	ELU	SSA	9.625	30.84	39.28	8HA25

Tableau VII.7 : Ferrailage des nervures (55x35) cm² aux appuis

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

❖ *Poutres (100x45) cm²*

niv	Mu TM	com	obs	Amin	As calculé	As adoptée	
1	100.998	ELU	SSA	22.5	32.99	39.28	8HA25
2	99.734	ELU	SSA	22.5	32.53	39.28	8HA25
3	103.893	ELU	SSA	22.5	34.05	39.28	8HA25
4	53.313	0.8G±E	SSA	22.5	16.57	25.13	8HA20
5	40.786	0.8G±E	SSA	22.5	12.53	25.13	8HA20
6	47.244	0.8±E	SSA	22.5	14.60	25.13	8HA20
7	37.074	0.8G±E	SSA	22.5	11.35	25.13	8HA20

Tableau VII.8 : Ferrailage des poutres (100x45) en travée

niv	Mu TM	com	obs	Amin	As calculé	As adoptée	
1	90.615	ELU	SSA	22.5	29.26	32.2	4HA25+4HA20
2	93.548	ELU	SSA	22.5	30.31	32.2	4HA25+4HA20
3	85.683	ELU	SSA	22.5	27.52	32.2	4HA25+4HA20
4	49.275	G+Q±E	SSA	22.5	15.25	32.2	4HA25+4HA20
5	53.88	G+Q±E	SSA	22.5	16.75	32.2	4HA25+4HA20
6	60.412	G+Q±E	SSA	22.5	18.91	32.2	4HA25+4HA20
7	48.102	G+Q±E	SSA	22.5	14.87	32.2	4HA25+4HA20

Tableau VII.9 : Ferrailage des poutres (100x45) aux appuis

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII. 1.3.2 Armatures transversales

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espace minimum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm} \right) \text{ en zone nodale}$$

$$S_t < \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

Avec :

Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les première armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \right) \Rightarrow \Phi_t = 10\text{mm}$$

Les résultats sont donnés par le tableau

	poutres (65x45) cm ²		poutres (80x45) cm ²		poutres(100x45) cm ²		nervures (55x35)cm ²	
	zone de recouvrement	zone nodale	zone de recouvrement	zone nodale	zone de recouvrement	zone nodale	zone de recouvrement	zone nodale
espacement max St(cm)	32.5	16.25	40	20	50	24	27.5	13.75
la largeur b (cm)	45	45	45	45	45	45	35	35
At(cm ²)	4.39	2.19	5.4	2.7	6.75	3.375	2.89	1.44
As adoptée (cm ²)	6HA10 1cadre 2 étriers	4AH10 1cadre+ 1 étrier	8AH10 1cadre+3 étrier	4AH10 1cadre+ 1étrier	9AH10 1cadre+ 4 étriers	6AH10 1cadre+ 2 étriers	4HA10 1cadre+ 1 étrier	4AH10 1cadre+ 1 étrier

Tableau VII.10 Armatures transversales minimales

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII.1.4 Vérification à l'ELU

VII.1.4.1 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres de (100x45) :** $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 97 \times \frac{2,1}{400} = 5.27 \text{ cm}^2$
- **Poutres de (80x45) :** $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 77 \times \frac{2,1}{400} = 4.18 \text{ cm}^2$
- **Poutre de (65x45) :** $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 62 \times \frac{2,1}{400} = 3.37 \text{ cm}^2$
- **Nervure (55x35) :** $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 52 \times \frac{2,1}{400} = 2.19 \text{ cm}^2$

$A_s > A_{min} \implies$ condition vérifiée.

VII.1.4.2 Influence de l'effort tranchant aux appuis

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres de (100x45) :** $T_u = 418.2 < \bar{T} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 970 \times 450 \times 25}{1.5} \times 10^{-3} = 2619 \text{ KN}$
- **Poutres de (80x45) :** $T_u = 296.9 < \bar{T} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 770 \times 450 \times 25}{1.5} \times 10^{-3} = 2079 \text{ KN}$
- **Poutres de (65x45) :** $T_u = 428.7 < \bar{T} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 620 \times 450 \times 25}{1.15} \times 10^{-3} = 2183.47 \text{ KN}$
- **Nervures de (55x35) :** $T_u = 199.5 < \bar{T} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 520 \times 350 \times 25}{1.5} \times 10^{-3} = 1092 \text{ KN}$

$T_u \leq \bar{T}_u \implies$ Condition vérifiée

VII.1.4.3 Justification sous sollicitation d'effort tranchant

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise

conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$ T_u^{\max} : effort tranchant max à l'ELU

• *Etat limite ultime du béton de l'âme*

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la condition doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right)$$

Cas générale : $\tau_u = 3.33 \text{ MPA}$

Cas accidentel : $\tau_u = 4.35 \text{ MPA}$

➤ *Poutres de (100x45)* : $\tau_u = \frac{418.2}{450 \times 970} \times 10^3 = 0.95 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$

➤ *Poutres de (80x45)* : $\tau_u = \frac{296.9}{450 \times 770} \times 10^3 = 0.85 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$

➤ *Poutres de (65x45)* : $\tau_u = \frac{428.7}{450 \times 620} \times 10^3 = 1.35 \text{ MPA} < 4.35 \text{ MPA}$

➤ *nervures de (55x35)* : $\tau_u = \frac{199.5}{350 \times 520} \times 10^3 = 1.09 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$

⇒ *Condition vérifiée*

• *Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales*

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui

une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

D'ou $A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$

➤ *Poutres de (100x45)* : $418.2 - \frac{93.548 \times 10}{0.9 \times 0.97} = -653.36 \text{ KN}$

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

➤ *Poutres de (80x45)* : $296.9 - \frac{61.385 \times 10}{0.9 \times 0.77} = -588.88 \text{ KN}$

➤ *Poutres de (65x45)* : $428.7 - \frac{67.986 \times 10}{0.9 \times 0.62} = -789.68 \text{ KN}$

➤ *nervures de (55x35)* : $199.5 - \frac{44.186 \times 10}{0.9 \times 0.52} = -744.64 \text{ KN}$

$T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0 \implies \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$

VII.1.4.4 Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ $\Psi = 1.5$ Pour les HA

$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U}$ Avec $\sum U$: le périmètre des aciers

➤ *Poutres de (100x45)* : $\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U} = \frac{418.2}{0.9 \times 970 \times 565.2} \times 10^3 = 0.85 \text{ MPa}$

➤ *Poutres de (80x45)* : $\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U} = \frac{296.9}{0.9 \times 770 \times 471} \times 10^3 = 0.91 \text{ MPa}$

➤ *Poutres de (65x45)* : $\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U} = \frac{428.7}{0.9 \times 620 \times 628} \times 10^3 = 1.22 \text{ MPa}$

➤ *Poutres de (55x35)* : $\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U} = \frac{199.5}{0.9 \times 520 \times 628} \times 10^3 = 0.67 \text{ MPa}$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Condition vérifiée}$

VII.1.4.5 Calcul de la longueur de scellement des barres

$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$ Avec $\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

➤ $\phi = 20$: $l_s = 70 \text{ cm}$

➤ $\phi = 25$: $l_s = 88.2 \text{ cm}$

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est moins égale à $0.4 l_s$ pour barres à haute adhérence.

- $\phi = 20 : l_s = 28 \text{ cm}$
- $\phi = 25 : l_s = 35.28 \text{ cm}$

VII.1.5 vérification à l'ELS

Les états limites sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures
- Etat limite de résistance du béton à la compression
- Etat limite de déformation

VII.1.5.1 Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

VII.1.5.2 Etat limite de compression du béton

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ (contrainte de traction des aciers)

A : Armatures adoptées à l'ELU.

β_1 et K_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Niv	b(cm)	d(cm)	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
1	45	62	308.66	48.25	1.729	0.830	14.64	0.068	124.31	8.491	15.00	vérifier
2	45	62	305.85	48.25	1.729	0.830	14.64	0.068	123.18	8.414	15.00	vérifier
3	45	62	309.02	48.25	1.729	0.830	14.64	0.068	124.46	8.501	15.00	vérifier
4	45	62	153.82	48.25	1.729	0.830	14.64	0.068	61.95	4.232	15.00	vérifier
5	45	62	173.96	48.25	1.729	0.830	14.64	0.068	70.06	4.786	15.00	vérifier
6	45	62	159.18	48.25	1.729	0.830	14.64	0.068	64.11	4.379	15.00	vérifier
7	45	62	159.33	48.25	1.729	0.830	14.64	0.068	64.17	4.383	15.00	vérifier
8	45	62	116.00	48.25	1.729	0.830	14.64	0.068	46.72	3.191	15.00	vérifier
9	45	62	112.90	48.25	1.729	0.830	14.64	0.068	45.47	3.106	15.00	vérifier
10	45	62	113.26	48.25	1.729	0.830	14.64	0.068	45.62	3.116	15.00	vérifier
11	45	62	118.09	48.25	1.729	0.830	14.64	0.068	47.56	3.249	15.00	vérifier
12	45	62	123.16	48.25	1.729	0.830	14.64	0.068	49.60	3.388	15.00	vérifier
13	45	62	127.38	48.25	1.729	0.830	14.64	0.068	51.30	3.504	15.00	vérifier
14	45	62	129.85	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	63.42	3.786	15.00	vérifier
15	45	62	135.13	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	65.99	3.940	15.00	vérifier
16	45	62	120.69	29.45	1.056	0.858	20.21	0.049	77.04	3.812	15.00	vérifier

Tableau VII.11 : Vérifications de l'état limite de compression du béton des poutres de (65x45) en travées

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Niv	b(cm)	d(cm)	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
1	45	62	359.15	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	175.40	10.472	15.00	vérifier
2	45	62	362.19	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	176.88	10.560	15.00	vérifier
3	45	62	354.70	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	173.23	10.342	15.00	vérifier
4	45	62	157.92	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	77.12	4.604	15.00	vérifier
5	45	62	163.87	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	80.03	4.778	15.00	vérifier
6	45	62	157.92	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	77.12	4.604	15.00	vérifier
7	45	62	160.63	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	78.45	4.683	15.00	vérifier
8	45	62	163.08	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	79.64	4.755	15.00	vérifier
9	45	62	166.78	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	81.45	4.863	15.00	vérifier
10	45	62	169.65	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	82.85	4.946	15.00	vérifier
11	45	62	172.10	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	84.05	5.018	15.00	vérifier
12	45	62	175.62	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	85.77	5.120	15.00	vérifier
13	45	62	175.62	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	85.77	5.120	15.00	vérifier
14	45	62	176.18	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	86.04	5.137	15.00	vérifier
15	45	62	196.76	39.27	1.408	0.841	16.75	0.060	96.09	5.737	15.00	vérifier
16	45	62	146.52	29.45	1.056	0.858	20.21	0.049	93.53	4.628	15.00	vérifier

Tableau VII.12 : Vérifications de l'état limite de compression du béton des poutres de (65x45) aux appuis

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Niv	b(cm)	d(cm)	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
1	45	77	459.96	29.45	0.850	0.869	23.025	0.043	233.41	10.137	15.00	vérifier
2	45	77	455.74	29.45	0.850	0.869	23.025	0.043	231.27	10.044	15.00	vérifier
3	45	77	471.26	29.45	0.850	0.869	23.025	0.043	239.15	10.386	15.00	vérifier
4	45	77	295.83	18.85	0.544	0.890	30.25	0.033	229.01	7.571	15.00	vérifier
5	45	77	296.80	18.85	0.544	0.890	30.25	0.033	229.76	7.595	15.00	vérifier
6	45	77	294.41	18.85	0.544	0.890	30.25	0.033	227.91	7.534	15.00	vérifier
7	45	77	305.52	18.85	0.544	0.890	30.25	0.033	236.51	7.818	15.00	vérifier

Tableau VII.13 : Vérifications de l'état limite de compression du béton de (80x45) en travées

Niv	b(cm)	d(cm)	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
1	45	77	322.36	29.45	0.850	0.869	23.025	0.043	163.59	7.105	15.00	vérifier
2	45	77	32.56	29.45	0.850	0.869	23.025	0.043	16.52	0.718	15.00	vérifier
3	45	77	315.22	29.45	0.850	0.869	23.025	0.043	159.96	6.947	15.00	vérifier
4	45	77	257.90	29.45	0.850	0.869	23.025	0.043	130.87	5.684	15.00	vérifier
5	45	77	254.17	29.45	0.850	0.869	23.025	0.043	128.98	5.602	15.00	vérifier
6	45	77	245.23	29.45	0.850	0.869	23.025	0.043	124.45	5.405	15.00	vérifier
7	45	77	252.05	29.45	0.850	0.869	23.025	0.043	127.91	5.555	15.00	vérifier

Tableau VII. 14 : Vérifications de l'état limite de compression du béton de (80x45) aux appuis

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Niv	b(cm)	d(cm)	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
1	45	97	730.90	39.28	0.900	0.866	22.31	0.045	221.51	9.929	15.00	vérifier
2	45	97	721.77	39.28	0.900	0.866	22.31	0.045	218.74	9.805	15.00	vérifier
3	45	97	751.91	39.28	0.900	0.866	22.31	0.045	227.88	10.214	15.00	vérifier
4	45	97	59.14	25.13	0.576	0.888	29.59	0.034	27.32	0.923	15.00	vérifier
5	45	97	63.33	25.13	0.576	0.888	29.59	0.034	29.26	0.989	15.00	vérifier
6	45	97	58.92	25.13	0.576	0.888	29.59	0.034	27.22	0.920	15.00	vérifier
7	45	97	73.28	25.13	0.576	0.888	29.59	0.034	33.85	1.144	15.00	vérifier

Tableau VII.15 : Vérifications de l'état limite de compression du béton de (100x45) en travées

Niv	b(cm)	d(cm)	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
1	45	97	656.75	32.20	0.738	0.876	25.2	0.040	240.03	9.525	15.00	vérifier
2	45	97	678.05	32.20	0.738	0.876	25.2	0.040	247.82	9.834	15.00	vérifier
3	45	97	621.06	29.45	0.675	0.880	26.67	0.037	247.06	9.263	15.00	vérifier
4	45	97	78.00	25.13	0.576	0.888	29.59	0.034	36.03	1.218	15.00	vérifier
5	45	97	72.62	25.13	0.576	0.888	29.59	0.034	33.55	1.134	15.00	vérifier
6	45	97	73.78	25.13	0.576	0.888	29.59	0.034	34.08	1.152	15.00	vérifier
7	45	97	60.87	25.13	0.576	0.888	29.59	0.034	28.12	0.950	15.00	vérifier

Tableau VII.16 : Vérifications de l'état limite de compression du béton de (100x45) aux appuis

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Niv	b(cm)	d(cm)	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
1...16	35	52	316.03	39.28	2.158	0.819	12.62	0.079	188.92	14.970	15.00	vérifier

Tableau VII.17 : Vérifications de l'état limite de compression du béton de (55x35) en travées

Niv	b(cm)	d(cm)	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
1...16	35	52	315.15	39.28	2.158	0.819	12.62	0.079	188.39	14.928	15.00	vérifier

Tableau VII.18 : Vérifications de l'état limite de compression du béton de (55x35) aux appuis

VI.1.5.3 ELS vis-à-vis des déformations

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction

Les résultats de vérifications de la flèche pour les poutres sont donnés dans les tableaux suivant :

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Niv	L	flèche donnée par l'etabs	flèche admissible
1	8.39	0.004	0.01678
2	8.39	0.004	0.01678
3	8.39	0.004	0.01678
4	6.75	0.001	0.0135
5	6.65	4.3×10^{-4}	0.013
6	6.75	0.001	0.0135
7	6.75	0.001	0.0135
8	6.75	9.186×10^{-4}	0.0135
9	8.8976	0.002	0.0177952
10	8.8976	0.002	0.0177952
11	5.4	2.280×10^{-4}	0.0108
12	5.4	2.360×10^{-4}	0.0108
13	5.4	2.425×10^{-4}	0.0108
14	5.4	2.460×10^{-4}	0.0108
15	5.4	2.540×10^{-4}	0.0108
16	5.4	2.332×10^{-4}	0.0108

Tableau VII.19 : Vérifications de la flèche en travée des poutres de (65x45)

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Niv	L	Flèche donnée par l'etabs	Flèche admissible
1	8.85	0.002	0.0177
2	8.85	0.002	0.0177
3	8.85	0.003	0.0177
4	9.266	0.002	0.018532
5	9.266	0.002	0.018532
6	9.266	0.002	0.018532
7	9.266	0.002	0.018532

Tableau VII.20 : Vérifications de la flèche en travée des poutres de (80x45)

Niv	L	Flèche donnée par l'etabs	Flèche admissible
1	12.4	0.004	0.0248
2	12.4	0.004	0.0248
3	12.4	0.005	0.0248
4	11.07	4.451×10^{-4}	0.02214
5	11.07	4.850×10^{-4}	0.02214
6	11.07	4.425×10^{-4}	0.02214
7	11.07	6.214×10^{-4}	0.02214

Tableau VII.21 : Vérifications de la flèche en travée des poutres de (100x45)

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Niv	L	flèche donnée par l'etabs	flèche admissible
1	4.8752	9.268×10^{-4}	0.0097504
2	4.8752	9.136×10^{-4}	0.0097504
3	4.8752	9.432×10^{-4}	0.0097504
4	4.8752	2.745×10^{-4}	0.0097504
5	4.8752	2.802×10^{-4}	0.0097504
6	4.8752	2.856×10^{-4}	0.0097504
7	4.8752	2.892×10^{-4}	0.0097504
8	3.635	8.270×10^{-5}	0.00727
9	3.635	8.338×10^{-5}	0.00727
10	3.635	8.393×10^{-5}	0.00727
11	3.635	8.439×10^{-5}	0.00727
12	3.635	8.478×10^{-5}	0.00727
13	3.635	8.529×10^{-5}	0.00727
14	3.635	8.530×10^{-5}	0.00727
15	3.635	8.863×10^{-5}	0.00727
16	3.635	7.846×10^{-5}	0.00727

Tableau VII.22 : Vérifications de la flèche en travée des nervures

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées.

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivant :

	γ_s	F_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	F_c (MPa)	F_c / γ_s (MPa)
situation durable	1.15	25	14.2	400	348
situation accidentelle	1	25	18.48	400	400

Tableau VII.23 : valeurs des coefficients de sécurités et les contraintes limites

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- **ELU**.....1.35G + 1.5 Q
- **ELS**..... G+Q
- **RPA99 révision2003**..... G + Q + E
- **RPA99 révision2003**..... 0.8G ± E

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximum et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximum et l'effort normal correspondant.
- Moment fléchissant minimum et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

Section partiellement comprimée (SPC)

Section entièrement comprimée (SEC)

Section entièrement tendue (SET)

VII.2.1 recommandations et exigence du RPA révision2003

❖ armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0.9%** de la section du poteau en (**Zone III**).
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de **6%** de la section du poteau

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de **4%** de la section du poteau
- Le diamètre minimum est de **12 cm**
- La longueur minimale de recouvrement est de **50 Φ** en Zone III.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm** Zone III
- les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

	Section maximale (cm ²)		Section minimale (cm ²)
	zone courante	zone de recouvrement	
poteaux (90x90)	324	486	72.9
poteaux (70x70)	196	294	44.1
poteaux (50x50)	100	150	22.5
poteaux (Φ 90)	254.34	381.51	57.23
poteaux (Φ 70)	153.86	230.79	34.62

VII.24 : des sections max et min des armatures longitudinales

❖ Les armatures transversales

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant il est pris égale à :

$$\rho_a = \begin{matrix} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 & \text{ou} & 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{matrix}$$

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Avec : λ_g : l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; L_f : 0.7 h_e$$

$$\lambda_g = \frac{4 * L_f}{D} \quad (\text{section circulaire})$$

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur maximal est fixé dans la zone comme suit :

$$\text{Zone nodale : } t \leq 10 \text{ cm} \quad (\text{zone III})$$

$$\text{Zone courante : } t \leq \min \left(\frac{b_1}{2} \quad ; \quad \frac{h_1}{2} \quad ; 10 \Phi_1 \right)$$

Avec :

Φ : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Le pourcentage d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t * b_1}$ est donné comme suit :

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

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

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

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_1$ minimum
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminés en nombres et diamètre suffisant ($\Phi > 12 \text{ mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux

VII.2.2 calcul du ferrailage des poteaux

VII.2.2.1 calcul des armatures longitudinal

Convention : $N > 0 \quad \Rightarrow \quad \text{compression}$

$N < 0 \quad \Rightarrow \quad \text{traction}$

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel de calcul et de dessin intégré d'éléments en béton armé **GenieCad 2010** de Mr **CHEKIRED ABDENOUR**.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

❖ Poteaux (90x90) cm²

Niv	solicitation retenue N(t) , M(tm)			Amin (cm ²)	As calculée (cm ²)		As totale adopté cm ²	
					Suivant X-X	Suivant Y-Y		
	Nmin	M2	M3		A calculée	A calculée		
1	-28.51	0.37	0.52	72.9	8.44	8.54	83.97	4HA25+8HA32
2	-56.9	1.46	4.73	72.9	17.26	19.58	83.97	4HA25+8HA32
3	-90.41	20.98	16.57	72.9	40.34	37.32	83.97	4HA25+8HA32
4	-138.71	6.97	6.81	72.9	44.64	44.54	83.97	4HA25+8HA32
5	-124.17	8.11	11.68	72.9	41.24	43.68	83.97	4HA25+8HA32
6	-122.98	10.21	13.71	72.9	42.34	44.74	83.97	4HA25+8HA32
7	-120.74	10.91	16.11	72.9	42.18	45.74	83.97	4HA25+8HA32
8	-117.38	16.76	23.79	72.9	45.2	50.02	83.97	4HA25+8HA32
9	-109.66	12.56	18.07	72.9	40.12	43.88	83.97	4HA25+8HA32
10	-96.34	14.19	21.78	72.9	37.4	42.6	83.97	4HA25+8HA32
11	-80.65	15.1	23.61	72.9	33.52	39.34	83.97	4HA25+8HA32
12	-64.06	15.79	25.24	72.9	29.22	35.68	83.97	4HA25+8HA32
13	-47.21	15.84	27.09	72.9	24.4	31.96	83.97	4HA25+8HA32
14	-31.07	14.89	22.89	72.9	19.08	24.4	83.97	4HA25+8HA32
15	-15.66	17.48	43.48	72.9	16.24	33.86	83.97	4HA25+8HA32
16	-9.6	27.21	26.13	72.9	21.02	20.3	83.97	4HA25+8HA32

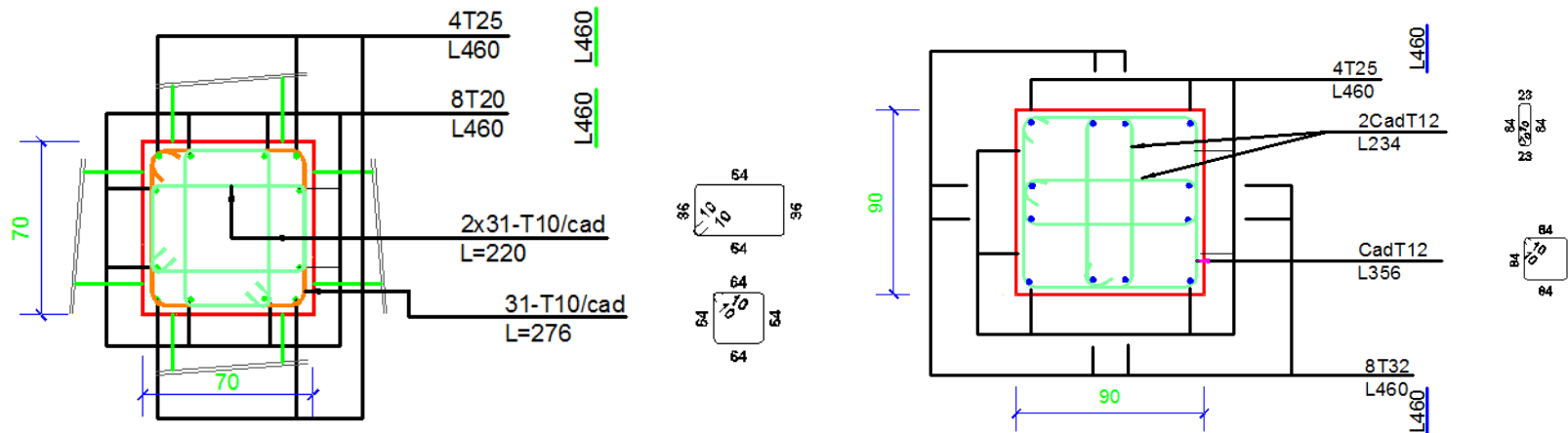
VII.25 : Tableau ferrailage des poteaux de (90x90) cm²

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

❖ *Poteaux (70x70) cm²*

Niv	solicitation retenue N(t) , M(tm)			Amin (cm ²)	As calculée (cm ²)		As totale adoptée cm ²	
	Nmin	M2	M3		Suivant X-X	Suivant Y-Y		
5	15.35	10	10.02	44.1	0	0	44.77	4HA25+8HA20
6	10.96	12.34	12.3	44.1	7.54	7.5	44.77	4HA25+8HA20
7	7.39	10.91	11.49	44.1	7.3	7.82	44.77	4HA25+8HA20
8	4.77	23.06	25.25	44.1	19.68	20.96	44.77	4HA25+8HA20

VII.26 : Tableau ferrailage des poteaux de (70x70) cm²



DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

❖ *Poteaux (50x50) cm²*

Niv	solicitation retenue N(t) , M(tm)			Amin (cm ²)	As calculée (cm ²)		As totale adoptée cm ²	
	Nmin	M2	M3		Suivant X-X	Suivant Y-Y		
							1	-59.09
2	-36.54	1.84	1.77	22.5	12.9	12.8	51.80	4HA32+4HA25
3	-22.19	2.08	1.07	22.5	9.08	7.76	51.80	4HA32+4HA25
4	-37.8	6.65	5.16	22.5	19.54	17.6	51.80	4HA32+4HA25
5	-37.18	9.81	15.03	22.5	23.38	29.94	51.80	4HA32+4HA25
6	-40.51	11.18	16.56	22.5	26.08	32.88	51.80	4HA32+4HA25
7	-51.19	11.97	17.61	22.5	30.3	37.36	51.80	4HA32+4HA25
8	-71.67	11.23	16.16	22.5	35.28	41.68	51.80	4HA32+4HA25
9	-67.83	12.80	16.44	22.5	36.22	40.86	51.80	4HA32+4HA25
10	-54.89	13.61	17.04	22.5	33.44	37.72	51.80	4HA32+4HA25
11	-40.2	13.69	16.99	22.5	29.12	33.34	51.80	4HA32+4HA25
12	-26.52	13.35	16.59	22.5	24.66	28.88	51.80	4HA32+4HA25
13	-16.35	12.68	15.9	22.5	20.84	25.08	51.80	4HA32+4HA25
14	-15.32	11.81	15.10	22.5	19.42	23.74	51.80	4HA32+4HA25
15	-28.36	10.74	13.57	22.5	21.88	24.72	51.80	4HA32+4HA25
16	-50.32	11.62	20.05	22.5	29.6	40.24	51.80	4HA32+4HA25

VII.27 : Tableau ferrailage des poteaux de (50x50) cm²

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

❖ Poteaux (Φ 90) cm

Niv	solicitation retenue N(t), M(tm)			Amin (cm ²)	As calculée (cm ²)		As totale adoptée cm ²	
	Nmin	M2	M3		Suivant X-X	Suivant Y-Y		
							1	52.57
2	29.31	0.55	1.82	57.23	0	0	96.51	12HA32
3	6.27	5.38	4.01	57.23	0	0	96.51	12HA32
4	-3.9	5.24	10.24	57.23	9.58	16.88	96.51	12HA32
5	-88.09	19.52	12.38	57.23	79.08	68.58	96.51	12HA32
6	-86.89	23.99	14.17	57.23	85.1	70.48	96.51	12HA32
7	-84.76	26.11	15.97	57.23	87.1	71.9	96.51	12HA32
8	-81.69	26.29	13.45	57.23	85.64	66.42	96.51	12HA32
9	-75.55	31.62	18.77	57.23	90.1	70.78	96.51	12HA32
10	-65.72	34.11	21.81	57.23	88.58	69.7	96.51	12HA32
11	-56.83	8.9	13.68	57.23	45.48	52.44	96.51	12HA32
12	-69.58	8.89	14.35	57.23	52.82	60.78	96.51	12HA32
13	-76.07	8.68	14.42	57.23	56.28	64.62	96.51	12HA32
14	-73.11	8.13	13.99	57.23	53.78	62.28	96.51	12HA32
15	-61.98	6.66	12.28	57.23	45.24	53.22	96.51	12HA32
16	-29.71	7.02	17.54	57.23	27.08	42.64	96.51	12HA32

VII.28 : Tableau ferrailage des poteaux de (Φ 90) cm

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

❖ Poteaux (Φ 70) cm

Niv	solicitation retenue N(t) , M(tm)			Amin (cm ²)	As calculée (cm ²)		As totale adoptée cm ²	
	Nmin	M2	M3		suivant X-X	Suivant Y-Y		
1	54.31	1.96	2.33	34.62	0	0	58.90	12HA25
2	35.23	2.66	3.22	34.62	0	0	58.90	12HA25
3	12.78	2.3	2.4	34.62	0	0	58.90	12HA25
4	-6.29	10.34	12.46	34.62	23.38	27.7	58.90	12HA25
5	10.9	15.25	7.03	34.62	23.62	6.9	58.90	12HA25
6	7.44	17.86	8.53	34.62	31.14	11.86	58.90	12HA25
7	4.82	17.03	8.15	34.62	30.88	12.6	58.90	12HA25
8	3.18	25.31	15.78	34.62	49.54	29.22	58.90	12HA25

VII.29 : Tableau ferrailage des poteaux de (Φ 70) cm

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII.2.2 .2 Vérification à l'ELU

❖ Longueur d'ancrage

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les HA32} \quad \Rightarrow \quad L_s = \frac{3.2 \times 400}{4 \times 2.8} = 114.3 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA25} \quad \Rightarrow \quad L_s = \frac{2.5 \times 400}{4 \times 2.8} = 89.3 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA20} \quad \Rightarrow \quad L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.8} = 71.4 \text{ cm}$$

Selon l' **RPA** : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 50\phi$

$$\text{Pour les HA 32 : } L = 50 \times 3.2 = 160 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 25 : } L = 50 \times 2.5 = 125 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 20 : } L = 50 \times 2.0 = 100 \text{ cm}$$

❖

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075 \Rightarrow \bar{\tau} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04 \Rightarrow \bar{\tau} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

▪

poteaux (90x90)

Pour les trois(03) sous-sols et du 2^{eme} au 12^{eme} étage :

$$L_f = 0.7 \times 2.95 = 2.065 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \Rightarrow \lambda_g = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$\lambda_g = \sqrt{12} \times \frac{2.065}{0.90} = 7.94 \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

$$D'où : \tau_u = \frac{41.81}{900 \times 900} \times 10^4 = 0.52 \text{ MPa} \quad \lambda_g = \frac{l}{i} = 1.875 \text{ MPa}$$

Pour le RDC et le 1^{er} étage :

$$L_f = 0.7 \times 3.55 = 2.485 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \sqrt{12} \times \frac{2.485}{0.90} = 9.56 \quad \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$D'où : \tau_u = \frac{27.11}{900 \times 900} \times 10^4 = 0.33 \text{ MPa} \quad \lambda_g = \frac{l}{i} = 1.875 \text{ MPa}$$

▪ **poteaux (70x70)**

Pour le 1^{er} étage :

$$L_f = 0.7 \times 3.55 = 2.485 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \sqrt{12} \times \frac{2.485}{0.70} = 12.29 \quad \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$D'où : \tau_u = \frac{17.92}{700 \times 700} \times 10^4 = 0.36 \text{ MPa} \quad \lambda_g = \frac{l}{i} = 1.875 \text{ MPa}$$

Pour le 2^{eme} étage au 4^{eme} :

$$L_f = 0.7 \times 2.95 = 2.065 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \sqrt{12} \times \frac{2.065}{0.70} = 10.2 \quad \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$D'où : \tau_u = \frac{33.45}{700 \times 700} \times 10^4 = 0.68 \text{ MPa} \quad \lambda_g = \frac{l}{i} = 1.875 \text{ MPa}$$

▪ **poteaux (50x50)**

Pour les trois(03) sous-sols et du 2^{eme} au 12^{eme} étage :

$$L_f = 0.7 \times 2.95 = 2.065 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \sqrt{12} \times \frac{2.065}{0.50} = 14.31 \quad \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

$$D'où : \tau_u = \frac{11.33}{500 \times 500} \times 10^4 = 0.45 \text{ MPa} \quad \lambda_s = \frac{l}{i} = 1.875 \text{ MPa}$$

Pour le RDC et le 1^{er} étage :

$$L_f = 0.7 \times 3.55 = 2.485 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \sqrt{12} \times \frac{2.485}{0.50} = 17.2 \quad \Rightarrow \quad \rho_b = 0.075$$

$$D'où : \tau_u = \frac{8.77}{500 \times 500} \times 10^4 = 0.35 \text{ MPa} \quad \lambda_s = \frac{l}{i} = 1.875 \text{ MPa}$$

▪ **poteaux ($\Phi 90$)**

Pour les trois(03) sous-sols et du 2^{eme} au 12^{eme} étage :

$$L_f = 0.7 \times 2.95 = 2.065 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\pi \times R^4}{4 \times \pi \times R^2}} = \sqrt{\frac{R^2}{4}} = \frac{D}{4} \quad \Rightarrow \quad \lambda_g = 4 \times \frac{l_f}{D}$$

$$\lambda_g = 4 \times \frac{2.065}{0.90} = 9.17 \quad \Rightarrow \quad \rho_b = 0.075$$

$$D'où : \tau_u = \frac{52.46}{\pi \times 450^2} \times 10^4 = 0.82 \text{ MPa} \quad \lambda_s = \frac{l}{i} = 1.875 \text{ MPa}$$

Pour le RDC et le 1^{er} étage :

$$L_f = 0.7 \times 3.55 = 2.485 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4 \times \frac{2.485}{0.90} = 11.04 \quad \Rightarrow \quad \rho_b = 0.075$$

$$D'où : \tau_u = \frac{34.69}{\pi \times 450^2} \times 10^4 = 0.54 \text{ MPa} \quad \lambda_s = \frac{l}{i} = 1.875 \text{ MPa}$$

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

▪ poteaux ($\Phi 70$)

Pour les trois(03) sous-sols et du 2^{eme} au 4^{eme} étage :

$$L_f = 0.7 \times 2.95 = 2.065 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4 \times \frac{2.065}{0.70} = 11.8 \quad \Rightarrow \quad \rho_b = 0.075$$

$$D'où : \tau_u = \frac{25.7}{\pi \times 350^2} \times 10^4 = 0.66 \text{ MPa} \quad \lambda_s = \frac{l}{i} = 1.875 \text{ MPa}$$

Pour le RDC et le 1^{er} étage :

$$L_f = 0.7 \times 3.55 = 2.485 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4 \times \frac{2.485}{0.70} = 14.2 \quad \Rightarrow \quad \rho_b = 0.075$$

$$D'où : \tau_u = \frac{14.13}{\pi \times 350^2} \times 10^4 = 0.36 \text{ MPa} \quad \lambda_s = \frac{l}{i} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.2.3 armatures transversales

❖ Espacement des armatures

Zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$ (zone III)

➤ Soit : **t=8 cm.**

Zone courante : $t \leq \min \left(\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10 \Phi_1 \right)$

Poteaux (90x90) : $t \leq \min (45 ; 45 ; 10 \times 3.2) \Rightarrow t \leq 32 \text{ cm}$

Poteaux (70x70) : $t \leq \min (35 ; 35 ; 10 \times 2.5) \Rightarrow t \leq 25 \text{ cm}$

Poteaux (50x50) : $t \leq \min (25 ; 25 ; 10 \times 3.2) \Rightarrow t \leq 25 \text{ cm}$

Poteaux ($\Phi 90$) : $t \leq \min (45 ; 10 \times 3.2) \Rightarrow t \leq 32 \text{ cm}$

Poteaux ($\Phi 70$) : $t \leq \min (35 ; 10 \times 2.5) \Rightarrow t \leq 25 \text{ cm}$

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

D'après le [BAEL91] le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} \implies \left\{ \begin{array}{l} \Phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33\text{mm} \quad \text{Soit : } \Phi_t = 10\text{mm} \\ \Phi_t \geq \frac{32}{3} = 10.66\text{mm} \quad \text{Soit : } \Phi_t = 12\text{mm} \end{array} \right.$$

Avec Φ_l : Diamètre max des armatures longitudinales

❖ d'armatures transversales minimales

Vérification de la quantité

En zone nodale $S_t=8\text{ cm}$:

➤		Poteaux de (90x90) cm ²
	$A_{\min} = 0.003 \times 90 \times 10 = 2.7\text{ cm}^2$	
➤		Poteaux de (70x70) cm ²
	$A_{\min} = 0.003 \times 70 \times 10 = 2.1\text{ cm}^2$	
➤		Poteaux de (50x50) cm ²
	$A_{\min} = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5\text{ cm}^2$	
➤		Poteaux de (Φ 90) cm
	$A_{\min} = 0.003 \times 90 \times 10 = 2.7\text{ cm}^2$	
➤		Poteaux de (Φ70) cm
	$A_{\min} = 0.003 \times 70 \times 10 = 2.1\text{ cm}^2$	

En zone courante :

➤		Poteaux de (90x90) cm ²
	$A_{\min} = 0.003 \times 90 \times 32 = 8.64\text{ cm}^2$	
➤		Poteaux de (70x70) cm ²
	$A_{\min} = 0.003 \times 70 \times 25 = 5.25\text{ cm}^2$	
➤		Poteaux de (50x50) cm ²
	$A_{\min} = 0.003 \times 50 \times 25 = 3.75\text{ cm}^2$	
➤		Poteaux de (Φ 90) cm
	$A_{\min} = 0.003 \times 90 \times 32 = 8.64\text{ cm}^2$	
➤		Poteaux de (Φ70) cm
	$A_{\min} = 0.003 \times 70 \times 25 = 5.25\text{ cm}^2$	

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII.2.2.4 vérification à l'ELS

Calcul de la section d'armatures à l'ELS

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE



Poteaux de (90x90) cm²

Niv	sollicitation retenue N(t) , M(tm)			Amin (cm ²)	As calculée (cm ²)		As totale adopté cm ²	
					Suivant X-X	Suivant Y-Y		
	Nmin	M2	M3		A calculée	A calculée		
1	39.55	0.53	0.56	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
2	24.57	0.604	0.79	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
3	9.58	1.41	1.37	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
4	19.65	7.47	2.5	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
5	62.16	0.46	0.59	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
6	45.33	0.35	0.65	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
7	28.41	0.35	0.65	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
8	11.41	0.76	0.78	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
9	131.24	2.98	0.77	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
10	117.6	3.09	0.73	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
11	97.65	3.3	0.69	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
12	77.37	3.4	0.67	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
13	56.81	3.70	0.76	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
14	36.02	2.89	0.53	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
15	14.87	7.32	1.77	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32
16	13.54	8.41	2.71	72.9	0	0	83.97	4HA25+8HA32

VII.30 : Tableau ferrailage des poteaux de (90x90) cm²

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

❖ *Poteaux de 70x70 cm²*

Niv	solicitation retenue N(t) , M(tm)			Amin (cm ²)	As calculée (cm ²)		As totale adoptée cm ²	
	Nmin	M2	M3		Suivant X-X	Suivant Y-Y		
5	88.69	0.42	1.22	44.1	0	0	44.77	4HA25+8HA20
6	65.22	0.25	1.171	44.1	0	0	44.77	4HA25+8HA20
7	42.22	0.23	0.84	44.1	0	0	44.77	4HA25+8HA20
8	19.47	0.24	1.53	44.1	0	0	44.77	4HA25+8HA20

VII.31 : Tableau ferrailage des poteaux de (70x70) cm²

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

❖ *Poteaux de 50x50 cm²*

Niv	solicitation retenue N(t) , M(tm)			Amin (cm ²)	As calculée (cm ²)		As totale adoptée cm ²	
	Nmin	M2	M3		Suivant X-X	Suivant Y-Y		
1	7	0.802	0.01	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
2	4.68	0.83	0.03	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
3	0.88	1.71	0.11	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
4	90.06	0.17	0.19	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
5	80.5	2.46	0.50	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
6	69.82	2.22	0.5	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
7	58.22	2.22	0.49	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
8	45.57	0.04	0.07	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
9	43.01	0.9	0.1	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
10	38.7	1.14	0.005	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
11	33.42	1.36	0.09	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
12	27.5	1.52	0.17	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
13	20.8	0.92	1.21	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
14	13.57	0.93	1.21	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
15	6.33	1.39	1.79	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25
16	0.3	0.12	2.89	22.5	0	0	51.80	4HA32+4HA25

VII.32 : Tableau ferrailage des poteaux de (50x50) cm²

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

❖ Poteaux (Φ 90) cm

Niv	solicitation retenue N(t), M(tm)			Amin (cm ²)	As calculée (cm ²)		As totale adoptée cm ²	
	Nmin	M2	M3		Suivant X-X	Suivant Y-Y		
1	97.32	5.59	0.006	57.23	0	0	96.51	12HA32
2	56.38	4.35	0.25	57.23	0	0	96.51	12HA32
3	14.68	11.52	0.43	57.23	0	0	96.51	12HA32
4	84.56	0.68	3.22	57.23	0	0	96.51	12HA32
5	62.41	0.61	3.21	57.23	0	0	96.51	12HA32
6	40.26	0.56	2.29	57.23	0	0	96.51	12HA32
7	18.04	10.3	6.05	57.23	0	0	96.51	12HA32
8	123.99	0.06	3.37	57.23	0	0	96.51	12HA32
9	111.49	0.27	3.86	57.23	0	0	96.51	12HA32
10	97.23	0.3	3.91	57.23	0	0	96.51	12HA32
11	82.79	0.35	4.04	57.23	0	0	96.51	12HA32
12	68.4	0.38	4.17	57.23	0	0	96.51	12HA32
13	54.12	0.37	4.19	57.23	0	0	96.51	12HA32
14	40.05	0.43	4.16	57.23	0	0	96.51	12HA32
15	26.6	0.10	3.57	57.23	0	0	96.51	12HA32
16	12.69	1.81	0.002	57.23	0	0	96.51	12HA32

VII.33 : Tableau ferrailage des poteaux de (Φ 90) cm

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

❖ Poteaux (Φ 70) cm

Niv	solicitation retenue N(t) , M(tm)			Amin (cm ²)	As calculée (cm ²)		As totale adoptée cm ²	
	Nmin		M3		Suivant X-X	Suivant Y-Y		
1	101.65	0.32	1.06	34.62	0	0	58.90	12HA25
2	72.33	0.42	1.45	34.62	0	0	58.90	12HA25
3	39.31	0.27	2.19	34.62	0	0	58.90	12HA25
4	6.38	0.59	0.09	34.62	0	0	58.90	12HA25
5	90.5	0.84	1.39	34.62	0	0	58.90	12HA25
6	67.32	1.16	1.86	34.62	0	0	58.90	12HA25
7	44.02	1.23	1.81	34.62	0	0	58.90	12HA25
8	20.66	2.07	3.49	34.62	0	0	58.90	12HA25

VII.34 : Tableau ferrailage des poteaux de (Φ 70) cm

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures horizontales.
- Armatures verticales.
- Armatures transversales.

VII.3. Etude des trumeaux

VII.3.1 Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII.3.1.1 Armatures verticales

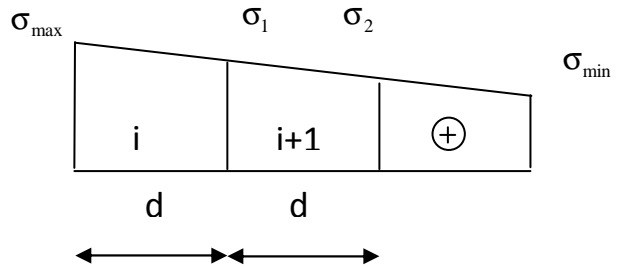
❖ Section entièrement comprimée et entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \times e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.



a. Pour une Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : section du voile

$\sigma_s = 348$ MPa

a1. Armatures minimales

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

b. Pour une Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

b1. Armatures minimales

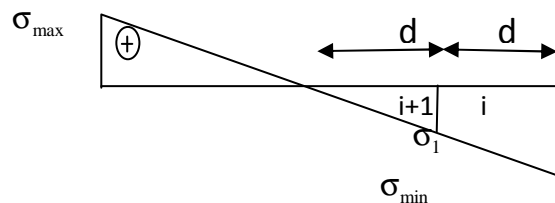
$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

❖ Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Avec : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

a. Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_c}; 0.005 B \right\}$$

VII.3.1.2 Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10\% B$ En zone courante.

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale.

VII.3.1.3 Armature de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_c} \quad \text{Avec} \quad \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.3.1.4 Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression. (Article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII.3.1.5 Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturée avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VII.3.2 Dispositions constructives

a. Espacement

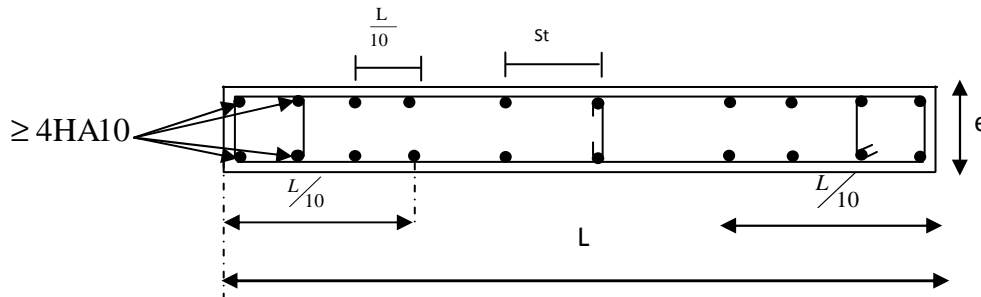
L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots[\text{RPA99v2003 /A.7.7.4.3}]$$

Avec :

e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



b. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :[RPA99v2003 /A.7.7.4.3]

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VII.3.3 Vérification

a. Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

d. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{RPA99v2003}]$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.} \quad [\text{le BAEL 91}]$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

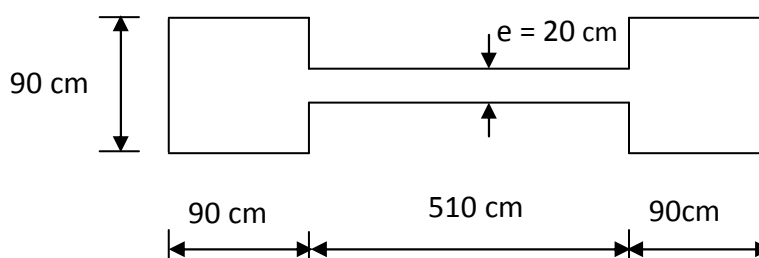
VII.3.4 Exemple de calcul

Caractéristiques géométriques :

$L = 6.90 \text{ m}$

$B_{\text{Total}} = 2.64 \text{ m}^2$

$I = 21.60 \text{ m}^4$



DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Zone I:

Sollicitations:

$$N_{\min} = 2933.00 \text{ KN} \quad M = 29270 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 14680.00 \text{ KN} \quad T=4671 \text{ KN.}$$

❖ Calcul des armatures

1. Premier cas $N = N_{\min} = 2933.00 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{2933.00}{2.64} + \frac{29270 \times 3.45}{21.60} = 5786.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{2933.00}{2.64} - \frac{29270 \times 3.45}{21.60} = -3564.08 \text{ KN/m}^2$$

2. Deuxième cas $N = N_{\max} = 14680.00 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{14680.00}{2.64} + \frac{29270 \times 3.45}{21.60} = 10235.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{14680.00}{2.64} - \frac{29270 \times 3.45}{21.60} = 885.54 \text{ KN/m}^2$$

Dans le premier cas, la section est partiellement comprimée (S.P.C) et dans le deuxième cas la section est entièrement comprimée.

Le premier cas est le plus défavorable que le deuxième.

On étudiera la partie tendue dont on calculera la, celle-ci sera conservée de part et d'autre du voile puisque l'action sismique est réversible.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{5786.05}{5786.05 + 3564.08} \times 6.90 = 4.27 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2.63 \text{ m}$$

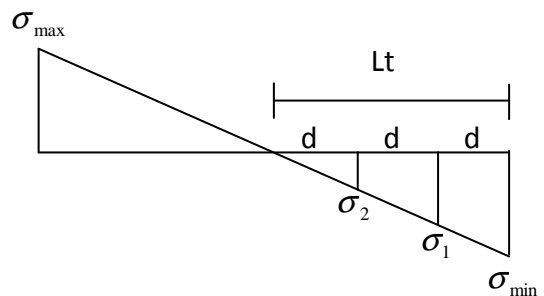
$$L_t = 2.63 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_c}{3}\right) = 1.72 \text{ m}$$

On prend : $d' = 0.90 \text{ m}$ pour la première bonde (raidisseur)

$d = 0.865 \text{ m}$ pour la 2^{ème} bonde

$d = 0.865 \text{ m}$ pour la 3^{ème} bonde



DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

a. Calcul des armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (l_t - d')}{l_t} = \frac{-3564.08 \times (2.63 - 0.90)}{2.63} = -2344.50 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{-3564.08 - 2344.50}{2} \times 0.90 \times 0.90 = 2392.98 \text{ KN}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_{\min} (l_t - d' - d)}{l_t} = \frac{-3564.08 \times (2.63 - 0.9 - 0.865)}{2.63} = -1172.25 \text{ KN/m}^2$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e = \frac{-2344.50 - 1172.25}{2} \times 0.865 \times 0.2 = -304.22 \text{ KN}$$

$$\sigma_3 = 0 \text{ t/m}^2$$

$$N_3 = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \cdot d \cdot e = \frac{-1172.25}{2} \times 0.865 \times 0.2 = 101.41 \text{ KN}$$

La section :

$$A_1 = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{2392.98 \times 10}{348} = 68.76 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{304.22 \times 10}{348} = 8.74 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = \frac{N_3}{\sigma_s} = \frac{101.41 \times 10}{348} = 2.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max \left(2.1 \times \frac{B}{f_e}, 0.002 \times B \right)$$

b. Armatures minimales : $A_{1\min} = \max \left(2.1 \times 10^4 \times 0.9 \times \frac{0.9}{348}, 0.002 \times 0.9^2 \times 10^4 \right)$

$$A_{1\min} = 48.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} = \max \left(2.1 \times 10^4 \times 0.2 \times \frac{0.865}{348}, 0.002 \times 0.2 \times 0.865 \times 10^4 \right) = 10.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{3\min} = \max \left(2.1 \times 10^4 \times 0.2 \times \frac{0.865}{348}, 0.002 \times 0.2 \times 0.865 \times 10^4 \right) = 10.43 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

bande 1: 4HA32+8HA25 = 71.44cm² st=15 cm

bande 2 : 10HA16= 20.09cm² st=15 cm

bande 3 : 10HA16= 20.09cm² st=15 cm

c. Armatures horizontales

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{71.44}{4} = 17.86 \text{ cm}^2 \quad \text{[le BAEL 91]}$$

Soit 38HA12 = 40.69 cm² **avec :** St =10cm

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

d. Armature transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

e. Vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$\geq 4 \text{ HA } 10 \quad = 30 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

f. Vérification des contraintes de cisaillement [RPA99v2003]

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 4671}{2.64} \times 10^{-3} = 2.48 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad [\text{le BAEL 91}]$$

$$\tau_u = \frac{4671}{2.64} \times 10^{-3} = 1.77 \leq \bar{\tau}_u \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{10550 \times 10^{-3}}{2.64 + 15(111.62) \times 10^{-4}} = 3.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.80 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux

❖ Ferrailage du voile VL1

VII.35: Tableau ferrailage des voiles dans différentes zones

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Caractéristiques	zone		I	II	III	IV	
	Raidisseur	(m)	0.90	0.90	0.90	0.90	
	Raidisseur	(m)	0.90	0.90	0.90	0.90	
	L	(m)	6.90	6.90	6.90	6.90	
	e	(m)	0.20	0.20	0.20	0.20	
	B	(m ²)	2.640	2.640	2.640	2.640	
	I	(m ⁴)	21.60	21.60	21.60	21.60	
	V=V'=L/2	(m)	3.45	3.45	3.45	3.45	
solicitations de calcul	N _{max}	(kN)	14680.00	11849.50	8116.70	3248.70	
	N _{min}	(kN)	2933.00	1217.00	300.90	122.10	
	M	(kNm)	29270.00	33000.40	34081.62	14445.76	
	N _s	(kN)	10550.00	7766.70	4696.60	1942.40	
	T	(kN)	4671.00	3296.20	3974.60	990.86	
	σ _{max}	(kN/m ²)	5786.05	5731.88	5557.57	2353.56	
	σ _{min}	(kN/m ²)	-3564.08	-4809.91	-5329.61	-2261.06	
	nature de la section		spc	spc	spc	spc	
	Lc	(m)	4.27	3.75	3.52	3.52	
	Lt	(m)	2.63	3.15	3.38	3.38	
	d	(m)	0.87	1.12	1.24	1.24	
	σ ₁	(kN/m ²)	-2344.50	-3434.90	-3909.55	-1659.15	
	σ ₂	(kN/m ²)	-1172.25	-1717.45	-1954.77	-829.58	
	σ ₃	(kN/m ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	
	N ₁	(kN)	-2392.98	-3339.15	-3741.86	-1587.69	
	N ₂	(kN)	-304.22	-579.19	-726.52	-308.71	
N ₃	(kN)	-101.41	-193.06	-242.17	-102.90		
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	68.76	95.95	107.52	45.62	
	A _{v2}	(cm ²)	8.74	16.64	20.88	8.87	
	A _{v3}	(cm ²)	2.91	5.55	6.96	2.96	
	A _{v min}	(cm ²)	8.65	11.24	12.39	12.40	
	choix de la section	bande1		4HA32+8HA25	12HA32	22HA20	22HA16
		bande2		10HA16	10HA16	10HA20	10HA16
		bande3		10HA16	10HA16	10HA20	10HA16
	section utilisée	bande1		71.44	96.47	114.56	40.19
		bande2		20.09	20.09	20.09	20.09
		bande3		20.09	20.09	20.09	20.09
	espacement	bande1		25	15	15	15
		bande2		20	20	20	20
		bande3		20	20	20	20
	A _h	(cm ²)	17.43	25.54	29.07	12.34	
A _{h min}	(cm ²)	20.70	20.70	20.70	20.70		
A _h choix de la section		38HA12	34HA12	34HA16	34HA13		
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	2.48	1.75	2.11	0.53	
	τ _u =2,5	τ _u	1.77	1.25	1.51	0.38	
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	3.80	2.76	1.65	0.71	

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Après le ferrailage on a pu diviser par zone les voiles :

Zone I : Sous-sol 1, sous-sol 2 et sous-sol 3

Zone II : RDC, 1^{er} étage, 2^{ème} étage, 3^{ème} étage et 4^{ème} étage, 5^{ème} étage

Zone III : 6^{ème} étage, 7^{ème} étage, 8^{ème} étage, et 9^{ème} étage

Zone IV : 10^{ème} étage, 11^{ème} étage et 12^{ème} étage.

VII.4 Étude des linteaux

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

VII.4.1. Détermination des sollicitations

Dans notre cas ils sont donnés dans le fichier résultat

VII.4.1.1 Contraintes limites de cisaillement

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

VII.4.1.2 Ferrailage des linteaux

a. Premier cas

$$\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) il devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion **A_l**

Des aciers transversaux **A_t**

Des aciers en partie courantes (de peau) **A**

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

a.1. Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$$z = h - 2d$$

h : Hauteur totale du linteau

d : Enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4 \cdot V_u$)

a.2. Aciers transversaux

- ◆ Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

Avec :

S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

- ◆ Deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e}$$

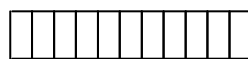
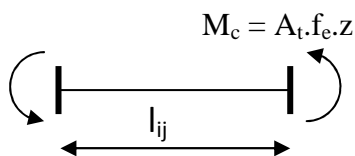
Avec :

$$V = \min (V_1 ; V_2)$$

Où : $V_1 = 2 \cdot V_u$ calcul

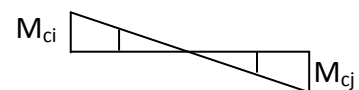
$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par :



Effort tranchant :

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$



Moment

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

b. Deuxième cas

$$\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailles longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

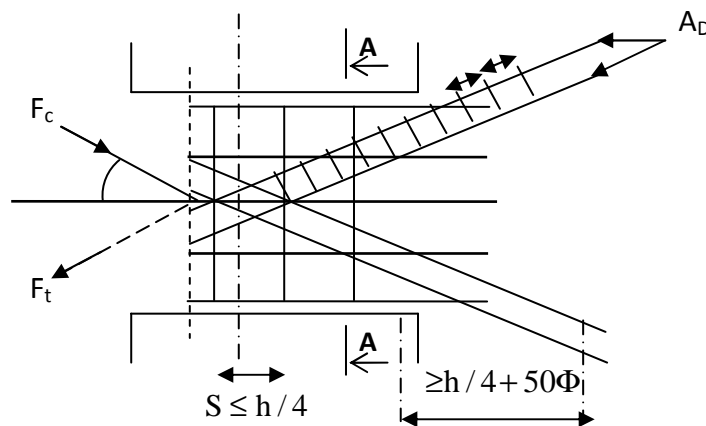
Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l} \quad V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration).}$$



Coupe A-A

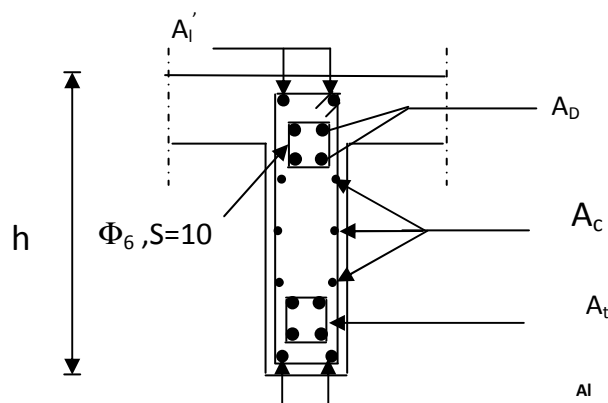


Figure VII.1 : Schéma de ferrailage de linteau

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII.4.1.3 Ferrailage minimal

- Armatures longitudinales : $A_l, A_l' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$
- Armatures transversales :

$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t$	<i>Si</i> $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$
$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t$	<i>Si</i> $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$
- Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$
- Armatures de diagonales :

$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$	<i>Si</i> $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$
$A_D = 0$	<i>Si</i> $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

VII.4.2. Exemple de calcul modèle I

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$h = 1.20 \text{ m}$$

$$l = 1.40 \text{ m}$$

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

VII.4.2.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1.4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 1644.6 \times 10}{20 \times 0.9 \times 120} = 10.65 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 10.65 \text{ MPa} > \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

VII.4.2 Armatures longitudinales

$$\tau_b = 10.65 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal :

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.15\% \times 20 \times 120 = 3.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [\text{RPA99v2003}]$$

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.23 \times \frac{2.1 \times 20 \times (120 - 3)}{400} = 2.83 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [\text{BAEL 91}]$$

Soit :

$$A = 2\text{HA16} \quad \rightleftharpoons \quad A_l = 4.02 \text{ cm}^2$$

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII.4.2.3 Armatures transversales

$$\tau_b = 10.65 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot S_t = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1.0 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_t = 2\text{HA}12 \quad \Rightarrow \quad A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

VII.4.2.4 Armatures diagonales

$$\tau_b = 10.65 \text{ MPa} > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{calcul}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{120 - 2 \times 3}{140} = 0.814 \Rightarrow \alpha = 40^\circ$$

$$A_D = \frac{1644.6 \times 10}{2 \times 400 \times 0.643} = 31.97 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_D = 4\text{HA}32 \quad A_D = 32.15 \text{ cm}^2$$

VII.4.2.5 Armatures de peau

$$A_c \geq 0.002 \cdot e \cdot h = 0.002 \times 20 \times 120 = 4.80 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_c = 4\text{HA}14 \quad A_c = 6.16 \text{ cm}^2$$

VII.4.3 Exemple de calcul modèle II

Les caractéristiques géométriques du Linteau

$$h = 1.20 \text{ m}$$

$$l = 1.040 \text{ m}$$

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

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII.4.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1.4 \cdot V_{calcul}$$
$$\tau_b = \frac{1.4 \times 159.3 \times 10}{20 \times 0.9 \times 120} = 1.03 \text{ MPa}$$
$$\tau_b = 1.03 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

VII.4.3.2 Armatures longitudinales

$$\tau_b = 1.03 \text{ MPa} < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_c}$$
$$A_l = \frac{159.3 \times 1.4 \times 10}{1.14 \times 400} = 4.89 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 4\text{HA}14 \quad A_l = 6.16 \text{ cm}$$

VII.4.3.3 Armatures transversales

$$\tau_b = 1.03 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_1 = 2 \times 159.3 = 318.6 \text{ KN}$$

$$V_2 \leq \frac{2 \times 400 \times 6.16 \times 1.14}{1.4} = 401.28 \text{ KN}$$

$$\lambda \leq \frac{l}{h} = \frac{140}{120} = 1.17 > 1$$

$$A_t \geq \frac{V \times S_t}{f_c \cdot z}$$

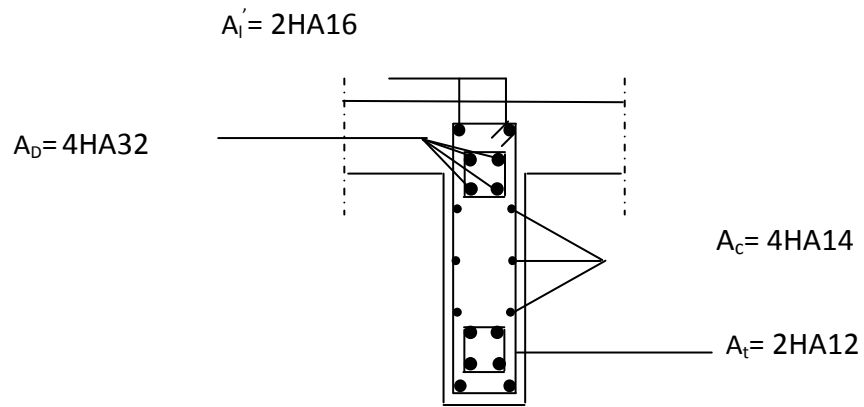
$$A_t \geq \frac{30 \times 401.28 \times 10}{400 \times (120 - 6)} = 2.59 \text{ cm}^2$$

Soit :

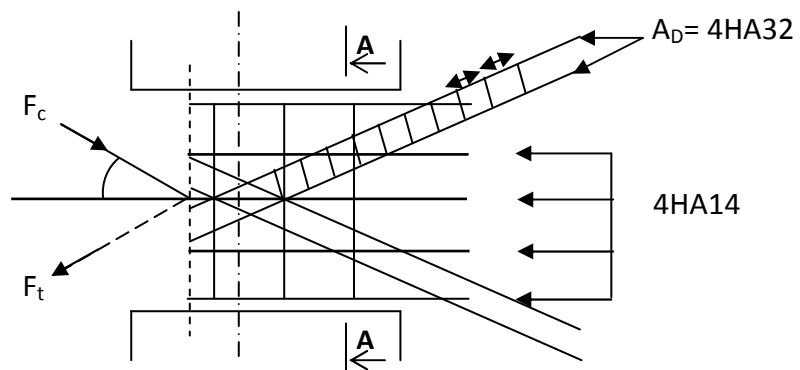
$$2\text{HA}14 \quad A_t = 3.08 \text{ cm}^2$$

DETERMINATION DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Type I :



Coupe A-A



Etude de l'infrastructure

Introduction	211
VIII Etude des fondations	211
VIII.1 Choix du type de fondation	211
VIII.2 Dimensionnement	212
VIII.2.1 Semelles filantes sous voiles	212
VIII.2.2 Semelles filantes sous poteaux	214
VIII.2.3 Etude du radier général	217
VIII.3 Ferrailage du radier	223
VIII.3.1. Ferrailage du panneau encasté sur 4 appuis	223
VIII.3.2. Ferrailage du débord	229
VIII.3.3. Ferrailage des nervures	230

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait 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).

On distingue deux types de fondation :

VIII. Etude des fondations

a. Les types de fondations

◆ Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol (semelles isolées et filantes et les radiers).

◆ Fondations profondes

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante ou lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

b. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- ◆ La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars}$.
- ◆ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.1 Choix du type de fondation

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- La facilité d'exécution.
- L'économie.

Dans notre cas on aura à choisir entre les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

VIII.2 Dimensionnement

VIII.2.1 Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

$$S = \sum S_i = 549.39 \text{ m}^2$$

Etude de l'infrastructure

Voile	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	548.37	6.65	2.75	18.28
VL2	444.16	5.40	2.74	14.81
VL3	187.11	2.10	2.97	6.24
VL4	178.71	2.10	2.84	5.96
VL5	410.10	5.40	2.53	13.67
VL6	481.53	6.65	2.41	16.05
VL7	553.69	6.15	3.00	18.46
VL8	166.03	2.06	2.69	5.53
VL9	163.63	2.06	2.65	5.45
VL10	170.71	2.06	2.76	5.69
VL11	80.42	1.30	2.06	2.68
VL12	169.37	2.06	2.74	5.65
VL13	533.93	6.15	2.89	17.80
VL14	355.67	5.13	2.31	11.86
VL15	124.71	2.06	2.02	4.16
VL16	460.81	6.60	2.33	15.36
VL17	129.68	2.06	2.10	4.32
VL18	669.45	11.45	1.95	22.32
VL19	278.32	3.75	2.47	9.28
VL20	503.51	6.60	2.54	16.78
VL21	402.40	5.13	2.61	13.41
VL22	617.83	6.15	3.35	20.59
VL23	188.48	2.90	2.17	6.28
VL24	197.76	2.90	2.27	6.59
VL27	238.52	6.00	1.33	7.95
VL28	209.53	6.00	1.16	6.98
VL31	360.37	12.48	0.96	12.01
VL32	306.67	5.80	1.76	10.22
VL33	249.03	5.45	1.52	8.30
VL34	237.39	5.45	1.45	7.91
VL37	227.80	5.80	1.31	7.59
VL38	251.30	5.80	1.44	8.38
VL39	736.99	5.80	4.24	24.57
VL40	181.06	12.48	0.48	6.04
VL41	160.53	12.48	0.43	5.35
VL42	118.64	12.48	0.32	3.95
VL44	89.54	12.48	0.24	2.98
VP1	1111.24	71.72	0.52	37.04
VP2	1291.44	78.86	0.55	43.05
VP3	1272.91	71.72	0.59	42.43
VP4	1422.42	78.86	0.60	47.41
Surface des semelles revenant aux voiles (m²)				549.39

Tableau VIII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles

VIII.2.2 Semelles filantes sous poteaux

❖ Etape de calcul

a. Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

b. Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

c. Détermination de la largeur de la semelle

Avec : e est la Coordonnée de la résultante des forces :
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

❖ Application

a. Détermination de la résultante des charges

Le calcul se fera pour un portique longitudinal (axe G)

Poteau	$N_i=G+Q$ (t)	e_i (m)	$N_i \times e_i$ (t.m)	M_i (t.m)
1	12.38	-39.43	-488.14	-0.15
2	259.73	-33.38	-8669.79	-0.29
3	358.41	-27.58	-9884.95	-2.94
4	368.66	-20.83	-7679.19	-4.82
5	326.35	-14.85	-4846.30	-0.40
6	559.58	-8.20	-4588.56	0.11
7	506.40	-4.68	-2369.95	-0.05
8	523.20	-1.28	-669.70	-2.37
9	116.84	5.29	618.08	0.67
10	129.98	12.35	1605.25	0.10
11	368.10	18.92	6964.45	0.39
12	349.27	22.32	7795.71	-0.18
13	243.42	28.47	6930.17	0.80
14	131.07	35.23	4617.60	0.50
15	10.57	39.43	416.78	0.08
Σ	4263.96		-10248.53	-8.527

Tableau VIII.2 : Réactions du portique et coordonnées de chaque effort d'un poteau

$e = 2.40$ m.

b. Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

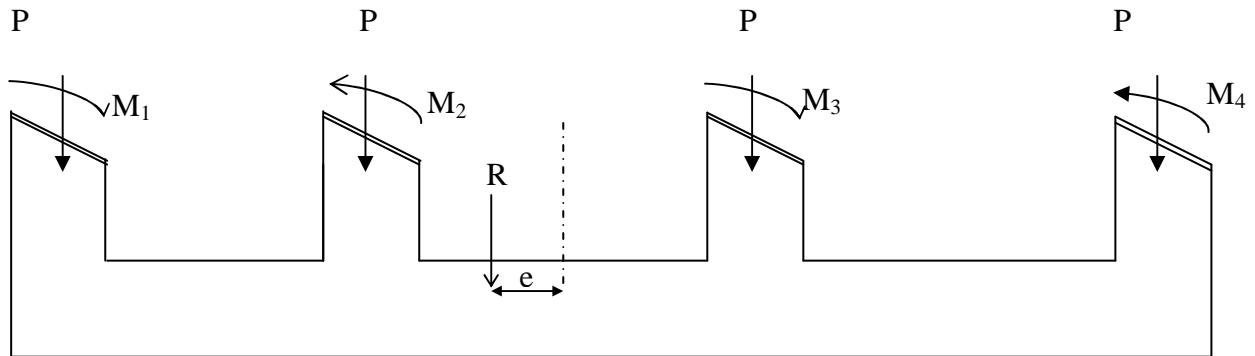
$$e = 2.40 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{78.86}{6} = 13.14 \text{ m}$$

Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{4263.96}{78.86} \times \left(1 + \frac{6 \times 2.40}{78.86} \right) = 73.82 \text{ t/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{4263.96}{78.86} \times \left(1 - \frac{6 \times 2.40}{78.86} \right) = 44.20 \text{ t/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{4263.96}{78.86} \times \left(1 + \frac{3 \times 2.40}{78.86} \right) = 59.00 \text{ t/m}$$



d. Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{59.0 \times 10}{3 \times 100} = 1.96m \text{ on prend } B = 2.10m$$

On aura donc, $S = 2.1 \times 78.86 = 165.61m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = 1236.31m^2$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 1236.31 + 549.36 = 1784.67 m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 78.86 \times 72.71 = 5733.91m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{1784.67}{5733.91} = 0.31$$

Le pré dimensionnement des semelles a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement surtout au niveau de la partie circulaire et les files de poteaux qui ne sont pas alignés ainsi le bâtiment est classé dans la classe 2B et même si la surface totale de ces dernières ne dépasse pas 50 % de la surface de la structure (l'assise). On opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage
- Une rapidité d'exécution
- Présentera une grande rigidité

VIII.2.3 Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

a. Pré dimensionnement du radier

Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où :} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 8.50\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164.19}} = 1.47 \text{ m}$$

Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \Longleftrightarrow \quad 1.06 \text{ m} \leq h \leq 1.7 \text{ m}$$

- **Dalle**

Epaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{8.5}{20} = 0.42 \text{ m} \quad \Longleftrightarrow \quad \mathbf{h_d = 0.50 \text{ m}}$$

- **Nervure**

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{8.5}{10} = 0.85 \text{ m} \quad \Longleftrightarrow \quad \mathbf{h_n = 1.50 \text{ m}} \quad \text{et} \quad \mathbf{b_n = 0.80 \text{ m}}$$

b. Détermination des efforts

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{ cm}\right) = \max\left(\frac{150}{2}; 30\text{ cm}\right) = 75\text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{déb} = 0.80\text{ m}$.

Donc la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 5896.76\text{ m}^2$

b1. Charges permanentes

Poids du bâtiment : 45168 t

Poids du radier : $[(5896.76) \times 2.5 \times 0.50] + [(1.50 - 0.50) \times 0.80 \times 2.5 \times 1742.38] = 10856\text{ t}$

Poids des remblais en TVO : $[(1.50 - 0.50) \times [(5896.76 - (1742.38 \times 0.80))] \times 1.7] = 7655\text{ t}$

Poids de la dalle flottante : $[(5896.76 - (1742.38 \times 0.80)) \times 0.15 \times 2.5] = 1688.7\text{ t}$

$$G_{tot} = 65368\text{ t}$$

b2. Surcharges du radier

Surcharges du bâtiment $Q_{bat} = 7883.36\text{ t}$.

Surcharges du radier $Q_{rad} = 0.25 \times 5896.76 = 2715.70\text{ t}$

$Q_{tot} = 10792.5\text{ kN}$

c. Combinaisons d'actions

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 104165.5\text{ t}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 55960.5\text{ t}$

d. Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{A l'ELU} \quad S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{104165.5 \times 10}{1,33 \times 300} = 2610.66\text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS} \quad S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{55960.5 \times 10}{300} = 1865.35\text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 2160.66 m^2$$

$$S_{rad} > S_{nrad} \quad 5896.76 m^2 > 2160.66 m^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

e. Vérifications

e1. Vérification à la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2.5MPa$$

$$b = 1m; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 0.5 = 0.45m$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{104165.5 \times 1}{5896.76} \times \frac{8.50}{2} = 75.07t$$

$$\tau_u = \frac{75.07 \times 10^4}{0.45 \times 1} = 1.67MPa$$

$$\tau_u = 1.67MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e2. Vérification de la stabilité du radier

◆ Calcul du centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Le centre de gravité est tiré du fichier résultat de L'ETABS

$$X_G = 39.41 m \quad \text{et} \quad Y_G = 36.55 m$$

◆ Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = 256071546 m^4$$

$$I_{yy} = 193770923 m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

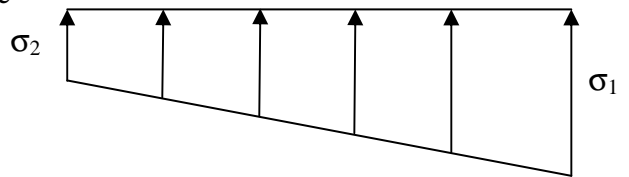


Figure VIII.1 Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

ELU : $\sigma_m \leq 1.33 \sigma_{sol}$

ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

1. Sens longitudinal

À l'ELU

$$M_x = 4305.07 + 9065.93 \times 1.5 = 17903.96 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{104165.5}{5896.76} + \frac{17903.96}{256071546} \times 35.86 = 17.66 \text{ t/m}^2 = 0.1766 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{104165.5}{5896.76} - \frac{17903.96}{256071546} \times 35.86 = 17.66 \text{ t/m}^2 = 0.1766 \text{ MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.1766 + 0.1766}{4} = 0.1766 \text{ MPa} ; 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 0.30 = 0.399 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

À l'ELS

$$M_x = 4305.07 + 9065.93 \times 1.5 = 17903.96 \text{ t.m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55960.5}{5896.76} + \frac{17903.96}{256071546} \times 35.86 = 9.49 \text{ t/m}^2 = 0.095 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55960.5}{5896.76} - \frac{17903.96}{256071546} \times 35.86 = 9.49 \text{ t/m}^2 = 0.095 \text{ MPa.}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.095 + 0.095}{4} = 0.095 \text{ MPa} ; \sigma_{SOL} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Sens transversal

À l'ELU

$$M_y = 4200.93 + 9132.11 \times 1.5 = 17899.09 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{104165.5}{5896.76} + \frac{17899.09}{193770923} \times 39.43 = 17.66 \text{ t/m}^2 = 0.1766 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{97436.24}{581.30} - \frac{74402.24}{22705.75} \times 39.43 = 17.66 \text{ t/m}^2 = 0.1766 \text{ MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.1766 + 0.1766}{4} = 0.1766 \text{ MPa} ; 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 0.300 = 0.399 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

À l'ELS

$$M_y = 4200.93 + 9132.11 \times 1.5 = 17899.09 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55960.5}{5896.76} + \frac{17899.09}{193770923} \times 39.43 = 9.49 \text{ t/m}^2 = 0.095 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55960.5}{581.30} - \frac{74402.24}{22705.75} \times 39.43 = 9.49 \text{ t/m}^2 = 0.095 \text{ MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.0979 + 0.0979}{4} = 0.095 \text{ MPa} ; \sigma_{SOL} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			OBS
	$\sigma_1 (MPa)$	$\sigma_2 (MPa)$	$\sigma_m (MPa)$	$\sigma_1 (MPa)$	$\sigma_2 (MPa)$	$\sigma_m (MPa)$	
X-X	0.1766	0.1766	0.1766	0.095	0.095	0.095	vérifiée
Y-Y	0.1766	0.1766	0.1766	0.095	0.095	0.095	vérifiée

Tableau VIII.4 : vérification des contraintes.

e3. Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

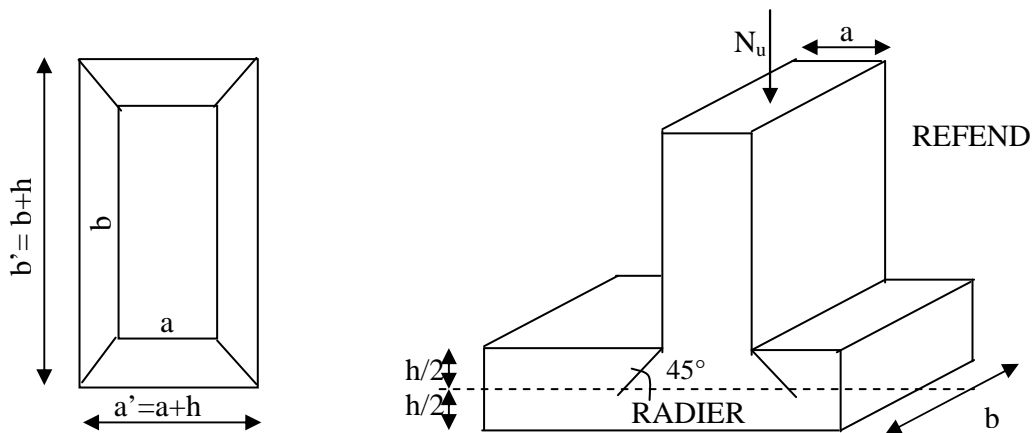


Figure VIII.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

❖ Calcul du périmètre utile μ_c

◆ Poteaux

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot ((a + b) + 2 \cdot h) = 2 \times (2 \times 0,90 + 2 \times 1,50) = 9,6 \text{ m}$$

$$N_u = 553,13 \text{ kN}$$

$$N_u < 0,045 \times 9,6 \times 1,5 \times 2500 = 1620 \text{ t}$$

◆ Voile

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,20 + 5,10 + 2 \times 0,90 + 2 \times 1,5) = 20,2 \text{ m}$$

$$N_u = 1736,47 \text{ t}$$

$$N_u < 0,045 \times 1,5 \times 20,2 \times 2500 = 3408,75 \text{ t}$$

VIII.3 Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91 modifié 99.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

VIII.3.1. Ferrailage du panneau encastré sur 4 appuis

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_y}{L_x} \quad \text{avec } (L_y < L_x)$$

Etude de l'infrastructure

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU : $\sigma_u^m = 0.177 MPa$

A l'ELS : $\sigma_s^m = 0.095 MPa$

D'où :

E.L.U : $q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 0.177 - \frac{202}{5896.76} = 0.143 MPa$

E.L.S : $q_s = \sigma_M - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 0.095 - \frac{202}{5896.76} = 0.061 MPa$

Remarque

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
 - moment en travée : $0,75M_{OX}$ ou $0,75M_{OY}$
 - moment sur appuis : $0,5M_{OX}$ ou $0,5M_{OY}$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel
 - moment en travée : $0,85M_{OX}$ ou $0,85M_{OY}$
 - moment sur appui de rive : $0,3M_{OX}$ ou $0,3M_{OY}$
 - moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{OX}$ ou $0,5M_{OY}$

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 1 est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux.

a. Identification du panneau le plus sollicité

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

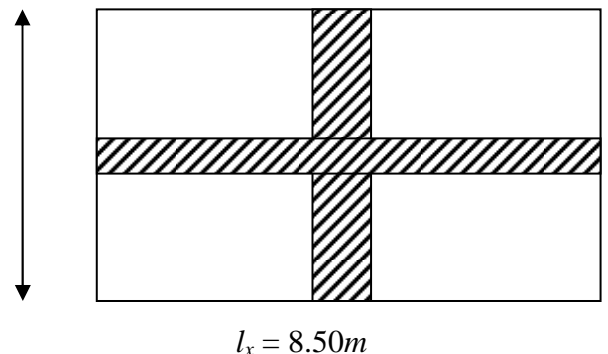
$$\begin{cases} l_x = 8.5m \\ l_y = 5.4m \end{cases}$$

$$L_y = 5.40m$$

$$\rho = \frac{l_y}{l_x} = \frac{5.40}{8.50} = 0.635$$

$$0.4 \leq \rho = 0.635 \leq 1$$

La dalle travaille en flexion dans les deux sens.



b. Calcul des sollicitations

On a: $\rho = 0.635 \Rightarrow \{\mu_x = 0.07655 ; \mu_y = 0.3495\}$

b1. Moments fléchissant

Suivant (x-x) : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Suivant (y-y) : $M_y = \mu_y \times M_x$

◆ Calcul à l'ELU

$$M_{0x} = 0.07655 \times 143 \times 8.5^2 \times 1 = 790.89 \text{ KN.m} = 79.09 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = 0.3495 \times 790.89 = 276.42 \text{ KN.m} = 27.64 \text{ t.m}$$

• Moments en travées

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 790.89 = 672.26 \text{ KN.m} = 67.23 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 276.42 = 209.46 \text{ KN.m} = 20.95 \text{ t.m}$$

• Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 790.89 = 395.45 \text{ KN.m} = 39.55 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 276.42 = 138.21 \text{ KN.m} = 13.82 \text{ t.m}$$

c. Ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$

c1. Sections minimales

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

Avec :

Pour HA FeE400 : $\omega_0 = 0.8\%$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 50 \times \frac{3 - 0.635}{2} = 4.73 \text{ cm}^2$$

c2. Ferrailage aux appuis

Sens X-X

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{395.45 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14,2} = 0,1375 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,137 \quad \Rightarrow \quad \beta_u = 0,928$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{395.45 \times 10^3}{0,928 \times 45 \times 348} = 27.21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 27.21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA } 25 / \text{ml} = 29.46 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \quad \text{avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

Sens Y-Y

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{138.21 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14,2} = 0,048 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,048 \quad \Rightarrow \quad \beta_u = 0,975$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{138.21 \times 10^3}{0,975 \times 45 \times 348} = 9.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 9.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA } 14 / \text{ml} = 9.24 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \quad \text{avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

c3. Ferrailage en travées

Sens X-X

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{672.26 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14,2} = 0,234 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,234 \quad \Rightarrow \quad \beta_u = 0,865$$

Etude de l'infrastructure

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{672.26 \times 10^3}{0,865 \times 45 \times 348} = 49.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 49.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 7HA32 / ml = 56.27 cm² / ml \Rightarrow avec un espacement de 15 cm

Sens Y-Y

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{209.46 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14,2} = 0,073 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,073 \quad \Rightarrow \quad \beta_u = 0,963$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{209.46 \times 10^3}{0,963 \times 45 \times 348} = 13.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 13.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 7HA16 / ml = 14.06 cm² / ml \Rightarrow avec un espacement de 15 cm

Tableau récapitulatif

Sens			M_u	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_{min}	A_s	$A_{adoptée}$	S_t
X-X	ELU	Appuis	395.47	0.137	0.392	SSA	0.928	27.21	4.73	29.46	6HA25	20
		Travée	672.26	0.234		SSA	0.865	49.63	4.73	56.27	7HA32	15
Y-Y	ELU	Appuis	138.21	0.048		SSA	0.975	9.05	4.73	9.24	6HA14	20
		Travée	209.46	0.073		SSA	0.0963	13.89	4.73	14.06	7HA16	15

Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle.

d. Vérification de la condition de non fragilité

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

Sens			$A_s (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	Observation
X-X	ELU	Appuis	29.46	4.73	Condition vérifiée
		Travée	56.27		Condition vérifiée
Y-Y	ELU	Appuis	9.24		Condition vérifiée
		Travée	14.06		Condition vérifiée

Tableau VIII.6 : Vérification de la condition de non fragilité

e. Vérification à l'ELS

$\mu_x=0.0819$ et $\mu_y=0.515$

❖ **Evaluation des moments fléchissant M_x ; M_y**

$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0819 \times 61 \times 8.5^2 = 360.95 \text{ KN.m} = 36.09 \text{ t.m}$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.515 \times 360.95 = 185.90 \text{ KN.m} = 18.59 \text{ t.m}$

• **Moments en travées**

$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 360.95 = 306.81 \text{ KN.m} = 30.68 \text{ t.m}$

$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 185.90 = 158.02 \text{ KN.m} = 15.80 \text{ t.m}$

• **Moments aux appuis**

$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 360.95 = 180.47 \text{ KN.m} = 18.05 \text{ t.m}$

$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 185.90 = 92.95 \text{ KN.m} = 9.29 \text{ t.m}$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Position	M_u	M_s	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	μ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	Appuis	395.47	180.47	2.19	0.137	0.18	0.85	Condition vérifiée
	Travée	672.26	306.81	2.19	0.234	0.34	0.85	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	138.21	92.95	1.49	0.048	0.06	0.49	Condition vérifiée
	Travée	209.46	185.02	1.13	0.073	0.09	0.32	Condition vérifiée

Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes dans le béton

VIII.3.2. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

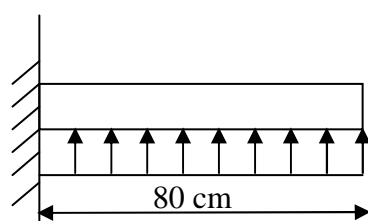


Figure VIII.3 : Schéma statique du débord

a. Sollicitation de calcul

◆ A l'ELU

$$P_u = -143 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-143 \times 0.80^2}{2} = -45.76 \text{ kN.m} = -4.758 \text{ t.m}$$

◆ A l'ELS

$$P_s = -61 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-61 \times 0.8^2}{2} = -19.52 \text{ kN.m} = -1.95 \text{ t.m}$$

b. Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 45 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45.76 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14,20} = 0,016 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,016 \qquad \beta_u = 0,992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{45.76 \times 10^3}{0,992 \times 45 \times 348} = 2.95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 2.95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

◆ Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 45 \times 2.1}{400} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2.95 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 5.43 \text{ cm}^2 \qquad \text{On adopte 5 HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement

$$S_t = \frac{A}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 4 HA 10 / ml}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

◆ Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{45.76}{19.52} = 2.34$$

$$\alpha = 0,02 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,92$$

VIII.3.3. Ferrailage des nervures

a. Détermination des efforts

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS », les résultats obtenus sont résumés sur les diagrammes ci-dessus :

Etude de l'infrastructure

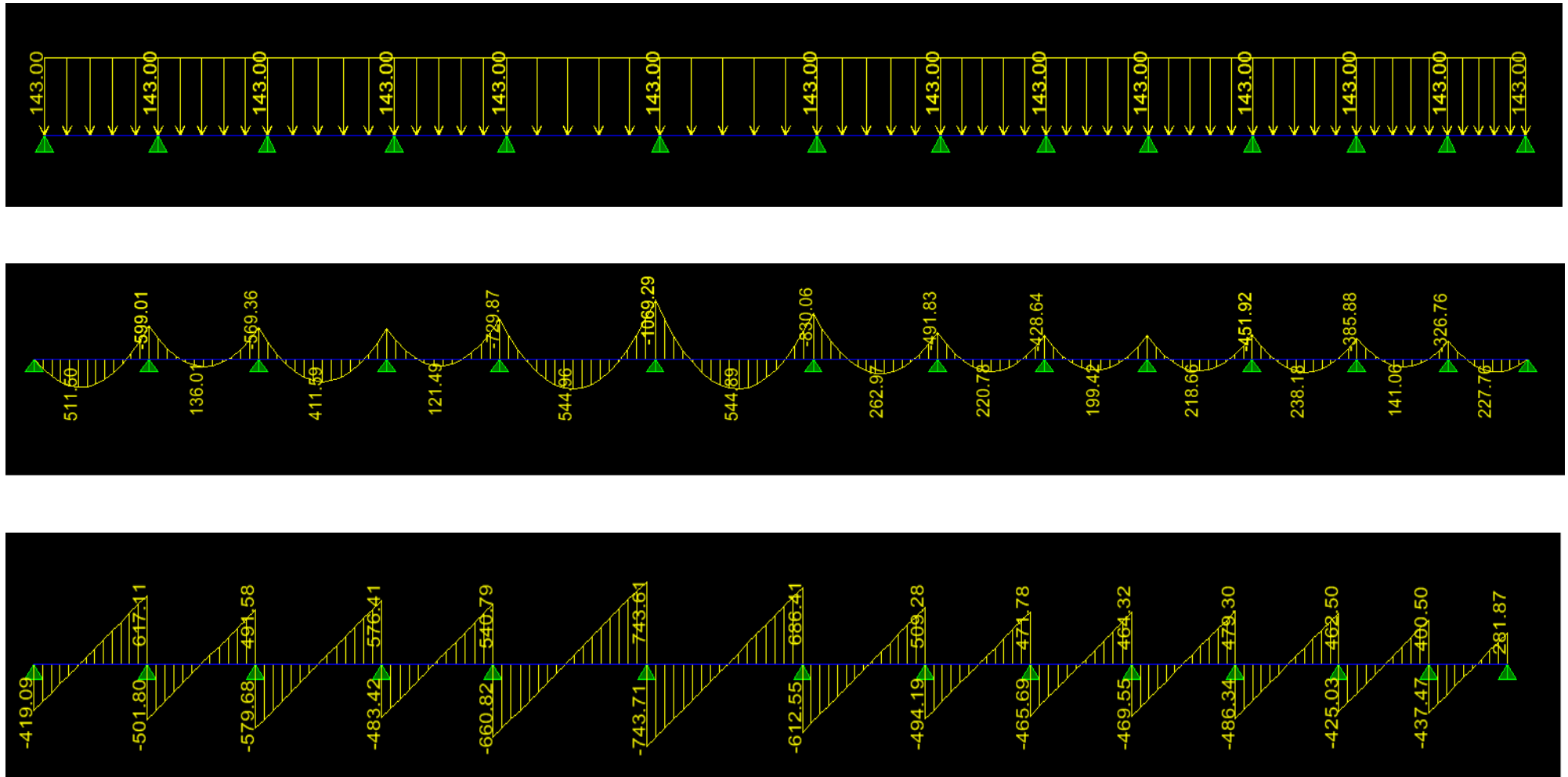


Figure VIII.4 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU

Etude de l'infrastructure

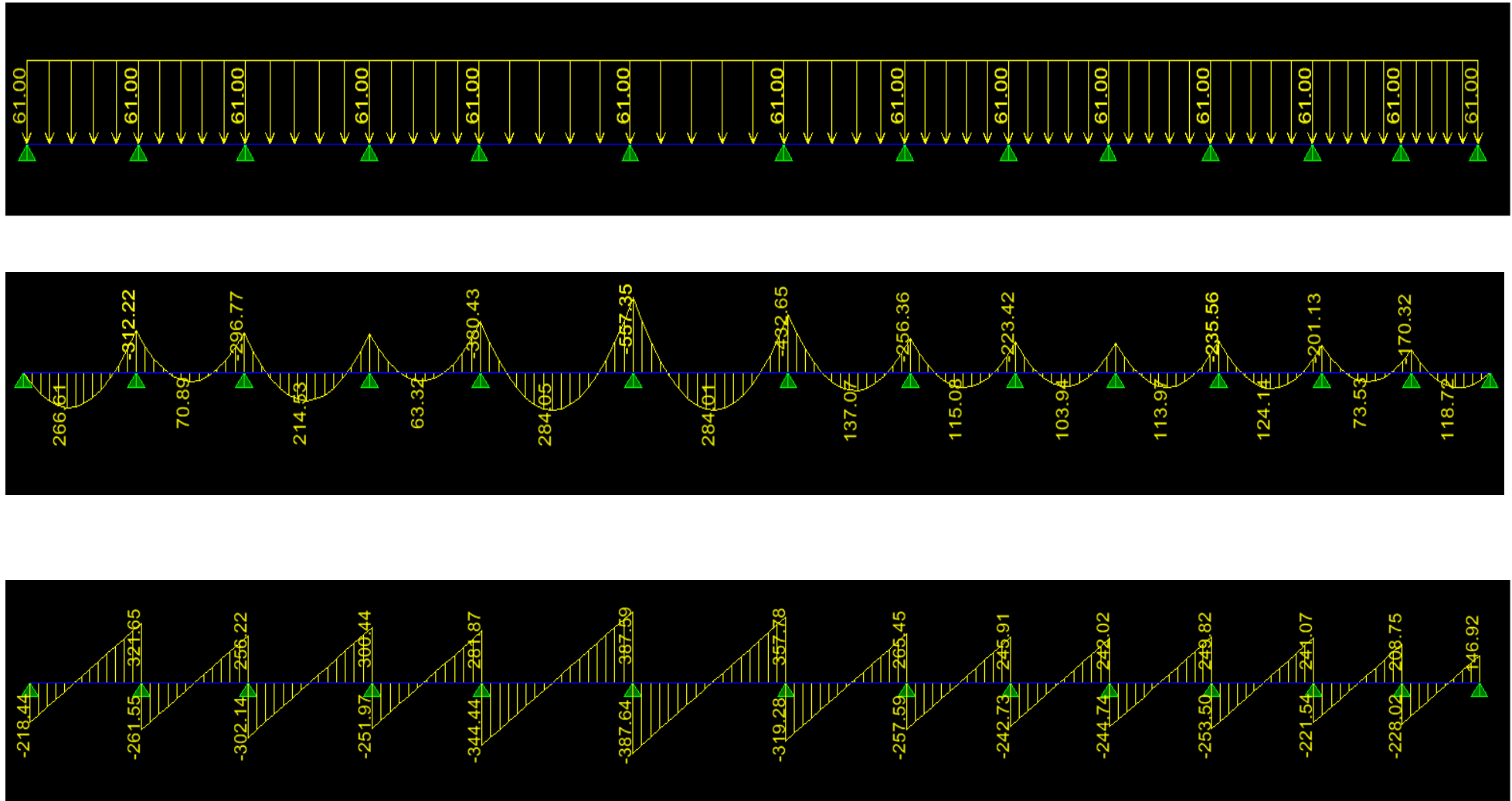


Figure VIII.5 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'EL

b. Ferrailage

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 54.49 \text{ t.m} \quad M_a^{\max} = 106.93 \text{ t.m}$$

$b = 80 \text{ cm} ; \quad d = 145 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

b1. Armatures longitudinal

◆ Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1069.29 \times 10^3}{80 \times 145^2 \times 14.2} = 0.045 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.045 \quad \alpha = 0.0576 \quad \beta_u = 0.977$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1069.29 \times 10^3}{0.977 \times 145 \times 348} = 21.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 21.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 8\text{HA}25 = 39.28 / \text{cm}^2$$

◆ En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{544.89 \times 10^3}{80 \times 145^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.022 \quad \alpha = 0.0278 \quad \beta_u = 0.988$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{544.89 \times 10^3}{0.988 \times 145 \times 348} = 10.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 10.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 8\text{HA}20 = 25.12 \text{ cm}^2$$

b2. Armatures transversales

❖ Espacement des armatures

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

◆ En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 37.5 ; 30 \} = 30 \text{ cm}$$

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

♦ **En zone courante**

$$S_t < \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Armatures transversales minimales**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 80 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 6 \text{ HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres)}$$

❖ **Vérification à l'ELU**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 16.1 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 39.28 > A_{\min} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 25.12 > A_{\min} \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 743.71 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{743.71 \times 10^3}{800 \times 1450} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1069.29}{557.34} = 1.92$$

Condition vérifiée

$$\alpha = 0.0576 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.71$$

En travées

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{544.89}{284.01} = 1.92$$

Condition vérifiée

$$\alpha = 0.0276 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.71.$$

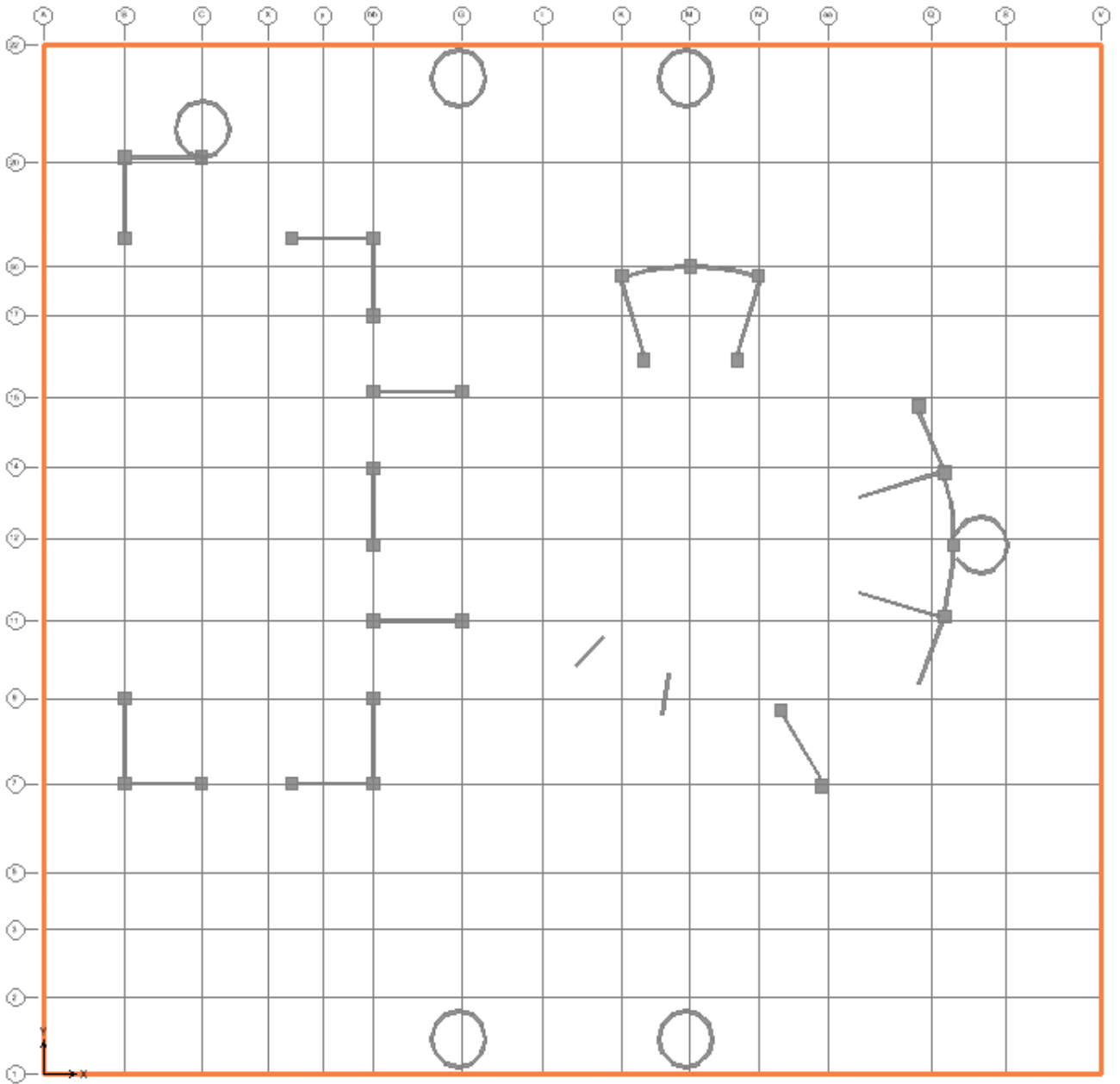
Bibliographie

[1] Règles Parasismique Algériennes RPA99/version 2003, Document Technique Réglementaire, DTR B.C.2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, Algérie.

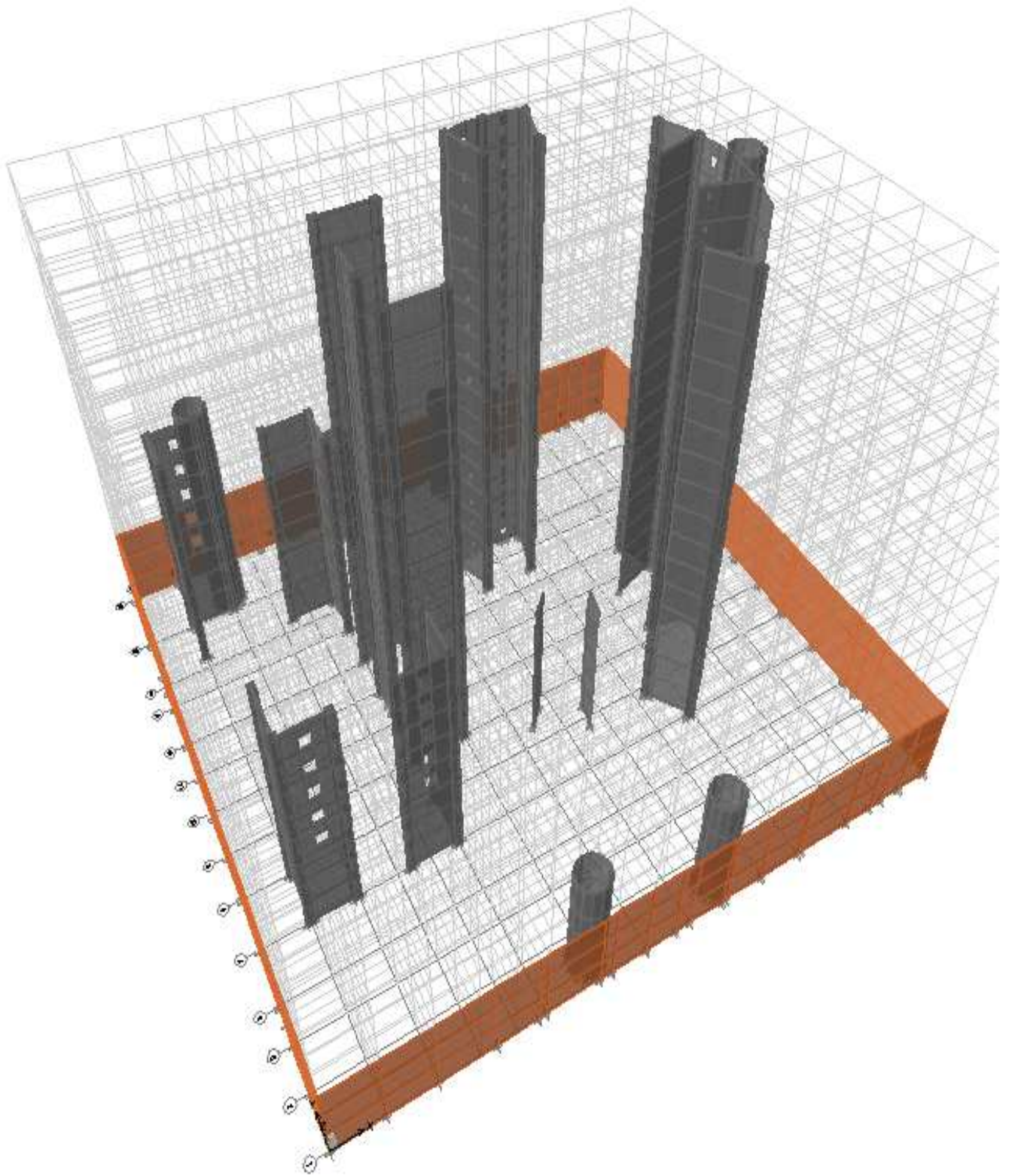
[2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitations, Document Technique Réglementaire, DTR B.C.2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, Alger, Algérie.

[3] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisées 99, Document Technique Unifié, DTU P18-702, Edition S140 Juin 2005.

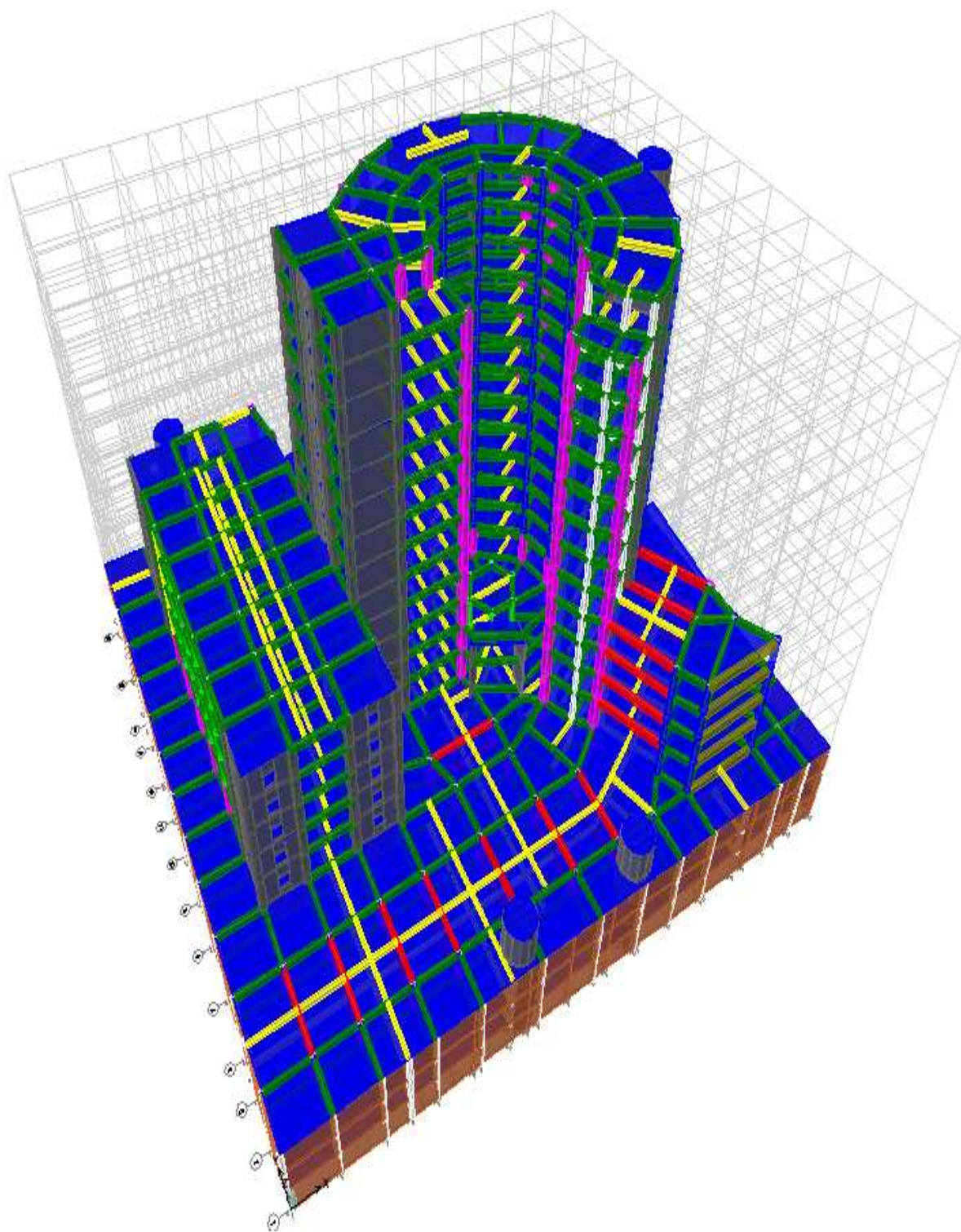
[4] Grands bâtiments par Morgan LARFDO, Editions Evrolles.



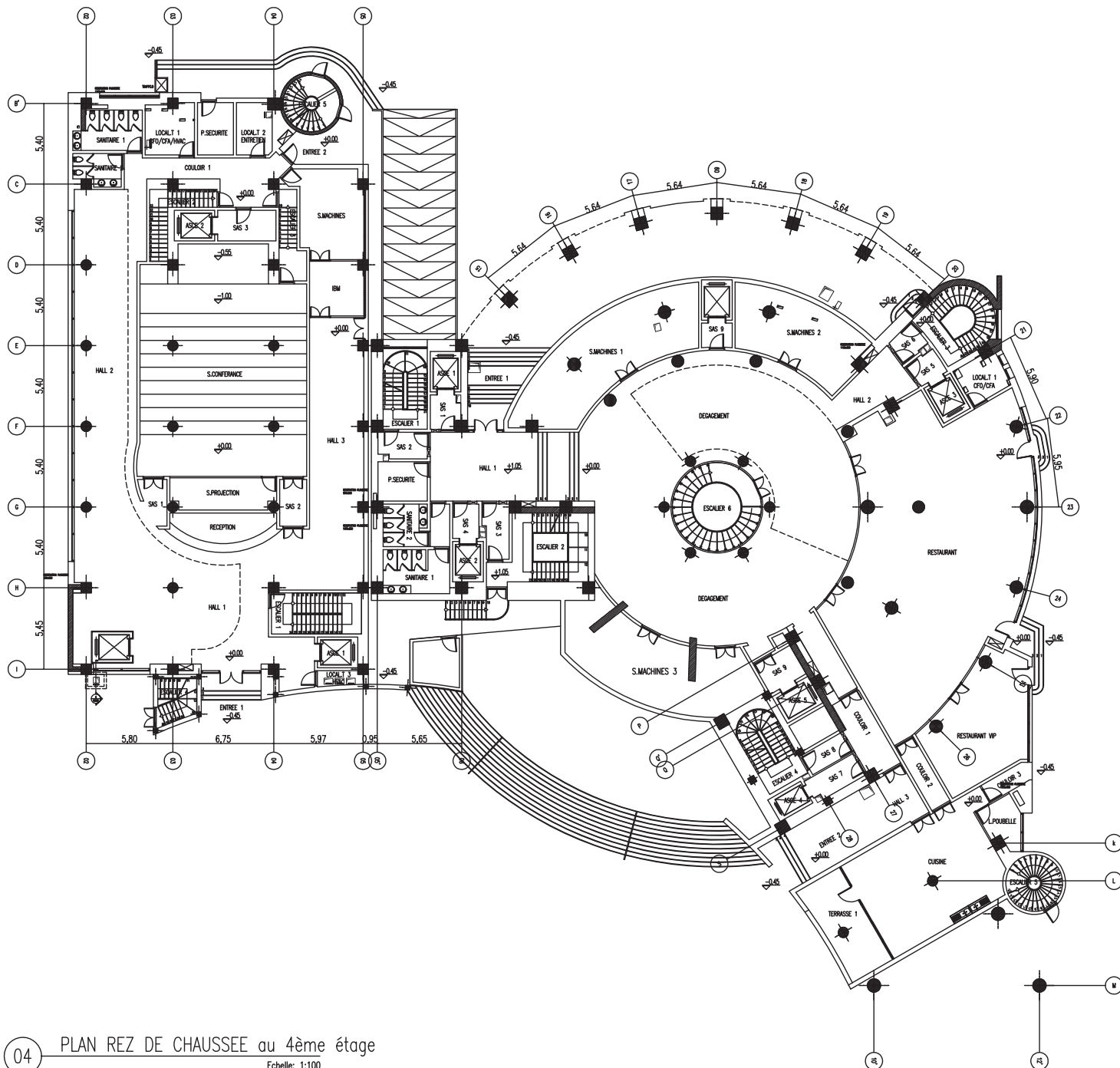
Vue en plan de la disposition des voiles sous Etabs.



Vue en 3D de la disposition des voiles sous Etabs.



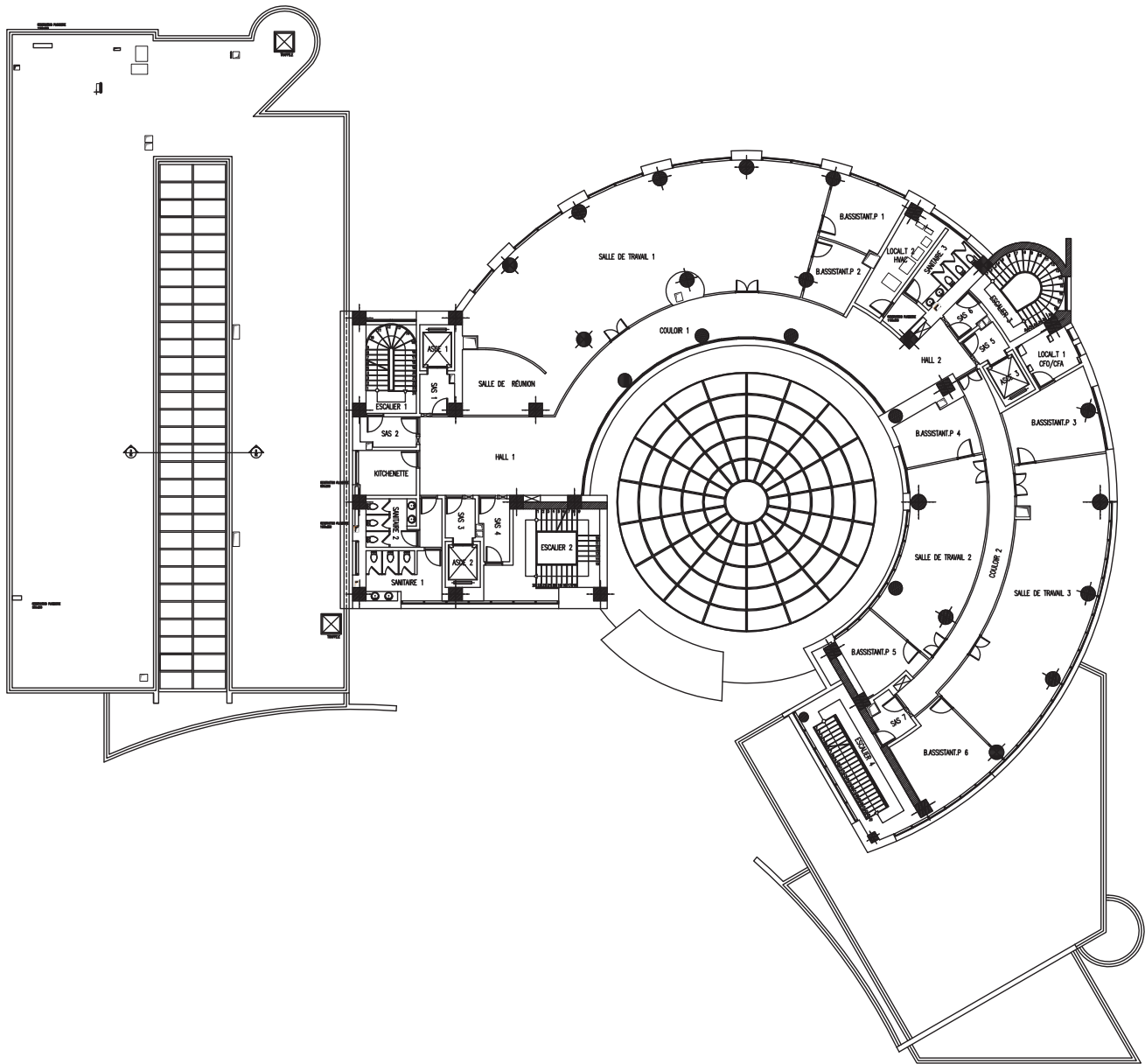
Vue 3D de la structure sous Etabs.

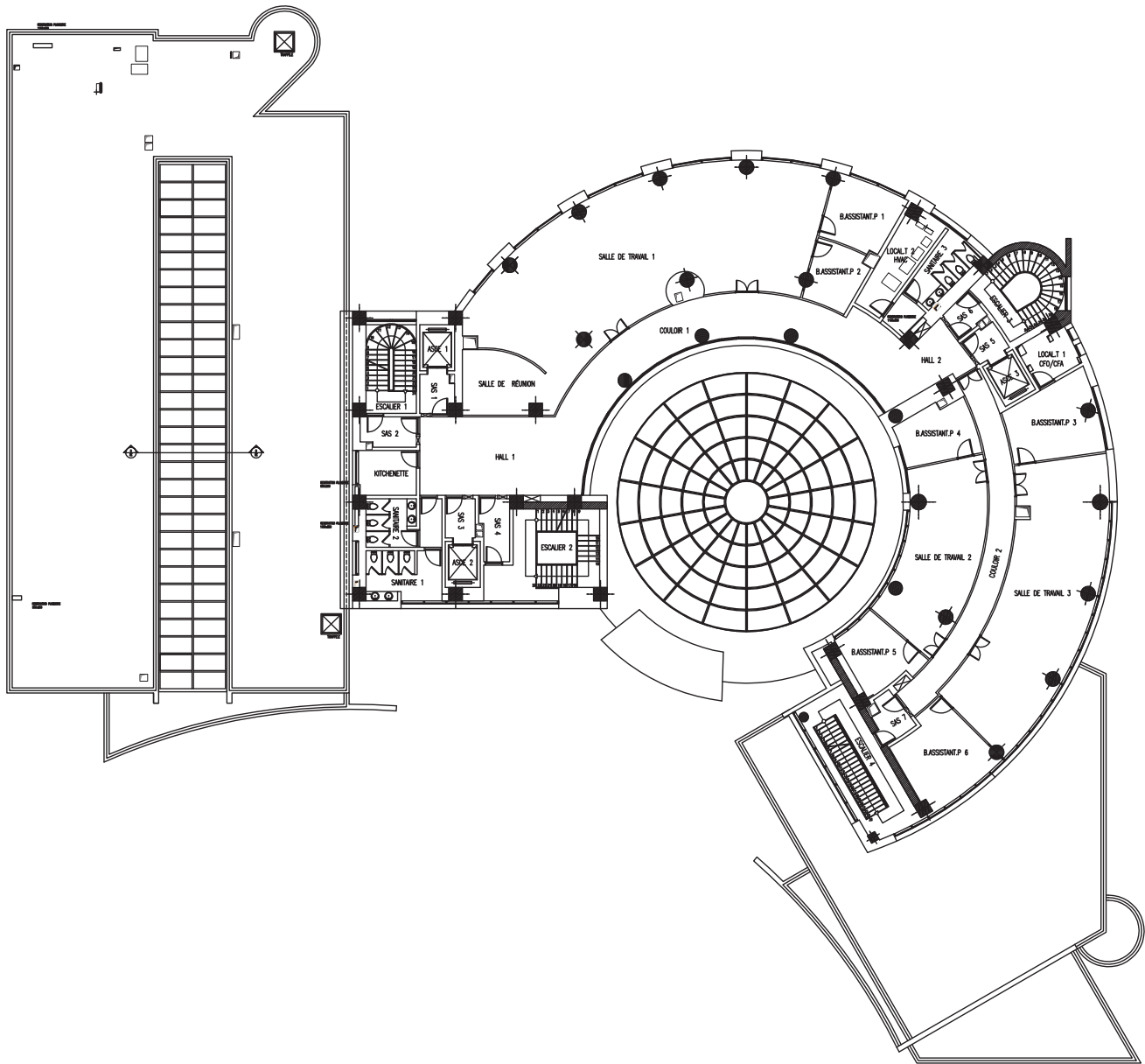


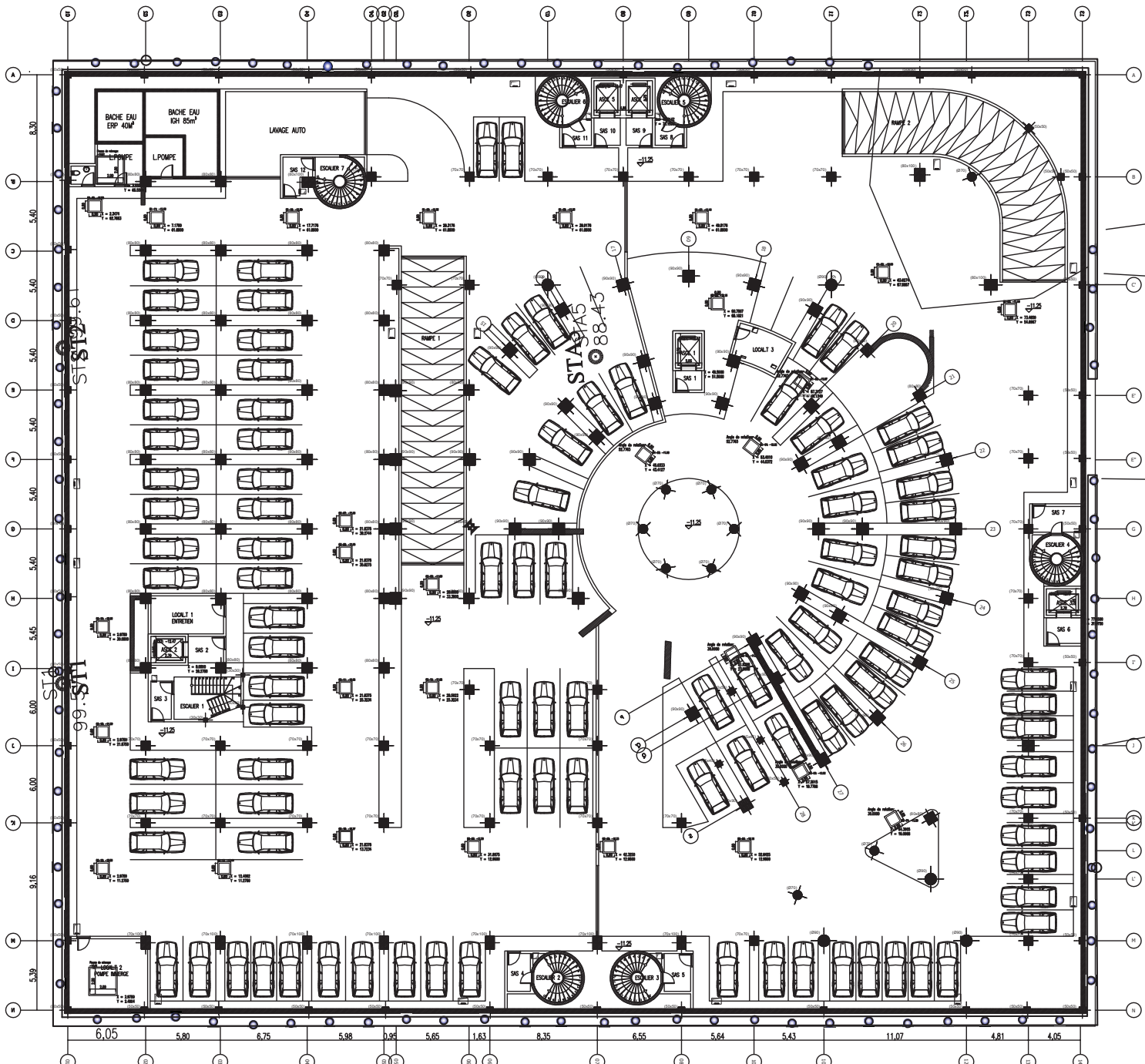
04

PLAN REZ DE CHAUSSEE au 4ème étage

Echelle: 1:100







01 PLAN SOUS SOL 01er au 3ème sous sols

Echelle: 1:100