

الجمهورية
الجزائرية الديمقراطية
الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة بوقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En: Génie Civil

Spécialité: STRUCTURE

Par: MOSTEFAOUI NACHOI

TALAH HADJIRA

Sujet

Etude et analyse non linéaire d'un bâtiment en béton armé

Devant le jury composé de :

Dr SAIL.L
Dr BENKELFAT.N
Mme GHEZALIS
Mme MEDJAHED.A

Université de Tlemcen
Université de Tlemcen
Université de Tlemcen
Université de Tlemcen

Présidente
Examinatrice
Encadreur
Co-Encadreur

Année universitaire: 2021 /2022



Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier le dieu de nous avoir donné le courage et la force et la santé pour accomplir ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés.

Nos vifs à exprimer un remerciement tout spécial à nos parents, pour avoir soutenu beaucoup et encouragé tout au long de nos études. et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir

Nous voudrions exprimer notre gratitude et notre remerciement à nos encadreurs, Mme Ghezali.S et Mme Medjahed. A pour leurs sages conseils et leurs grandes gentillesse durant le développement de ce projet.

Nous remercions profondément les membres du jury Dr SAIL et Dr BENKELFAT . Pour l'honneur qu'ils n'ont fait en acceptant de juger ce travail.

Nous tiens également à remercier tous les professeurs de génie civil.

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent.

Je dédie ce modeste travail

- ❖ *Je dédie ce modeste travail, en premier lieu, aux êtres qui me sont les plus chers ; Mes parents qui ont toujours aimé me voir réussir*

- ❖ *A mon père « BOUALEM » ange de l'âme , source de l'espoir et le tendresse , pour ton amour , pour tous ce que tu as sacrifié pour moi, pour son soutien moral et finance, leur énormes sacrifices et leurs Encouragements qu'ils m'ont apportés tout au long de ces cinqs années d'étude, tu es père idéale.*

- ❖ *A mère « khadidja » pour son éducation, son amour sans mesure et surtout pourtant de sacrifices que vous aviez faits pour moi afin que je devienne ce que je suis aujourd'hui, trouvez-ici ma profonde reconnaissance.*

- ❖ *À mon unique frère « Hacène » et ma seule sœur « Asma » pour leur soutien moral et leur encouragements.*

- ❖ *A mon ami et mon binome « Abir »*

- ❖ *A mes encadreurs « Mme MEDJAHED.A » et « Mme GHEZALI.S » qui font de mieux pour m'aider et me guider dans l'élaboration de ma mémoire.*

MOSTEFAOUI NACHOI

Dédicaces

- ❖ *A mes très chers parent qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*
- ❖ *A mes sœurs : Karima, Malika ,Sara, Meriem ,Siham de m'avoir soutenue pendant mes études*
- ❖ *A Mon unique frère : Mohamed Yassin*
- ❖ *Toute la famille : Talah ; Rahaoui*
- ❖ *A mes encadreurs : Mme MEDJAHED.A et Mme GHEZALI.S Qui font de leur mieux pour m'aider et me guider dans l'élaboration de ma mémoire*
- ❖ *A tous mes amis et en particulier Karima, Nachoi pour leur aide soutien et encouragement et précisément à nos chers amis de notre promotion.*
- ❖ *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

TALAH HADJIRA

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière en béton armé à usage d'habitations et à usage commercial, il est composé d'un rez-de-chaussée plus sept étages.

La structure est implantée à BUJLIDA Wilaya de TLEMCEN. Cette région est classée en zone sismique I selon la réglementation sismique RPA99 version 2003.

D'une part ce travail qui nous a été confié, se compose d'une étude technique, c'est-à-dire d'analyser, dimensionner la structure, et en même temps appliquer les règles de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91 modifié 99).

D'une autre part une analyse statique non linéaire est faite « PUSHOVER » qui nous a permis de déterminer le point de performance, l'emplacement de ce point sur la courbe de capacité permettra de prédire le comportement réel du bâtiment dans le cas d'un séisme.

Mots clés : Zone sismique, Analyse non linéaire, Point de performance, Pushover, Courbe de capacité.

Abstract:

This project presents a detailed study of a regular shaped reinforced concrete building for residential and commercial use; it consists of a ground floor plus ten floors.

The structure is located in oudjlida Wilaya de TLEMCEM. This region is classified in seismic zone I according to the seismic regulation RPA99 version 2003.

On the one hand, this work which has been entrusted to us consists of a technical study, that is to say to analyze, dimension the structure, and at the same time apply the construction rules in force (RPA99 version 2003 , BAEL91 modified 99).

On the other hand a nonlinear static analysis is made "Pushover" which allows us to determine the performance point, the location of this point on the capacity curve will allow us to predict the real behavior of the building in the case of an earthquake.

Key words: seismic zone, nonlinear analysis, performance point.....

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى على شكل منتظم من الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني والتجاري

I تصنف هذه المنطقة على أنها المنطقة الزلزالية TLEMCEN يقع الهيكل في ولاية عين فيزا في الإصدار 2003. ويتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى عشرة RPA99 وفقا للائحة الزلزالية طوابق.

من ناحية، يتكون هذا العمل الذي عهد به إلينا، من دراسة فنية، أي تحليل الهيكل وحجمه وفي الوقت (RPA99 version 2003، BAEL91 modified 99) نفسه تطبيق قواعد البناء المعمول بها

مما سمح لنا بتحديد نقطة الأداء، "Pushover" من ناحية أخرى، يتم إجراء تحليل ثابت غير خطي. فإن موقع هذه النقطة على منحنى السعة سيتنبأ بالسلوك الحقيقي للمبنى في حالة حدوث زلزال

الكلمات المفتاحية: المنطقة الزلزالية، التحليل غير الخطي، نقطة الأداء

Tables des Matières :

Remerciements.....	I
<i>Dédicaces</i>	II
Résumé.....	III
Abstract.....	IV
ملخص.....	V
Table des matières.....	VI
Liste des Figures.....	VII
Liste des Tableaux.....	VIII
Notations.....	VIII
Introduction générale.....	1
Chapitre 1 Présentation du projet.....	2
1.1 Introduction.....	3
1.2 Présentation de l'ouvrage.....	3
1.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure.....	3
1.2.2 Classification de l'ouvrage.....	4
1.2.3 Ossature et système constructif adopté.....	4
1.3 Caractéristiques géotechniques du sol.....	5
1.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6
1.4.1 Béton.....	6
1.4.2 Acier.....	10
1.5 Conclusion.....	13
Chapitre 2 Descente des charges et pré dimensionnement.....	14
2.1 Introduction.....	15
2.2 Plancher.....	15
2.2.1 Détermination de l'épaisseur du plancher.....	15
2.3 Dimensionnement des éléments structuraux.....	16
2.3.1 Les poutres.....	16
2.3.2 Les poteaux.....	18
2.4 Voile.....	23
2.5 Murs.....	27
2.5.1 Murs extérieurs.....	27
2.5.2 Murs intérieurs.....	27
2.6 Balcon.....	28
2.7 Escalier.....	28
2.6.1 Pré-Dimensionnement des escaliers.....	29
2.6.2 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier.....	31
2.6.3 Descente des charges d'escalier.....	32
2.6.4 Pré dimensionnement de la poutre palière.....	33
2.8 Conclusion.....	35
Chapitre 3 Etude des éléments secondaires.....	36
3.1 Introduction.....	37
3.2 Etude du plancher.....	37
3.2.1 Introduction.....	37
3.2.2 Types de poutrelles.....	38
3.2.3 Les charges de poutrelles.....	38
3.2.4 Détermination des efforts internes.....	39
3.2.5 Ferrailage des poutrelles.....	52
3.2.6 Ferrailage de la dalle de compression.....	62
3.3 Etude des escaliers.....	63
3.3.1 Ferrailage des escaliers.....	63
3.3.2 Ferrailage de la poutre palière.....	69
3.4 Assenseur.....	75

3.5	L'acrotère.....	84
3.3.1	Évaluation des charges.....	84
3.3.2	Sollicitations de l'acrotère.....	85
3.3.3	Calcul du ferrailage.....	86
3.6	Balcon.....	91
3.6.1	Calcul du ferrailage.....	94
3.7	Conclusion.....	96
Chapitre 4	Etude dynamique.....	97
4.1	Introduction.....	98
4.2	Etude dynamique.....	98
4.3	Méthode de Calcul.....	98
4.3.1	Méthode statique équivalente.....	99
4.3.2	Méthode d'analyse modale spectrale.....	99
4.4	Combinaisons d'action.....	100
4.5	Modélisation de la structure.....	101
4.6	Analyse modale de la structure.....	101
4.6.1	Distribution des voiles.....	102
4.7	Méthode statique équivalente.....	104
4.7.1	L'effort tranchant (V).....	104
4.7.2	La force sismique (F) de chaque niveau.....	107
4.8	Méthode d'analyse modale spectrale.....	109
4.9	Vérifications du calcul dynamique.....	110
4.9.1	Vérification de facteur de comportement R.....	111
4.9.2	Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement.....	114
4.9.3	Vérification de l'effort normal réduit.....	116
4.10	Vérification des déplacements.....	116
4.10.1	Justification vis-à-vis des déformations.....	116
4.10.2	Vérification de l'effet P-Delta [RPA99/V2003 (5.9)].....	119
4.11	Conclusion.....	119
Chapitre 5	Etude des éléments structuraux.....	120
5.1	Introduction.....	121
5.2	Etude des poteaux.....	121
5.2.1	Introduction.....	121
5.2.2	Combinaisons des charges.....	121
5.2.3	Recommandation du RPA99, version 2003.....	121
5.2.4	Sollicitations dans les poteaux.....	122
5.2.5	Ferrailages des poteaux.....	124
5.3	Etude des poutres.....	130
5.3.1	Introduction.....	130
5.3.2	Combinaisons des charges.....	130
5.3.3	Recommandation du RPA99, version 2003.....	130
5.3.4	Poutre principale.....	131
5.3.5	Poutre secondaire.....	139
5.4	Les voiles.....	147
5.4.1	Introduction.....	147
5.4.2	Combinaisons des charges.....	147
5.4.2	Ferrailage des voiles.....	148
5.4.4	Vérification.....	154
5.5	Conclusion.....	157
Chapitre 6	Etude de l'infrastructure.....	158
6.1	Introduction.....	159
6.2	Combinaison des charges.....	159
6.3	Choix du type de la fondation.....	159
6.4	Étude des semelles isolée.....	160
6.4.1	Pré dimensionnement des semelles isolées.....	160
6.5	Etudes des semelles filantes.....	161
6.5.1	Pré dimensionnement des semelles filantes.....	161

6.6	Étude d'un radier général.....	162
6.6.1	Pré dimensionnement du radier nervure	163
6.6.2	Vérification nécessaire	164
6.6.3	Calcul de ferrailage	168
6.6.4	Ferrailage de la nervure	169
6.7	Conclusion	180
	Chapitre 7 Analyse statique non linéaire	181
7.1	Introduction	182
7.2	Analyse statique non linéaire (PUSHOVER)	182
7.2.1.	Définition	182
7.2.2.	Les différents guides de l'analyse push over	183
7.2.3	Hypothèse d'élaboration de l'analyse «PUSHOVER»	184
7.2.4	Étapes de l'analyse push over	185
7.2.5	But de l'analyse Push over.....	185
7.2.6	Limites de l'analyse push over statique non-linéaire	185
7.2.7	Principes théoriques du calcul Push over	186
7.2.8	Formulation de l'analyse « PUSHOVER » [8]	186
7.2.9	Courbe de capacité	188
7.2.10	Point de performance	189
7.2.11	Rotules plastiques	191
7.2.12	Spectre de demande	191
7.2.13	Niveaux de dommages	192
7.2.14	Idéalisation bilinéaire de la courbe de Capacité	193
7.3	Définition du comportement non linéaire de la structure	194
7.3.1	Définition du comportement non linéaire des poteaux et poutres	194
7.3.2	Définition du comportement non linéaire des voiles	200
7.3.3	Définition du chargement de l'analyse push over	202
7.3.4	Résultats de l'analyse push over	204
7.3.5	Le déplacement cible	210
7.3.6	La ductilité	213
7.3.7	Détermination du facteur de comportement	214
7.3.8	Raideur de la structure au point de performance K_p et indicateur de la dégradation Globale de la structure I_d	216
7.4	Conclusion	217
	Conclusion générale	218
	Références Bibliographiques.....	219
	Annexe.....	222

Liste des figures :

Figure I-1: vue sur le site.....	3
Figure I-2 : plancher corps creux.....	4
Figure I-3 : schéma d'un escalier.....	5
Figure I-4: Diagramme contrainte de compression- déformation à l'ELU.....	8
Figure I-5 : Diagramme contrainte- déformation à ELS.....	9
Figure I-6 : Diagramme contraintes- déformations de l'acier.....	11
Figure II-1: Coupe transversale du plancher.....	15
Figure II-2: nervure en T.....	16
Figure II-3: section du Poteau plus le sollicité.....	19
Figure II-4: Coupe en élévation.....	23
Figure II-5: plancher terrasse inaccessible.....	25
Figure II-6: Plancher étage courante.....	25
Figure II-7 Plancher RDC.....	26
Figure II-8: Murs extérieures.....	27
Figure II-9: Murs intérieurs.....	27
Figure II-10: balcon.....	28
Figure II-11: schéma des escaliers.....	29
Figure III-1:schéma statique de poutrelle type 2 d'étage courant.....	39
Figure III-2: Diagrammes des moments de poutrelle type2 d'étage courant à ELU..	41
Figure III-3: Diagrammes des moments de poutrelle type2 d'étage courant à ELU..	43
Figure III-4: Digrammes des moments de poutrelle type2 d'étage courant à ELS	47
Figure III-5: Diagrammes des moments de poutrelle type2 d'étage courant à ELS ..	48
Figure III-6: Diagrammes des moments et des efforts tranchant des poutrelles type2 d'étage courant.....	51
Figure III-7 : Coupe en travée(Etage courant type2).....	63
Figure III-8 : Coupe en travée(Etage courant type2).....	63
Figure III-9 :Schéma statique d'escalier.....	63
Figure III-10: Diagramme des moments et l'effort tranchant des escaliers.....	65
Figure III-11:Armature longitudinales et de répartitions pour l'escalier.....	69
Figure III-12: Vue en plan d'escalier.....	69
Figure III-13: Ferrailage de la poutre palière.....	74
Figure III-14: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique[3].....	75
Figure III-15: Schéma représente la surface d'impact sur la salle.....	77
Figure III-16 :Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	84
Figure III-17: Dimensios de l'acrotère.....	84
Figure III-18: Schéma statique de l'acrotère.....	85
Figure III-19: Schéma à considérer dans les calculs.....	86
Figure III-20: Ferrailage de l'acrotère.....	91
Figure III-21 :Shéma statique du balcon.....	92
Figure III-22: Ferrailage de balcon.....	84
Figure IV-1: Modèle 3D de la structure.....	102
Figure IV-2 : Disposition des voiles.....	103
Figure IV-3: Spéctre de réponse.....	110
Figure IV-4 : Distribution des forces sismique.....	115
Figure V-1: Séction à considérer dans les calculs.....	124
Figure V-2: Zone nodale.....	129
Figure V-3: Ferrailage des poteaux (RDC).....	129
Figure V-4 : Ferrailage des poutres secondaires.....	138

Figure V-5: Ferrailage des poutres principales	146
Figure V-6: Voile soumis à la flexion composé	149
Figure V-7: Schéma statique d'une section entièrement comprimée	150
Figure V-8: Schéma statique d'une section partiellement comprimée	151
Figure V-9: Ferrailage des murs voile	156
Figure VI-1: Schéma d'une semelle isolée	160
Figure VI-2: Radier Nervuré	164
Figure VI-3: Déplacement Uz à ELS donné par le logiciel SAP2000	165
Figure VI-4: Moment M_{11} à ELU	168
Figure VI-5 : Moment M_{22} à ELU	169
Figure VI-6 : Ferrailage longitudinales du radier(coupe X-X).....	162
Figure VI-7 : Ferrailage des nervures.....	169
Figure VII-1: Signification physique de la courbe de capacité [9].....	183
Figure VII-2:Endommagement correspondant à la Figure (VII-1)[9]	183
Figure VII-3 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [8].	184
Figure VII-4:Calcul Push over et courbe de capacité [19]	186
Figure VII-5 : Courbe de capacité	189
Figure VII-6 : Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité[21]	190
Figure VII-7: Point de performance-principe de réduction du spectre[21]	190
Figure VII-8: Endommagement d'un portique à 2étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme du Buhj(INDE) en2001[7].....	191
Figure VII-9 :Transformation ADRS du spectre de réponse [13]	192
Figure VII-10 : Loi de comportement de la rotule plastique	192
Figure VII-11 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité[8].....	194
Figure VII-12 : Représentation d'une famille de spectre réduits[8].....	194
Figure VII-13 :Fenêtre principale de USC_RC	195
Figure VII-14: Courbe moment-courbure	196
Figure VII-15: Affectation des rotules plastique au poteau choisi	197
Figure VII-16: Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	198
Figure VII-17: Affectation des rotules plastiques aux poteaux.....	199
Figure VII-18 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	200
Figure VII-19 : Introduction des non linéarité des voiles.....	201
Figure VII-20 :Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges verticales.....	202
Figure VII-21 : Définition du chargement de l'analyse pushover(sens x-x)	203
Figure VII-22 : Résultats de l'analyse pushover	204
Figure VII-23:La capacité spectrale de la structure dans la forme(S_a - S_d)sens x-x205	
Figure VII-24 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 (sens x-x).	207
Figure VII-25 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 (sens x-y)	209
Figure VII-26:Idéalisation selon le FEMA-36 sens X-X	213
Figure VII-27 : Ductilité en déformation[20].....	214

Listes des tableaux :

Tableau I-1: Caractéristiques géométriques du bâtiment	3
Tableau I-2 : Caractéristiques des aciers	11
Tableau I-3 : Les hypothèses de calcul.....	13
Tableau II-1: Récapitulation de pré dimensionnement.....	22
Tableau II-2: Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux.....	22
Tableau II-3: Valeurs d'épaisseur des voiles.....	24
Tableau II-4: descente de charge pour terrasse inaccessible	25
Tableau II-5: descente de charge pour étage courant	26
Tableau II-6: descente de charge pour RDC	26
Tableau II-7: charge permanent des murs extérieurs.....	27
Tableau II-8: Charge permanent des murs intérieurs	27
Tableau II-9: descente de charge pour balcon	28
Tableau II-10: Prédimensionnement des escaliers	31
Tableau II-11: Valeurs d'épaisseur de la paillasse et de palier	32
Tableau II-12: Evaluation des charges et des surcharges du palier	32
Tableau II-13: Descente de charge de la paillasse.....	33
Tableau II-14: Combinaison (ELU,ELS) des escaliers	33
Tableau III-1: Charges supportées par les poutrelles	38
Tableau III-2: Récapitulatif des Moments et Efforts tranchants de plancher de RDC.....	52
Tableau III-3: Récapitulatif des Moments et Efforts tranchants de plancher d'étage courant.....	52
Tableau III-4: Récapitulatif des Moments et Efforts tranchants de plancher de terrasse inaccessible	52
Tableau III-5: Récapitulatif des ferrailages d'étage courant	60
Tableau III-6: Récapitulatif des ferrailages de RDC.....	60
Tableau III-7 : Récapitulatif des ferrailages de terrasse inaccessible.....	61
Tableau III-8: Longueur calculée et choix de l'ancrage pour chaque type d'acier	61
Tableau IV-1: Périodes et participation massique modale du modèle finale (donné par SAP)	103
Tableau IV-2: Critère de qualité (q)	106
Tableau IV-3: Poids des différents niveaux (donné par SAP2000).....	107
Tableau IV-4 : Forces sismiques des différents niveaux pour R=5.....	109
Tableau IV-5 :Efforts tranchant à la base par la méthode spectrale (donné par le SAP2000)	110
Tableau IV-6: Effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente (Déjà calculé).....	110
Tableau IV-7 : Vérification des efforts tranchants sens (x-x)	111
Tableau IV-8: Vérification des efforts tranchants sens (y-y)	112
Tableau IV-9 : Vérification des efforts normaux sens (x-x).....	113
Tableau IV-10 : Vérification des efforts normaux sens (y-y).....	113
Tableau IV-11 : Effort normale globale (donné par le SAP2000).....	114
Tableau IV-12 : Vérification de l'effort normal réduit.....	116
Tableau IV-13: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens (x-x).....	117
Tableau IV-14 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens (y-y).....	117
Tableau IV-15 : Vérification de l'effet P-Delta (sens x-x).....	118
Tableau IV-16 : Vérification de l'effet P-Delta (sens y-y).....	119
Tableau V-1: Sollicitations maximales dans les poteaux à ELU.....	122

Tableau V-2: Sollicitations maximales dans les poteaux à l'accidentel (G+Q±E) ..	123
Tableau V-3: Sollicitations maximales des poteaux à ELS	123
Tableau V-4: Récapitulatif de calcul de ferrailage	125
Tableau V-5: Ferrailage transversale des poteaux	128
Tableau V-6 : Longueur de recouvrement des poteaux	128
Tableau V-7: Longueur de la zone nodale des poteaux	129
Tableau V-8: Sollicitations maximales de la poutre secondaire	131
Tableau V-9: Ferrillages de la poutre secondaire	132
Tableau V-10: Vérification à l'état limite de service des poutres secondaires	135
Tableau V-11: Ferrillages longitudinal des poutres secondaires	135
Tableau V-12: Longueur de l'ancrage pour chaque type d'acier	136
Tableau V-13: Longueur de recouvrement	136
Tableau V-14: Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre secondaire	137
Tableau V-15: Sollicitations maximales des poutres principales	139
Tableau V-16: Ferrillages calculés de la poutre principale	140
Tableau V-17: Vérification à ELS des poutres principales	143
Tableau V-18: Ferrillages longitudinal des poutres principales	143
Tableau V-19: Longueur de l'ancrage pour chaque type d'acier	144
Tableau V-20: Longueur de recouvrement des poutres principales	144
Tableau V-21: Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre principale	145
Tableau V-22 : Sollicitations des voiles (L=1m)	148
Tableau V-23: Ferrailage calculés des voiles (L=1m)	152
Tableau V-24 : Ferrailage verticaux des voiles	153
Tableau V-25: Ferrailage horizontaux des voiles	153
Tableau V-26 : Armatures de coutures des voiles	154
Tableau V-27: Vérification à l'ELS des voiles	155
Tableau V-28: Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles	156
Tableau VI-1 : Sollicitations du radier	169
Tableau VI-2: Armatures longitudinale du radier	173
Tableau VI-3 : Armatures répartition du radier	174
Tableau VI-4: Sollicitation de la nervure	176
Tableau VI-5: Armatures longitudinale de la nervure	178
Tableau VII-1: Développement des Rotules Plastiques	209
Tableau VII-2 : Valeurs de coefficient C_0	211
Tableau VII-3 : Valeurs du coefficient C_2	212
Tableau VII-4 : Paramètres utilisés pour le calcul du déplacement cible	213
Tableau VII-5: Paramètres utilisés pour le calcul du coefficient de comportement	215
Tableau VII-6 : Valeurs du coefficient de comportement	216
Tableau VII-7 : Paramètres utilisés pour le calcul du Kp et du Id	217

Notations :

G : Action permanente

Q : Action d'exploitation

RPA : le règlement parasismique Algérien

E : Action accidentelle

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton

σ_{bc} : Contrainte du béton

σ_{st} : Contrainte admissible d'acier

σ_{st} : Contrainte d'acier

τ : Contrainte admissible de cisaillement

τ : Contrainte ultime de cisaillement

σ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression

f_{jt} : Résistance à la traction

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours

f_e : Limite élastique d'acier.

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vi} : Déformations différées.

ν : Coefficient de poisson.

e_p : Epaisseur.

e : Excentricité

h_e :Hauteur libre d'étage.

A_{st} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

St : Espacement entre cadre.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

Θ : Coefficient d'application

C.N. F : Condition de non fragilité.

C.N. V : Condition non vérifié.

C. V : Condition vérifié.

η : Facteur de correction d'amortissement

I_x, I_y: Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

μ : Moment ultime réduit

α : Position relative de la fibre neutre

z: Bras de levier

d: Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_p : Facteur de force horizontal

λ : L'élancement mécanique des poteaux.

Br : Section réduite

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_s : Moment fléchissant à l'état limite service

M_t : Moment en travée

M_a : Moment en appuis

T : Période propre.

T_u : Effort tranchant ultime

T : Effort tranchant.

T : La période fondamentale de la structure.

V : Effort tranchant à la base.

N: Effort normal

g : Largeur de marche (giron).

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

$\xi\%$: Le pourcentage d'amortissement.

R: Coefficient de comportement global de la structure

Q: Facteur de qualité

W_T: Poids total de la structure

W_i : Poids sismique au niveau « i »

C_t : Coefficient de période

β: Coefficient de pondération

L_f:: Longueur de flambement.

f̄: Flèche admissible.

λ_g : L'élancement géométrique.

(a ; b) : Dimensions du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur

φ_l: Diamètre d'une barre d'acier longitudinal

φ_t: Diamètre d'une barre d'acier transversale

St: Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

E. L. A : Etat limite accidentel

K : Coefficient de raideur du sol.

hr : Hauteur du radier dalle.

ls : Longueur de scellement droit.

δ_e : déplacement élastique

δ_u : déplacement ultime

β_{eff} : L'amortissement effectif.

Bin : L'amortissement inhérent.

μ : Facteur de ductilité de la structure

β_0 : coefficient d'amplification spectrale

FEMA : Federal Emergency Manageme

Introduction générale :

Durant l'histoire, Les pires catastrophes naturelles été principalement causées par des séismes, elles peuvent affecter de nombreuses régions périodiquement et presque régulièrement, et peuvent affecter soudainement d'autres sites, provoquant dans les deux cas des catastrophes et des destructions, ce qui a amené les sciences de l'ingénierie à concentrer leur attention à étudier et analyser ces séismes afin de trouver des normes et des codes de construction pour la conception et la mise en oeuvre de structures résistantes aux actions sismiques, parmi lesquelles, l'analyse push over.

La méthode d'analyse Push over est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Push over permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure. Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel, constitué d'un RDC à usage commercial et de sept étages (R+7) à usage d'habitation plus une terrasse inaccessible, l'étude faite en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99 version 2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R. BC 2.2. Cette étude se compose de sept chapitres :

- Le premier chapitre consiste à la présentation du bâtiment, la description des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires (poutrelles escalier, l'acrotère).
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel SAP2000.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est l'objet du cinquième chapitre.
- Dans le sixième chapitre nous avons fait le choix des fondations qui convient aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure.
- Le septième et dernier chapitre concerne l'analyse d'une structure avec la méthode pushover.

Enfin, on terminera notre étude par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire une étude génie civil d'un bâtiment à usage multiple, composé d'un rez-de-chaussée plus sept étages,

- ✓ Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial ;
- ✓ De 1er au 7ème étage à usage d'habitation.

Le bâtiment est implanté à Boudjlida Wilaya de TLEMCEM classée en Zone I selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de faible sismicité.

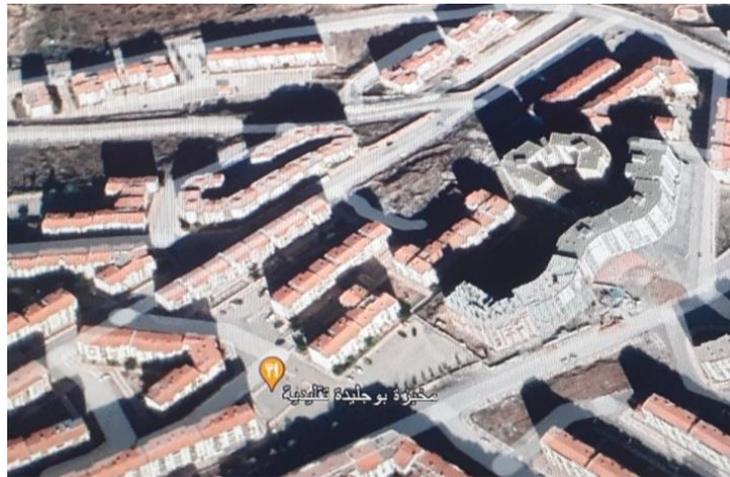


Figure I.1 : Vue sur le site

I.3 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment

La surface totale de bâtiment	150.5 m ²
Longueur totale du bâtiment	17.50 m
Largeur totale du bâtiment	8.60 m
Hauteur totale du bâtiment	26 m
Hauteur des étages courants	3.06 m
Hauteur du rez-de-chaussée	4.08 m

I.4. Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après le rapport du laboratoire mécanique de sol (LTPO), la contrainte admissible du sol d'implantation du bâtiment $\bar{\sigma}$ est de 4.0 bars.

I.5. Conception de l'ouvrage :

I.5.1. Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisée en système de portiques « poteaux, poutres ». Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.5.2. Plancher :

Le plancher est un aire plane horizontale séparent deux niveaux d'une construction et qui est capable de supporter des charges. Dans notre projet, on va utiliser deux types de plancher :

- ✓ Plancher à corps creux : pour le rez-de-chaussée et les étages courants.

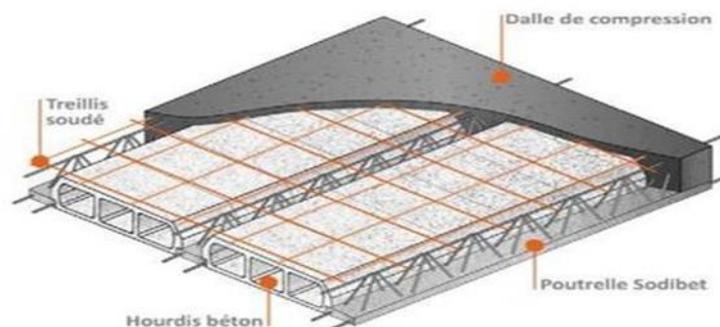


Figure I.2 : Plancher corps creux

- ✓ dalle pleine : pour les balcons.

I.5.3. Escalier :

Escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers. Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier composée d'un palier et de paillasse réalisés en béton armé coulé

sur place.

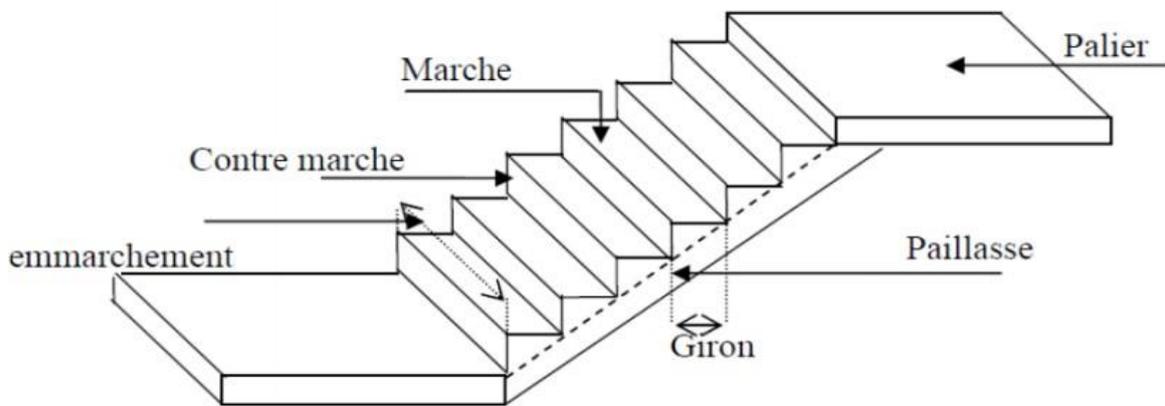


Figure I.3 : Schéma d'un escalier

I.5.4. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Etanchéité multicouche imperméable pour plancher terrasse inaccessible.
- ✓

I.5.5. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.

Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois et l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.5.6.les voiles :

Les voiles sont réalisés en béton armé conçus pour le contreventement et ils résistent aux chargements sismiques. Les voiles peuvent être simples ou composés.

I.5.7. Maçonnerie :

Dans notre projet, on va utiliser deux types de mur :

- **Murs extérieurs** : Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5 cm.
- **Murs intérieurs** : Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.5.8. Ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.5.9 Fondations :

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage des travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

I.6. Caractéristique mécanique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent répondre aux exigences technologie de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.6.1. Le Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (Ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Avantages du béton armé :

- ✓ Economie.
- ✓ La souplesse d'utilisation.
- ✓ Durabilité.
- ✓ Résistance au feu.

I.6.2. Résistance caractéristique du béton :

I.6.2.1 Compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Le

durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{(4.46+0.83j)} * f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \times f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25$ MPa

I.6.2.2 Traction f_{Tj} :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{Tj} , est conventionnellement définie par les relations (Art 2-1-12 BAEL 91) [2] :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{Tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{Tj} = 0,275 \times f_{cj} \times \frac{2}{3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour 28 jours $\Rightarrow f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa

I.6.2.3 Contrainte limite :

❖ Etat limite ultime :

• Contrainte ultime de compression :

Elle est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

- ✓ $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles ;
- ✓ $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} \quad \text{pour } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{pour } \gamma_b = 1,15$$

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

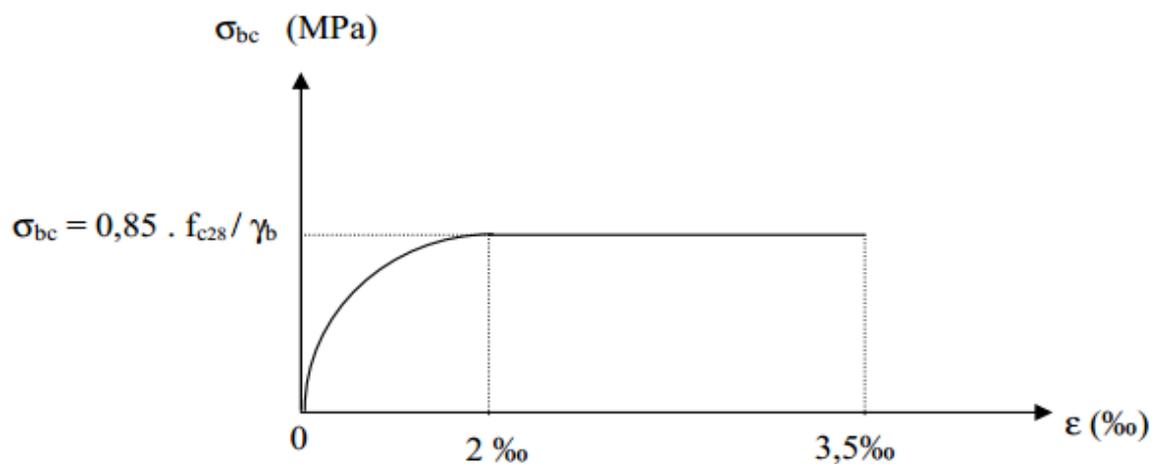


Figure I.4 : Diagramme contrainte de compression- déformation à l'ELU

- **Contrainte admissible de cisaillement :**

Les contraintes limites de cisaillement sont données par les relations suivantes :

$$\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \text{ si fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \text{ si fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u par la relation :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec : b_0 : largeur de la pièce

d : Hauteur utile ($d=0.9h$)

- ❖ **Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

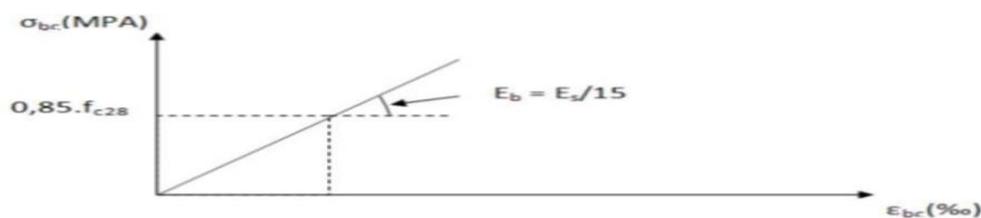


Figure I.5 : Diagramme contrainte- déformation à ELS.

- ❖ **déformation longitudinale du béton :(Module d'élasticité)**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

- **Le module de déformation longitudinale instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{F_{cj}} \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

- **Le module de déformation longitudinale différé :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{F_{cj}}$$

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

- **Module déformation transversal**

La formule du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = E / 2 (1+\nu) \text{ MPa}$$

Avec

ν : Rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- ✓ $\nu = 0,2$ l'état limite de service.
- ✓ $\nu = 0$ d'état limite ultime
- ✓ E: module de Young

I.6.3. Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

I.6.3.1 Résistance caractéristiques de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Les principales armatures utilisées.

Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers

Type	Designation	Limite d'élasticité fe	Emploi
rounds lisse	Fe E22 Fe E24	215Mpa 235 MPa	armatures transversals
barre H.A Type 1- 2	Fe E 400 Fe E500	400 MPa 500 MPa	armature longitudinal
barre H.A Type 3 treillis soudé fils	Fe TE 40 Fe TE 50	400 MPa 500 MPa	sous forme de barres droites ou de treillis

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400.

I.6.3.2 Contrainte limite :

❖ Etat limite ultime :

Les contraintes de calcul (σ_s) à l'ELU des armatures longitudinales et transversales sont données en fonction des déformations (ϵ_s) des aciers par le diagramme suivant :

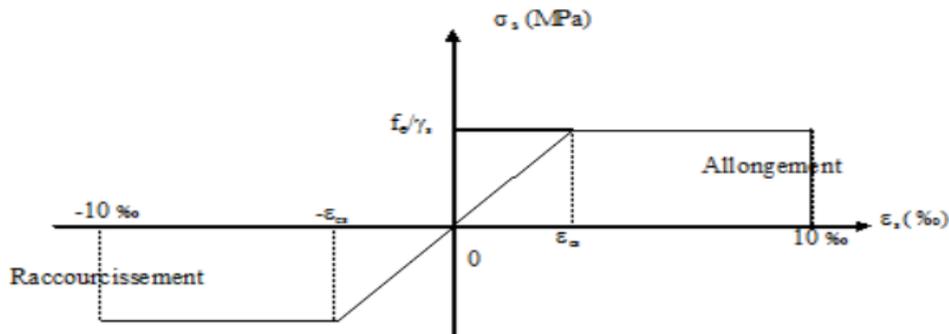


Figure I.6 : Diagramme contraintes- déformations de l'acier

❖ Limite d'élasticité :

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \text{ (Acier naturel)}$$

avec γ_s : Coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1.15$ En situation durable
- $\gamma_s = 1$ En situation accidentelle

❖ Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

• Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

• Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right)$$

• Fissuration très préjudiciable:

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{t28}})$$

$$\text{Avec } \eta \text{ (coefficient de fissuration)} = \begin{cases} 1,6 \text{ pour les H.A} \\ 1,0 \text{ pour les R.L} \end{cases}$$

I.7 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

✓ Etat limite ultime : $1,35G+1,5Q$

✓ Etat limite service : $G + Q$.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G+ Q + E$
- $0,8 G + E$

Avec : **G** : Charge permanente

Q : Charge exploitation

E : Effort de séisme

I.8 Hypothèses de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$
- Limite d'élasticité des armatures longitudinales : $f_e = 400 \text{ Mpa [HA]}$.
- Limite d'élasticité des armatures transversales : $f_e = 235 \text{ Mpa [RL]}$.

- **Les données de calcul :**

Tableau I.3 : Les hypothèses de calcul

Dosage de ciment	350 kg / m³
La résistance à la composition du béton	fc28 = 25 MPa
La résistance à la traction du béton	Ft28=2.1 MPa
Contrainte limites de béton à la compression	Fbc= 14,17 MPa
Module d'élasticité longitudinal instantané	Eij = 32164. 195 MPa
Module d'élasticité longitudinal différé	Evj = 10819 MPa
Limite d'élasticité des armatures longitudinales	fe= 400 Mpa [HA]
Limite d'élasticité des armatures transversales	fe= 235 Mpa [RL]
Facteur de correction d'amortissement	η = 1. 6
Contrainte admissible du béton	$\overline{\sigma}_{bc}$= 15 MPa
Contrainte à la Limite d'élasticité	σ_{st}= 347.82 MPa
Contrainte admissible d'acier	$\overline{\sigma}_{st}$= 201.63 MPa

I.9. Conclusion

Dans ce chapitre, on a donné une vue global sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi que les caractéristiques des matériaux à adopter.

Chapitre II :

***Pré dimensionnement
des éléments et
descente de charges***

II.1. Introduction :

Le présent chapitre est consacré au pré dimensionnement et la descente des charges des éléments du bâtiment, les dimensions obtenues conformément aux règles de construction seront la base de l'évaluation des charges appliquées sur la structure.

II.2. Pré dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir BAEL91, PRA99/version 2003 et le CBA93.

II.2.1. Plancher :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

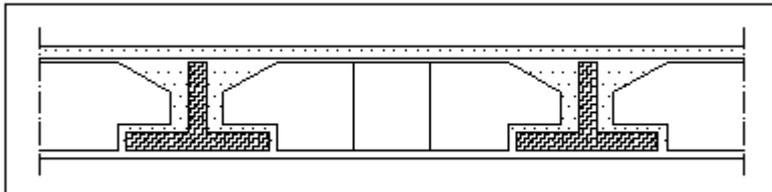


Figure II.1: Coupe transversale du plancher

II.2.1.1 Détermination de l'épaisseur du plancher :

Pour l'épaisseur du plancher h_{TP} , on utilise la condition de flèche admissible du BAEL91:

$$h_{TP} \geq \frac{L}{22.5}$$

L : La plus grande portée entre axe des poutres secondaires (chaînages).

h_{TP} : Hauteur total du plancher.

$$h_{TP} \geq \frac{370}{22.5}$$

$$h_{TP} \geq 16.44 \text{ cm}$$

On prend la hauteur de plancher : $h_{TP} = 21 \text{ cm}(16 + 5)$

D'où l'épaisseur de corps creux est de 16cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 5cm.

II.2.1.2 Nervure :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

$$b = b_0 + 2 * b_1 \text{ avec : } 8 \leq b_0 \leq 14$$

On prend : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 = \min (b - b_0 / 22 ; L_{\min} / 10) \quad \text{CBA93 (art A. 4. 1. 3).}$$

Telle que « L » est la plus petite portée des poutrelles

$$b_0 = 12 \text{ cm ; } L_{\min} = 320 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (65 - 12 / 22 ; 320 / 10)$$

$$b_1 = \min (26.5 ; 32)$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

Donc on prend $b = 65 \text{ cm}$

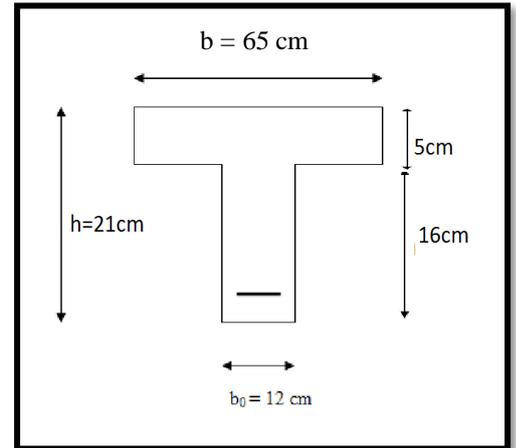


Figure II.2 : Nervure en T

Le minimum de b_1 doit vérifier les conditions de **RPA99 V2003** suivantes :

❖ **Première condition :**

$$b_1 \leq b - b_0 / 2 \quad 26.5 \leq 65 - 12 / 2 = 59$$

$$26.5 \text{ cm} \leq 59 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

❖ **Deuxième condition :**

$$b_1 \leq L / 10 \quad 26.5 \leq 320 / 10$$

$$26.5 \text{ cm} \leq 32 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

❖ **Troisième condition :**

$$b_1 \leq \min(6h_0 ; 8h_0) = \min(6 * 5 ; 8 * 5) = \min(30 ; 40)$$

$$26.5 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

II.2.2 Poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.2.2.1 Poutre principale :

D'après les règles de **B.A.E.L 91**, on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Et} \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

L : Distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : Hauteur de la poutre.

$$L = 4.20 \text{ m}$$

$$\frac{4.20}{15} \leq h \leq \frac{4.20}{10}$$

$$(28 \leq h \leq 42) \text{ cm}$$

$$\text{On prend } h = 40 \text{ cm}$$

b:Largeur de la poutre.

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h \quad \Leftrightarrow \quad 0.3 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40$$

$$12 \leq b \leq 28$$

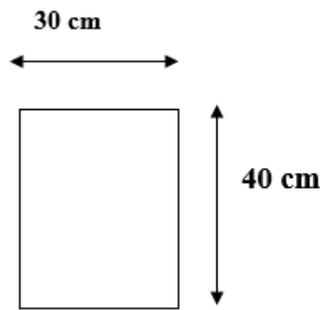
On prend le min de R.P.A : **b = 30cm**

D'après le **R.P.A 99** version **2003**, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1.33 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$



II.2.2.2 Poutres secondaires :

D'après les règles de CBA93 [3], on a :

$$L = 3.70 \text{ m}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

$$(24.66 \leq h \leq 37) \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 35 \text{ cm}$$

Telle que b largeur de la poutre.

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h \quad \Leftrightarrow \quad 0.3 * 35 \leq b \leq 0.7 * 35$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5$$

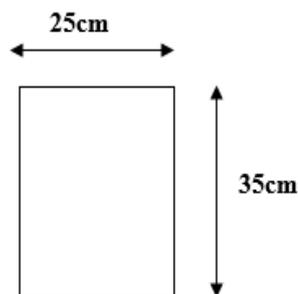
$$\text{On prend le min de R.P.A : } b = 25 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 version 2003 on a :

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

$$h \geq 35\text{cm} \Rightarrow 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \Rightarrow 1.4\text{cm} \leq 4\text{cm} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$



II.2.3 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, qui supportent toutes les charges et les surcharges de différents niveaux et les transmettent aux fondations.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du RPA99/V2003 :

$\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ (zone 1).

$\text{Min}(a, b) \geq h/20$.

$1/4 < a/b < 4$.

Avec :

b : La largeur du poteau.

h : Hauteur du poteau.

he : Hauteur libre d'étage.

Le calcul se fait sur la section du poteau le plus sollicité

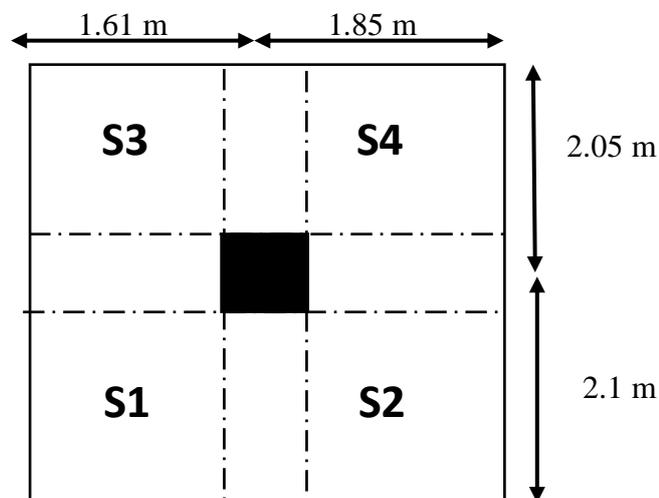


Figure II.3 : Section du Poteaux le plus le sollicité

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale : $S = (1.61 \cdot 2.1) + (1.85 \cdot 2.1) + (1.61 \cdot 2.05) + (1.85 \cdot 2.05) = 14.359 \text{ m}^2$ montrée par la figure (Voir les plans d'architectures). On suppose une charge moyenne de $1 \text{ (t/m}^2\text{)}$ par étage.

$$N_u = Q \times S \times n$$

Avec :

- Nu : Effort normal ultime.
- Q : Charge moyenne répartie de 1t/m².
- n : Nombre d'étage +RDC =8

$$\text{Donc : } Nu = 1 \times 14.359 \times 8 = 114.872 \text{ t}$$

$$Nu = 1.14872 \text{ MN}$$

❖ **Section réduite (Br) :**

Selon les règles du B.A.E.L 91, l'effort normal ultime « Nu » doit vérifier la relation suivante :

$$Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{F_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \cdot fe}{100 \cdot \gamma_s}}$$

Avec :

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\beta = (0.85 * \lambda^2) / 1500 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$.

$$F_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas générales)}$$

$$fe = 400 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :

$$Br \geq \frac{1.2 * 1.14872}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 * 400}{100 * 1.15}} = 0.07371 \text{ m}^2 = 737.1 \text{ cm}^2$$

On a:

$$B_r \geq (a - 0.02)^2$$

$$a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$$

$$a \geq \sqrt{737.1} + 0.02$$

$$a \geq 27.169\text{m}$$

On prend

$$a = 40 \text{ cm (section carré)} \Rightarrow a = b = 45 \text{ cm}$$

❖ **Vérification des conditions de R.P.A99 V2003 :**

✓ **Première condition :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min}(45; 45) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$\text{Min}(45; 45) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{2.77}{20} = 13.85 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$1/4 = 0.25 \leq \frac{a}{b} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

✓ **Deuxième condition :**

$$\frac{N_U}{B * F_{c28}} \leq 0.3$$

$$1.14872 / (0.45 * 0.45 * 25) = 0.22 < 0.3 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

❖ **Vérification du poteau au flambement :**

✓ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = 50^4 / 12 = 520833.33 \text{ cm}^4$$

✓ **Ray on de giration Ix, Iy :**

$$I_x = I_y = \sqrt{\frac{I_x}{a * b}} = \sqrt{(341718.75 / 50^2)} = 14.43 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i$$

$$L_f = K \cdot h_o$$

Avec :

Lf : Longueur de flambement.

ho = 3.06 m (La hauteur d'étage).

K = 0,7 Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$L_f = 0.7 * 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / I_x$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 214.2/14.43 = 14.84 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 14.84 \text{ cm} < 50 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

Les valeurs des élancements calculés pour les autres poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Récapitulation de prédimensionnement

Elément	Poteaux (cm ²)	Poutres principales (cm ²)	Poutres secondaires (cm ²)
RDC	50*50	40*30	35*25
1er étage	50*50	40*30	35*25
2eme étage	45*45	40*30	35*25
3eme étage	45*45	40*30	35*25
4eme étage	40*40	40*30	35*25
5eme étage	40*40	40*30	35*25
6eme étage	35*35	40*30	35*25
7eme étage	35*35	40*30	35*25

Tableau II.2: Récapitulation de prédimensionnement des poteaux

Poteaux	N Étage	S (m ²)	Nu (MN)	Br (m ²)	a=b (m)	$\frac{Nu}{B * F_{c28}}$	≤ 0.3	L ₀	L _f (cm)	λ _x = λ _y (cm)	<50
RDC	8	14.359	1.148	0.0737	0.50	0.184	C.V	4.08	285.6	19.76	C.V
Étage 1	7	14.359	1.005	0.0645	0.50	0.161	C.V	3.06	214.2	14.84	C.V
Étage 2	6	14.359	0.861	0.0552	0.45	0.170	C.V	3.06	214.2	16.48	C.V
Étage 3	5	14.359	0.717	0.0461	0.45	0.141	C.V	3.06	214.2	16.48	C.V
Étage 4	4	14.359	0.574	0.0368	0.40	0.143	C.V	3.06	214.2	18.55	C.V
Étage 5	3	14.359	0.431	0.0277	0.40	0.107	C.V	3.06	214.2	18.55	C.V
Étage 6	2	14.359	0.287	0.0184	0.35	0.094	C.V	3.06	214.2	21.21	C.V
Étage 7	1	14.359	0.143	0.0092	0.35	0.047	C.V	3.06	214.2	21.21	C.V

II.2.4 Les voiles :

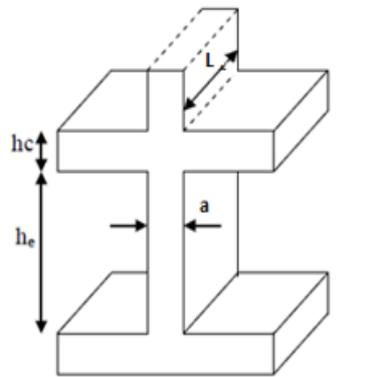


Figure II.4 : coupe en élévation

Les voiles sont des éléments en béton armé qui résistent aux charges horizontales, dues au

Notre bâtiment est réalisé à TLEMCEN, et selon RPA99V2003, il est classé dans la zone I. Vu de la hauteur totale importante du bâtiment qui atteint 26 m, et qui est supérieure à 17m, d'après le RPA, il est indispensable de contreventer notre structure par des voiles.

Le RPA99/V2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L > 4a \\ a \geq \frac{he}{20} \end{array} \right.$$

✓ Pour type 1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur du voile} \\ a : \text{Epaisseur des voiles (amin = 15 cm)} \\ he : \text{Hauteur libre d'étage (3.06)} \end{array} \right.$$
$$a = \frac{306}{22} = 13.9 \text{ cm}$$

On prend : $a=20\text{cm}$

$$L > 4 \cdot 15 = 60 \text{ cm}$$

✓ Pour type 2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} he : \text{Hauteur de RDC} = 4.08 \text{ m} \\ a = \frac{408}{22} = 18.54 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $a=20$ cm

$$L > 4 * 20 = 80 \text{ cm}$$

Tableau II.3 : Valeurs d'épaisseurs des voiles

Niveaux	H_e (cm)	a (cm)	L (cm)
RDC	408	20	100
1 ^{er} au 7 ^{eme} étage	306	20	100

II.3 Descente des charges :

II.3.1 Introduction :

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure et connaître la répartition des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations qui transmettent ses charges au sol. Les valeurs obtenues permettront de dimensionner tous les éléments porteurs de notre structure.

Les différents charges et surcharges existantes à D.T.R- B.C 22 [5] sont :

- ✓ Les charges permanentes (**G**).
- ✓ Les surcharges d'exploitation (**Q**).
- ✓ Les surcharges climatiques.
- ✓ Les actions accidentelles.

II.3.2 Plancher corps creux :

II.3.2.1 Plancher terrasse inaccessible :

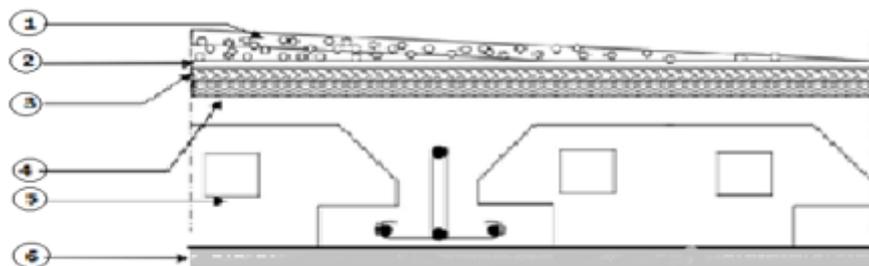


Figure II.5 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.4 : Descente de charge pour terrasse inaccessible

N	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	20	1
2	Etanchéité multiple	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Plancher (16+5)			3.10
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
				G= 6.78 Q=1

II.3.2.2 Plancher étage courante :

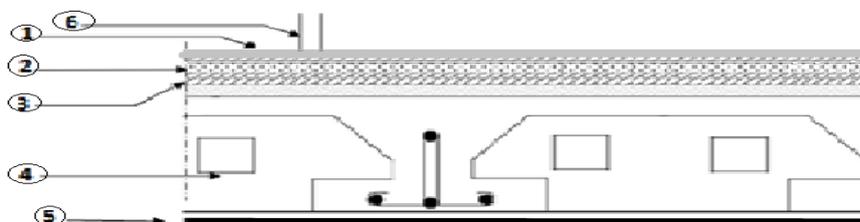


Figure II.6 : Plancher étage courante

Tableau II.5 : Descente de charge pour étage courant.

N	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher (16+5)			3.10
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Closions intérieure	0.1	10	1
				G= 5.5 Q=4

II.3.2.3 Plancher RDC :

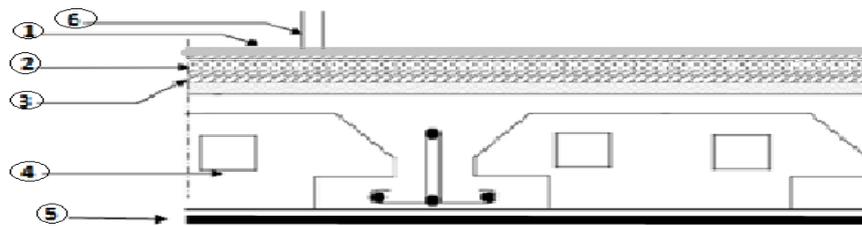


Figure II.7 Plancher RDC

Tableau II.6 : Descente de charge pour RDC

N	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher (16+5)			3.10
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Closions intérieure	0.1	10	1
				G= 5.5
				Q=1.5

II.3.3 Murs :

II.3.3.1 Murs extérieures :

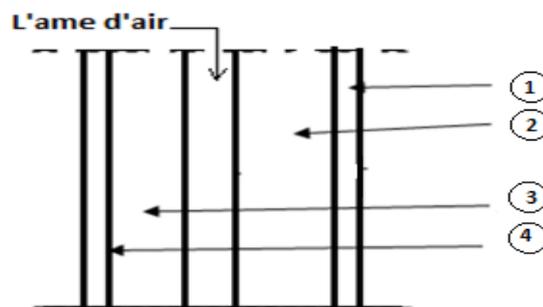


Figure II.8 : Murs extérieures

Tableau II.7 : Charge permanent des murs extérieurs

N	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique de 15 cm	0.15	9	1.35
3	Vide d'air	0.05	0	0
4	Brique de 10 cm	0.1	9	0.9
	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=2.81

II.3.3.2 Murs intérieurs :

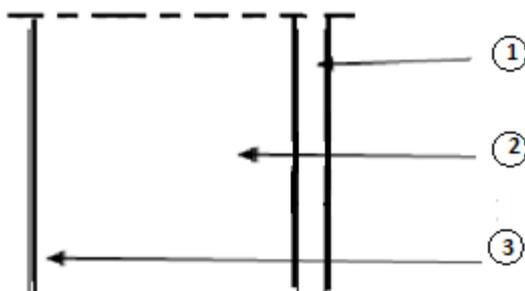


Figure II.9 : Murs intérieurs

Tableau 0II.8 : Charge permanent des murs intérieurs

N	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique de 10 cm	0.1	9	0.9
3	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
				G=1.62

II.3.4 Balcon :

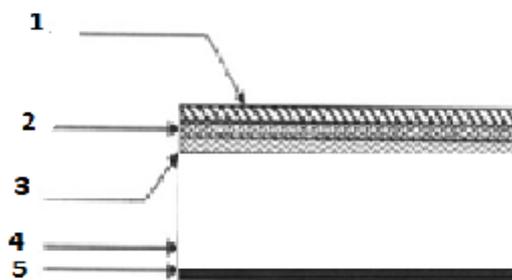


Figure II.10 : Balcon

Tableau II.9 : Descente de charge pour balcon

N	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=5.15
				Q=3.5

II.3.5 Escalier :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, Les dimensions caractérisant un escalier sont :

g: Giron.

h: Hauteur de la contre marche.

e_p : Epaisseur de la paillasse et de palier.

H : Hauteur d'une volée.

l: Longueur de la paillasse projeté.

L_1 : Largeur de palier.

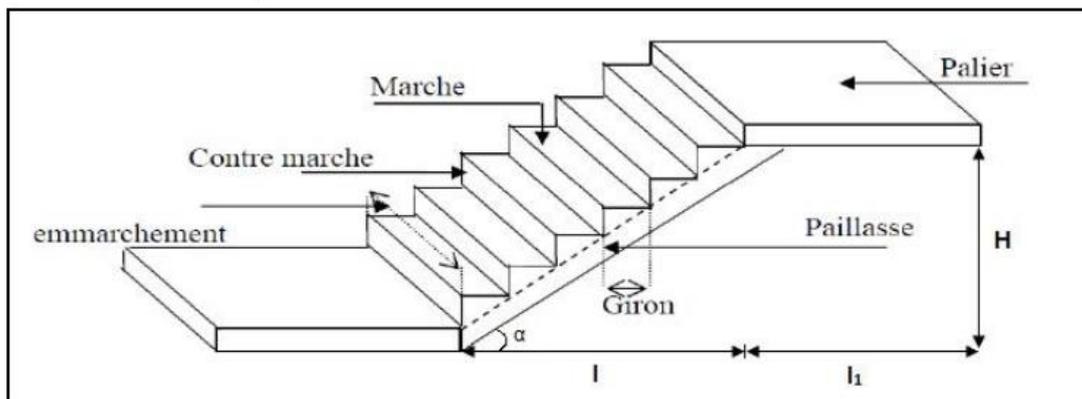


Figure II.11 : Schéma des escaliers.

II.3.5.1. Pré-Dimensionnement des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2.h \leq 64 \text{ cm.}$$

Avec:

$$14\text{cm} \leq h \leq 20 \text{ cm.}$$

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

❖ Hauteur de contre marche (h) et giron (g) :

On prend: $h = 17 \text{ cm}$

Giron: ; $59 \leq g + 2.h \leq 64 \text{ cm}$

On prend : $g = 30 \text{ cm}$

$$59 \leq g + 2.h \leq 64 \rightarrow 59 \leq 64 \rightarrow \text{C.V}$$

❖ Nombre de contre marche totale "nt" :

- RDC :

$$nt = 408 / 17 \Rightarrow nt = 24 \text{ (12 contre de marche)}$$

- Etage courant :

$$nt = 306 / 17 \Rightarrow nt = 18 \text{ (9 contre de marche)}$$

❖ Nombre de marche (m) :

- RDC :

$$M = n - 1 \rightarrow m = 12 - 1 = 11$$

- Etage courant :

$$m = n - 1 \rightarrow m = 9 - 1 = 8$$

❖ Longueur de la ligne de foulée (L) :

- RDC :

$$L = g \times (n - 1) = 30 \times (12 - 1) = 330\text{cm}$$

- **Etage courant :**

$$L = g \times (n - 1) = 30 \times (9 - 1) = 240\text{cm}$$

❖ **Inclinaison de la paillasse :**

- **RDC:**

$$H = (17 \times 11) = 187\text{cm}$$

- **Etage courant:**

$$H = (17 \times 8) = 136 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{0,17}{0,3} = 0,56 \rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{0,17}{0,3} = 0,56 \rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

- n: nombre de contre marche.

$$n = H/h$$

H=Hauteur entre deux niveaux.

- n' : nombre de marche

$$n' = n - 1$$

- La longueur de la ligne de foulée :

Elle est placée conventionnellement

$$L = g \cdot n'$$

Tableau II.10 : Pré-dimensionnement des escaliers

Niveaux	H (m)	h (m)	n	n'	g (m)	L (m)
RDC	4.08	0,17	24	23	0,30	6.9
Etage courant.	3.06	0,17	18	17	0,30	5.1

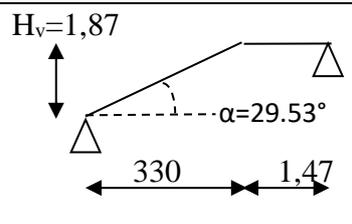
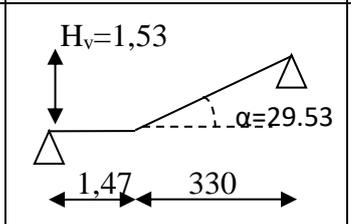
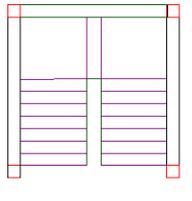
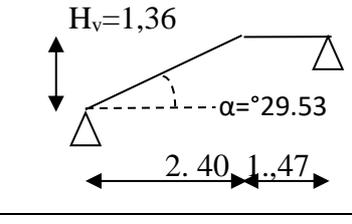
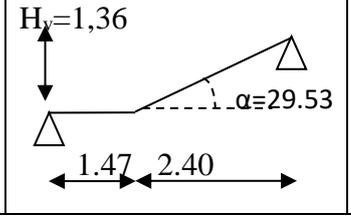
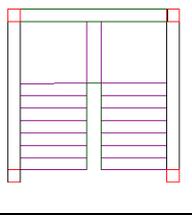
- l'inclinaison de la paillasse

$$\alpha = \arctg\left(\frac{H_v}{L_v}\right)$$

H_v : Hauteur verticale de la volée

L_v : Longueur horizontale de la volée.

II.3.5.2 Les types d'escaliers:

Niveaux	Schéma statique				Vue en plan
	Type	Volée 1	Type	Volée 2	
Type 01 RDC	Type 1	$H_v=1,87$ 	Type 1	$H_v=1,53$ 	
Type 02 Etage courant	Type 2	$H_v=1,36$ 	Type 2	$H_v=1,36$ 	

❖ Calcul des épaisseurs

- **Epaisseur de la paillasse:**

$$L=330\text{cm}$$

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \quad 16.5 \leq e \leq 22$$

Donc on prend: $e=20\text{cm}$

- **Epaisseur palier**

•

$$L=240\text{cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad 12 \leq e_p \leq 16$$

Donc on prend: $e_p = 15\text{cm}$

Tableaux II.11 : Valeurs d'épaisseur de la paillasse et de palier

Types	A	L (m)	Epaisseur de la paillasse (m)	Epaisseur palier (m)
Type 1	29.53°	3.30	0,1	0.2
Type 2	29.53°	2.40	0,1	0,1

II.3.5.2.Descente de charge:

❖ Palier :

Tableau II.12 : Evaluation des charges et des surcharges du palier

Désignation	P (kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2200	0,02	44
Poids propre de palier	2500	0,15	375
Enduit en plâtre	1200	0,02	24
G	487 kg/m ²		
Q	250/m ²		

❖ Volée (paillasse) :

Tableau II.13 Descente de charge de la paillasse

Désincarnation	p (kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier horizontal	2000	0,02	40
Carrelage contre marche	$2000 * \frac{0,17}{0,3}$	0,02	22,66
Mortier vertical	$2000 * \frac{0,17}{0,3}$	0,02	22,67
Paillasse en BA	2500	0,15	450
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Contre marche	$2500 * \frac{0,17}{2}$		212,5
G	736,82 kg/m ²		
Q	250 kg/m ²		

Tableau III.14 : Combinaisons (ELU, ELS) des escaliers

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU (1,35G+1,5Q) (KN/m)	ELS (G+Q) (KN/ml)
Paillasse	7,3682	2,5	13,697	9,8682
Palier	4,87	2,5	10,3245	7,37

III.3.5.3 Pré dimensionnement de la poutre palière :

❖ Définition :

Une poutre palière est un support pour des paliers et limons d'un escalier.

❖ **Pré-dimensionnement :**

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifiée en considérant le RAP 99/version 2003.

➤ **Selon le CBA 93**

- **La hauteur est donnée par :**

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

Avec :

L : Distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : Hauteur de la poutre

- **Poutre palière d'escalier "type I" :**

L = 370cm

$$370/15 \leq h \leq 370/10 \quad \Rightarrow \quad 24.66 \leq h \leq 37 \text{ (cm)}$$

On adopte:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 35 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

Poutre palière d'escalier "type II" :

L = 370 cm

$$370/15 \leq h \leq 370/10 \quad \Rightarrow \quad 24.66 \leq h \leq 37 \text{ (cm)}$$

On adopte:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 35cm} \\ \mathbf{b = 30cm} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification du "RPA 99 – version 2003" :**

Les dimensions de la ceinture doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

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

$$h/b = 1.5 < 4$$

- **Poutre palière d'escalier "type I" :**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots [\text{CV}]$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots [\text{CV}]$$

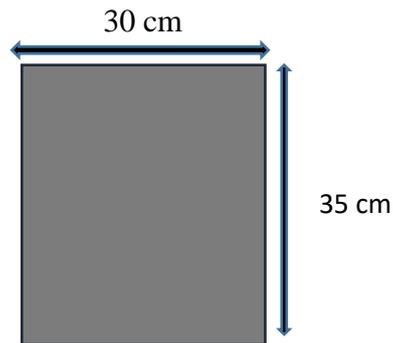
$h/b = 1.16 < 4$[CV]

- **Poutre palière d'escalier "type II" :**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ [CV]

$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ [CV]

$h/b = 1.16 < 4$ [CV]



II.4 Conclusion

Le pré dimensionnement et la descente de charge, sont les premiers pas de départ pour une étude théorique d'une structure et la base de la justification et vérification de la stabilité et résistance.

Chapitre III :

*Etude des éléments
secondaires*

III.1 Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires

- Les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directement
- Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (Planchers, escalier et acrotère).

III.2 Etude du plancher :

III.2.1 introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales, dans notre projet nous rappelons que nous avons un seul type de planchers : plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles

- Le calcul sera fait pour deux éléments
-
- ✓ Poutrelle.
 - ✓ Dalle de compression.

III.2.2 Vérification des conditions :

D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot ;
- Méthode des trois moments.

III.2.3 Types de poutrelles :

✓ RDC et étage courant :

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	

✓ Terrasse inaccessible :

Types	Schéma statique
Type 1	

III.2.4 Les charges des poutrelles :

Tableau III.1 : Charges supportées par les poutrelles

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU (KN/ml) $qu=b \times (1.35G+1.5Q)$	ELS(KN/ml) $qs=b \times (G+Q)$
RDC	5.5	4	0.65	8.726	6.175
Etage Courant	5.5	1.5	0.65	6.288	4.55
Terrasse Inaccessible	6.78	1	0.65	6.924	5.057

III.2.5 Détermination des efforts internes :

- Un exemple de calcul : Etage courant (Type 2)

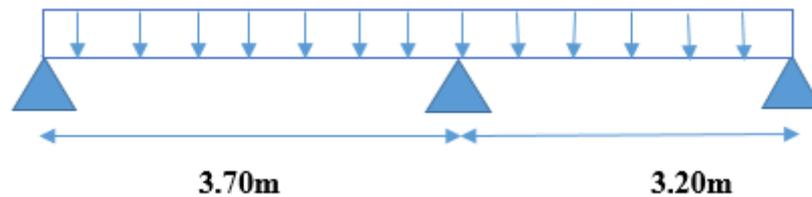


Figure III.1: Schéma statique de poutrelle type 2 (étage courant)

$$S_{\text{poutrelle}} = (0,65 \times 0,05) + (0,16 \times 0,12) = 0,0517 \text{ m}^2$$

$$P_p = S_{\text{poutrelle}} \times \gamma_{\text{béton}} = 0,0517 \times 25 = 1,29 \text{ Kn/m}$$

Avec :

P_p : Poids propre de poutrelle

➤ **ELU**

$$q_u = b(1,35(G + P_p) + 1,5 \cdot Q)$$

$$q_u = 0,65(1,35 \times (5,5 + 1,29) + 1,5 \times 1,5) = 7,42 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS**

$$q_s = b(G + P_p + Q)$$

$$q_s = 0,65(5,5 + 1,29 + 1,5) = 5,39 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

❖ **Méthodes des trois moments**

✓ **ELU :**

L'équation des trois moments s'écrit :

$$(M_{i-1} \times l_{i-1}) + 2(l_{i-1} + l_i) M_i + (M_{i+1} \times l_i) + 6A_i = 0$$

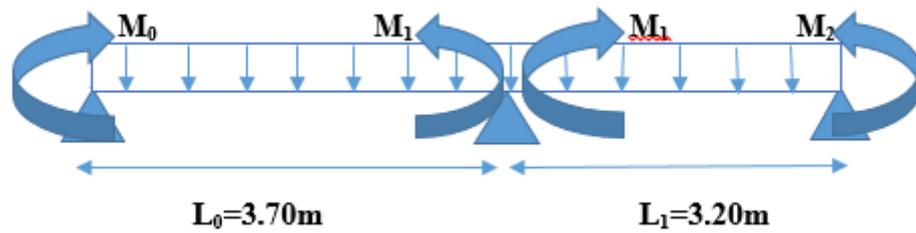
Avec: $A_i = R_{ig} + R_{id}$

➤ ELU :

- Calcul du moment en appui

- Travée 0-1-2 :

$q_u = 7,42 \text{ KN/m}$



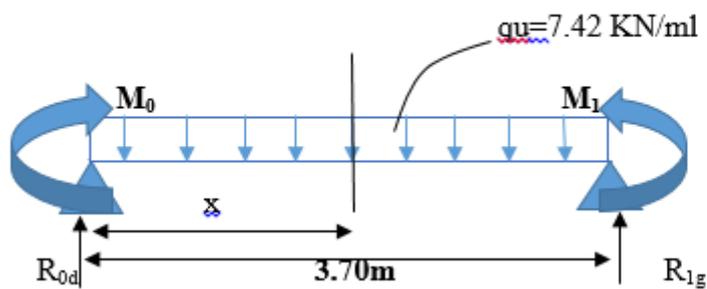
$$M_0 l_0 + 2 (l_0 + l_1) M_1 + M_2 l_1 + 6A_1 = 0$$

$$2 \times (3.70 + 3.20) \times M_1 + 6A_1 = 0 \quad \text{Car } M_0 = M_2 = 0$$

$$13.8 M_1 + 6A_1 = 0$$

Avec : $A_1 = R_{id} + R_{ig}$

1/



$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow -R_{0d}(3.70) + 7,42 \times \left(\frac{3.70^2}{2}\right) = 0$$

$$\begin{cases} R_{0d} = 13.727 \text{ KN} \\ R_{1g} = 13.727 \text{ KN} \end{cases}$$

- **S₁₋₁ : 0 ≤ x ≤ 3.70m**

$$M_{(x)} = R_{0d}x - \frac{q_u x^2}{2} = R_0 x - \frac{7,42 \cdot x^2}{2} = 13,727 x - 3,71x^2$$

$$\left[\begin{array}{l} M_{(0)} = 0 \end{array} \right.$$

$$M_{(3.70)} = 0$$

$$\left[\begin{array}{l} M'_{(x)} = 13,727 - 7,42x \\ M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 1,85 \end{array} \right.$$

$$M_{(max)} = M(1,85) = 12,697 \text{ KN.m}$$

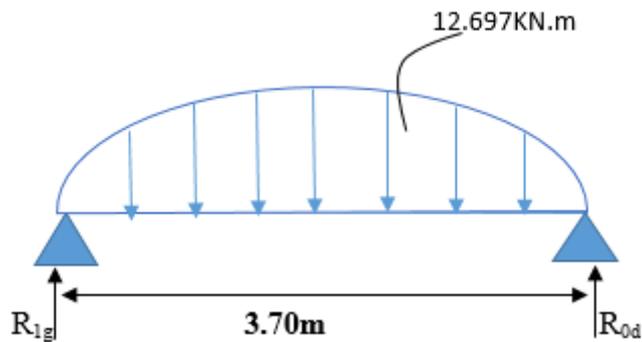


Figure III.2: Diagrammes des moments de poutrelle type 2 (étage courant) à ELU

$$\sum M_{/0} = 0 \rightarrow R_{1g}(3,70) - \frac{2}{3} \times 3,70 \times 12,697 \times \frac{3,70}{2} = 0$$

$$R_{1g} = 15,659 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = ?$$

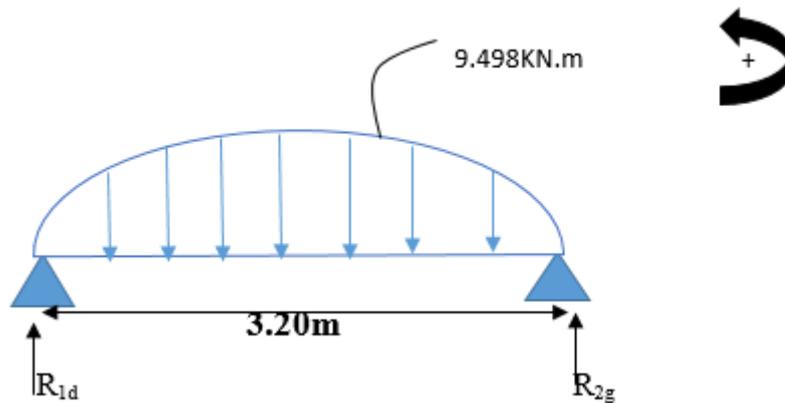


Figure III.3 : Diagrammes des moments de poutrelle type 2 (etage courant) à ELU

$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -R_{1d}(3,20) + \frac{2}{3} \times 3,20 \times 9,498 \times \frac{3,20}{2} = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{1d} = 10,13 \text{ KN} \\ R_{2g} = 10,13 \text{ KN} \end{array} \right.$$

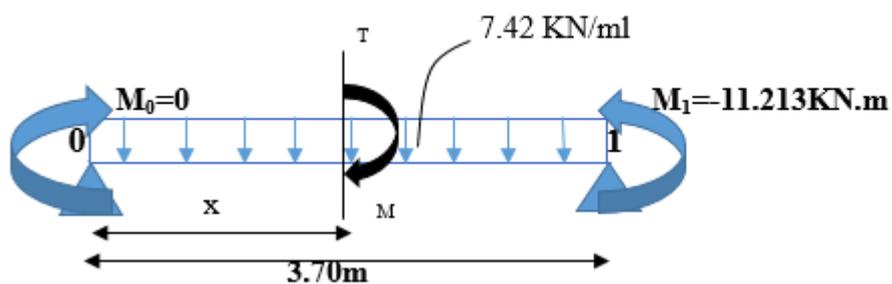
$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$A_1 = 10,13 + 15,659 \Rightarrow A_1 = 25,789 \text{ KN}$$

$$\text{On a: } 13,8M_1 + 6A_1 = 0$$

$$M_1 = \frac{-6 \cdot (25,789)}{13,8} = -11,213 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments et des efforts tranchants :
- Travée 0-1 :



$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow -R_0(3,70) + 7,42 \times \frac{3,70^2}{2} + (-11,213) = 0$$

$$R_0 = 10.696 \text{ KN}$$

- **S₁₋₁ : 0 ≤ x ≤ 3.70m**

$$M_{(x)} = 10.696x - 3.71x^2$$

$$\left[\begin{array}{l} M_{(0)} = 0 \\ M_{(3.70)} = -11.214 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M'_{(x)} = 10.696 - 7.42x$$

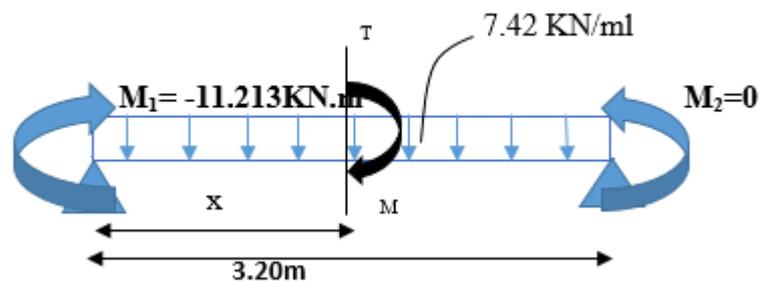
$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 1.44$$

$$M_{(\text{max})} = M(1.44) = 7.709 \text{ KN.m}$$

$$T_{(x)} = R_0 - 7.42x = 10.696 - 7.42x$$

$$\left[\begin{array}{l} T_{(0)} = 10.696 \text{ KN.m} \\ T_{(3.70)} = -16.752 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Travée 0-2 :**



$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -R_1(3,20) + 7,42 \times \frac{3,20^2}{2} - (-11.213) = 0$$

$$R_1 = 15.376 \text{ KN}$$

- $S_{1-1}: 0 \leq x \leq 3,20\text{m}$

$$M_{(x)} = R_1 x - 7,42 \times \frac{x^2}{2} - 11.213$$

$$\begin{cases} M_{(0)} = -11.213 \text{KN.m} \\ M_{(3,20)} = 0 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M'_{(x)} = 15.376 - 7,42x$$

$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 2,07$$

$$M_{(\text{max})} = M(2,07) = 4.699 \text{KN.m}$$

$$T_{(x)} = R_0 - 7,42 x = 15.376 - 7,42x$$

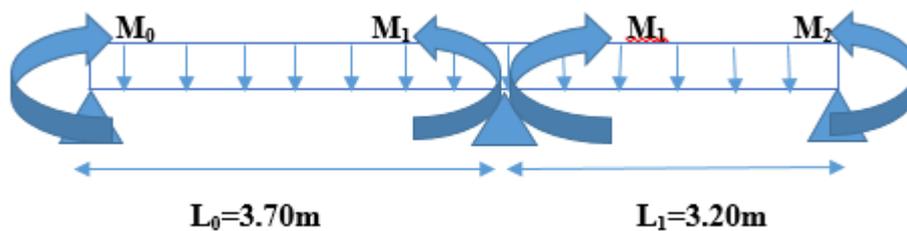
$$\begin{cases} T_{(0)} = 15.376 \text{KN.m} \\ T_{(3,20)} = -8.377 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ ELS

- Calcul du moment en appui :

- Travée 0-1-2 :

$$q_s = 5.39 \text{KN/m}$$



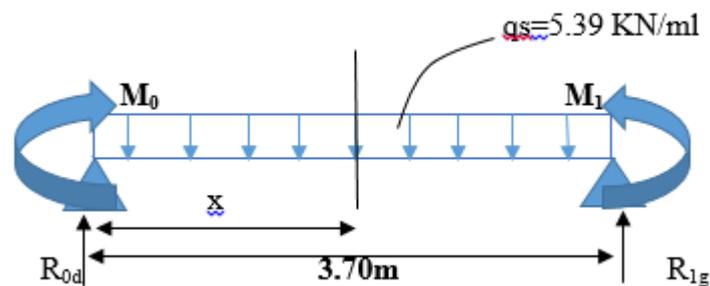
$$M_0 l_0 + 2(l_0 + l_1) M_1 + M_2 l_1 + 6A_1 = 0$$

$$2 \times (3.70 + 3.20) \times M_1 + 6A_1 = 0 \quad \text{Car } M_0 = M_2 = 0$$

$$13.8 M_1 + 6A_1 = 0$$

$$\text{Avec : } A_1 = R_{1d} + R_{1g}$$

1/



$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow -R_{0d}(3.70) + 5.39 \times \left(\frac{3.70^2}{2}\right) = 0$$

$$\begin{cases} R_{0d} = 9.9715 \text{ KN} \\ R_{1g} = 9.9715 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ **S₁₋₁ : 0 ≤ x ≤ 3.70m**

$$M_{(x)} = R_0 x - \frac{q_s x^2}{2} = R_0 x - \frac{5.39 \cdot x^2}{2} = 9.9715 x - 2.695 x^2$$

$$\begin{cases} M_{(0)} = 0 \\ M_{(3.70)} = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M'_{(x)} = 9.9715 - 5.39x \\ M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 1.85 \end{cases}$$

$$M_{(\max)} = M(1,85) = 9.224 \text{ KN.m}$$

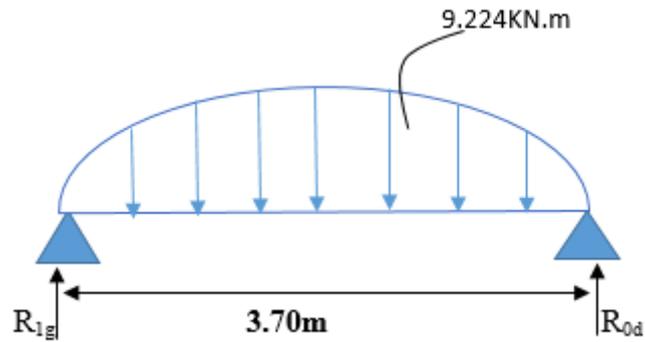


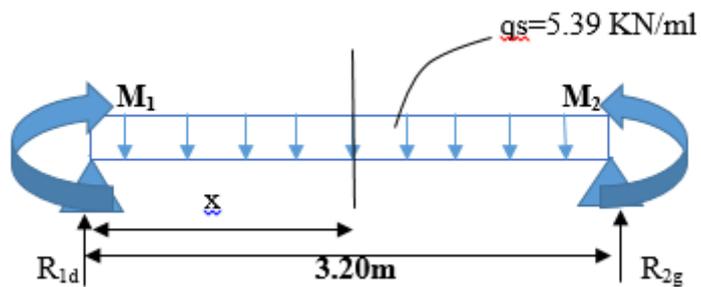
Figure III.4 : Diagrammes des moments de poutrelle type 2 (etage courant) à ELS

$$\sum M_{/0} = 0 \rightarrow R_{1g}(3,70) - \frac{2}{3} \times 3,70 \times 9,224 \times \frac{3,70}{2} = 0$$

$$R_{1g} = 11,376 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = ?$$

2/



$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -R_{1d}(3,20) + 5,39 \times \frac{3,20^2}{2} = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{1d} = 8,624 \text{ KN} \\ R_{2g} = 8,624 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- $S_{1-1} : 0 \leq x \leq 3,20\text{m}$

$$M_{(x)} = R_{1d}x - \frac{q_{sx}x^2}{2} = 8.624x - \frac{5.39x^2}{2} = 8.624x - 2.695x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{(0)} = 0 \\ M_{(3,20)} = 0 \end{array} \right.$$

$$M'_{(x)} = 8.624 - 5.39x$$

$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 1,6$$

$$M_{(\text{max})} = M(1,6) = 6.899\text{KN.m}$$

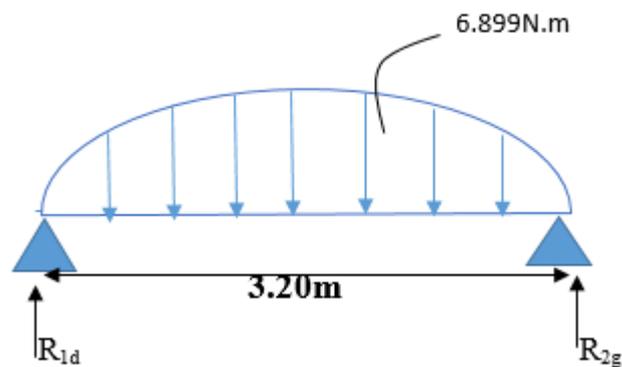


Figure III.5 : Diagrammes des moments de poutrelle type 2 (etage courant) à ELU

$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -R_{1d}(3,20) + \frac{2}{3} \times 3,20 \times 6.899 \times \frac{3,20}{2} = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{1d} = 7.358 \text{ KN} \\ R_{2g} = 7.358 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

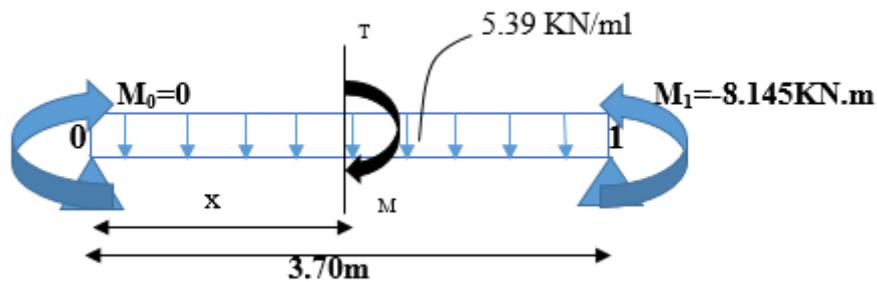
$$A_1 = 11.376 + 7.358 \Rightarrow A_1 = 18.734 \text{ KN}$$

On a: $13.8M_1 + 6 A_1 = 0$

$$M_1 = \frac{-6.(18.734)}{13.8} = -8.145 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

- **Travée 0-1 :**



$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow -R_0(3.70) + 5.39 \times \frac{3.70^2}{2} + (-8.145) = 0$$

$$R_0 = 7.77 \text{ KN}$$

- **S₁₋₁ : $0 \leq x \leq 3.70\text{m}$**

$$M_{(x)} = 7.77x - 2.695x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{(0)} = 0 \\ M_{(3.70)} = -8.145 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M'_{(x)} = 7.77 - 5.39x$$

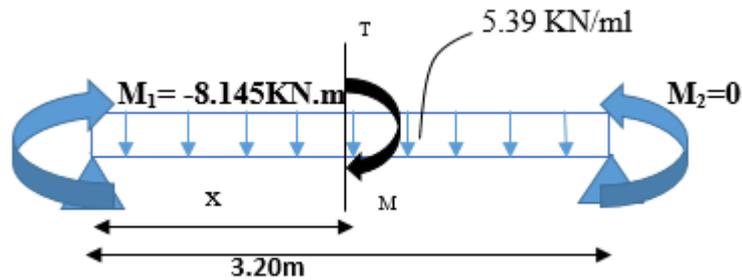
$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 1.44$$

$$M_{(\text{max})} = M(1.44) = 5.6004 \text{ KN.m}$$

$$T_{(x)} = R_0 - 5.39x = 7.77 - 5.39x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{(0)} = 7.77 \text{ KN.m} \\ T_{(3.70)} = -12.173 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

▪ Travée 0-2 :



$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -R_1(3,20) + 5.39 \times \frac{3,20^2}{2} - (-8.145) = 0$$

$$R_1 = 11.169 \text{ kN}$$

▪ $S_{1-1}: 0 \leq x \leq 3,20\text{m}$

$$M_{(x)} = R_1 x - 5.39 \times \frac{x^2}{2} - 8.145$$

$$\left[\begin{array}{l} M_{(0)} = -8.145 \text{ kN.m} \\ M_{(3,20)} = 0 \end{array} \right.$$

$$M'_{(x)} = 11.169 - 5.39x$$

$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 2,07$$

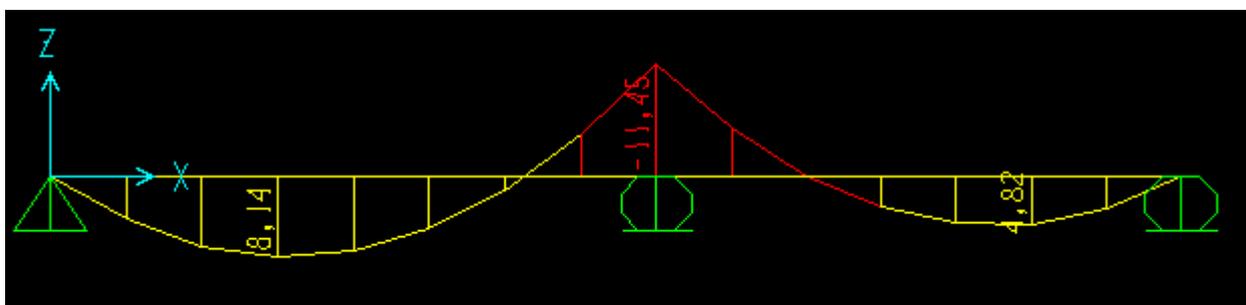
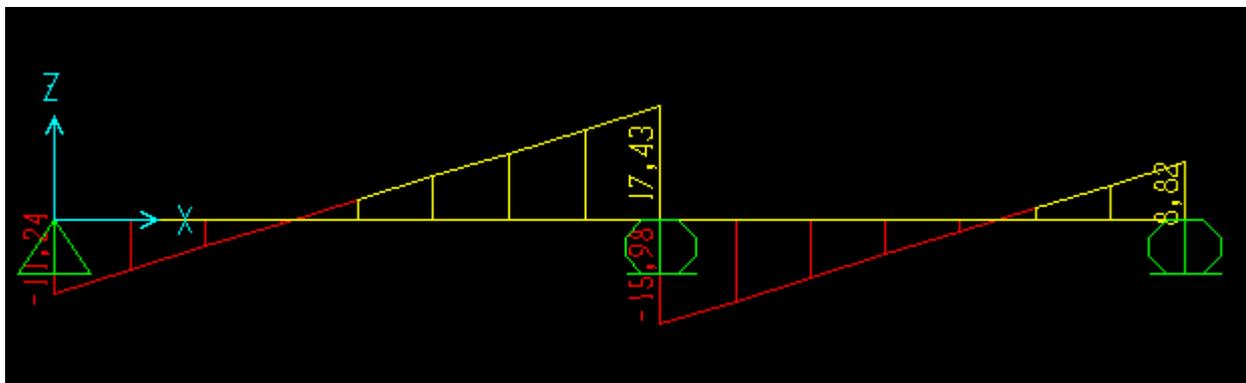
$$M_{(\text{max})} = M(2,07) = 3.427 \text{ kN.m}$$

$$T_{(x)} = R_1 - 5.39x = 11.169 - 5.39x$$

$$\left[\begin{array}{l} T_{(0)} = 11.169 \text{ kN} \\ T_{(3,20)} = -6.079 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus par le logiciel SAP 2000 sont représentés dans les schémas ci-après :

➤ **ELU:**



➤ **ELS:**

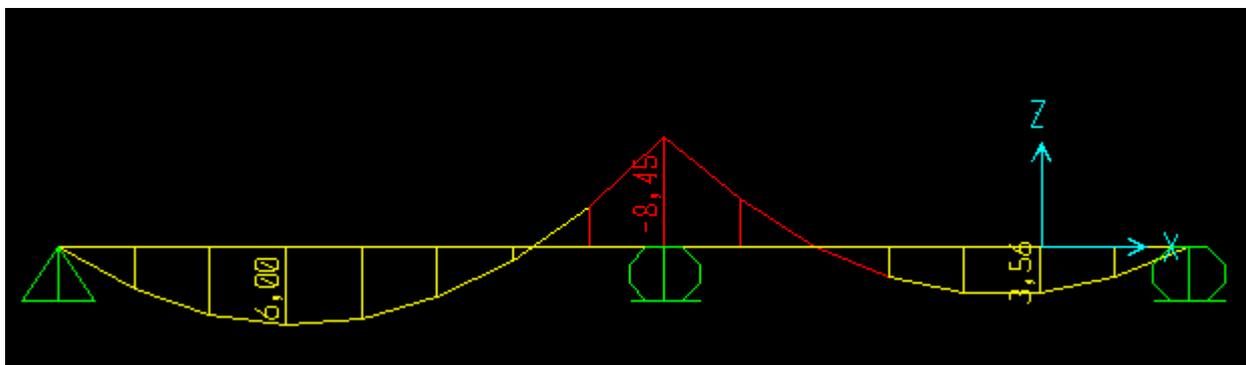
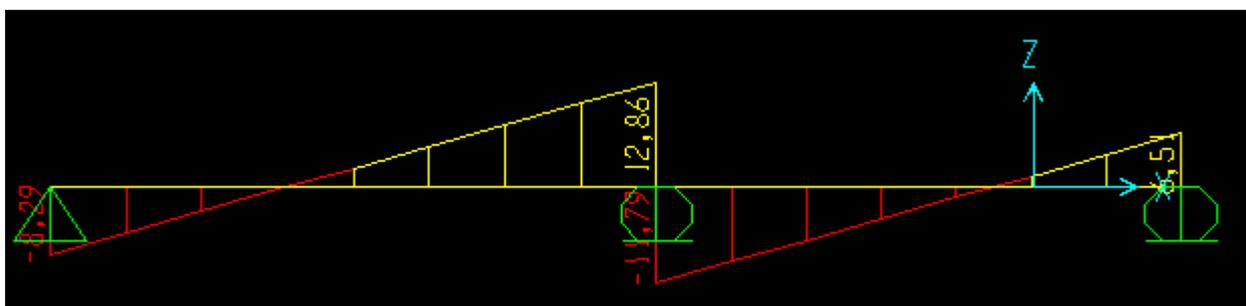


Figure III.6 : Diagrammes des moments et des efforts tranchant des poutrelles type 2(Etage courant)

❖ **Moments et efforts tranchants des poutrelles :**

Les résultats obtenus par le logiciel Sap 2000 sont représentés dans les tableaux ci-après :

➤ **Plancher de RDC:**

Tableau III.2 : Récapitulatif des Moments et Efforts tranchants de Plancher de RDC

	ELU			ELS		
	M _{max} (KN/m)		T _{max} (KN/m)	M _{max} (KN/m)		T _{max} (KN/m)
	Travée	Appui		Travée	Appui	
Type1	7,44	12,43	20,18	5,37	8,96	14,55
Type2	10,70	15,06	22,91	7,71	10,85	16,52

➤ **Plancher étage courant :**

Tableau III.3 :Récapitulatif des moments et efforts tranchants de plancher d'étage courant

	ELU			ELS		
	M _{max} (KN/m)		T _{max} (KN/m)	M _{max} (KN/m)		T _{max} (KN/m)
	Travée	Appui		Travée	Appui	
Type1	5,66	9,46	15,35	4,18	6,98	11,33
Type2	8,14	11,45	17,43	6,00	8,45	12,86

➤ **Plancher de terrasse inaccessible:**

Tableau III.4 : Récapitulatif des moments et efforts tranchants de plancher de terrasse inaccessible

	ELU			ELS		
	M _{max} (KN/m)		T _{max} (KN/m)	M _{max} (KN/m)		T _{max} (KN/m)
	Travée	Appui		Travée	Appui	
Type1	6,13	10,23	16,61	5,13	8,13	12,97

III.2.6 Ferrailage des poutrelles :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Dans ce projet, on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend « Type2 » comme un exemple de calcul au niveau du plancher étage courant

✓ **Armatures longitudinales :**

❖ **ELU**

• **En travée :**

$$M_{max} = 8,14 \text{ KN.m} = 0,00814 \text{ MN.m}$$

➤ **Moment qui équilibre la table**

$$M_t = b \cdot h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{Avec : } b = 0,65 \text{ m ; } h_0 = 0,05 \text{ m ; } h = 0,21 \text{ m ; } d = 0,189 \text{ m ; } f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$M_{max} < M_t$: Donc, la table n'est pas entièrement comprimée, ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

On considère notre section (Section **Te**) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,00814}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,025$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0,032$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,187 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0,00814}{0,187 \times 347,826} = 1,25 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 1T16 = 2,01 \text{ cm}^2$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq [(0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e)]$$

$$A_{st} \geq [(0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2.1/400)]$$

$$A_{st} \geq 1,48 \times 10^{-4}$$

$$A_{st} > 1.48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

• **En Appui**

$$M_{max} = 11.45 \text{ KN.m} = 0.01145 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Avec : $b = 0,65 \text{ m}$; $h_0 = 0,05 \text{ m}$; $h = 0,21 \text{ m}$; $d = 0,189 \text{ m}$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$M_{max} < M_t$: Donc, la table n'est pas entièrement comprimée, ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

On considère notre section (Section **Te**) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,01145}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,034$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,043$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0,186 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0,01145}{0,186 \times 347,826} = 1,76 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 2T12$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq [(0,23 \text{ b. d. } f_{t28}/f_e)]$$

$$A_{st} \geq [(0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2.1/400)]$$

$$A_{st} \geq 1,48 \times 10^{-4}$$

$$A_{st} > 1.48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

❖ **ELS :**

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on Vérifie que les contraintes dans le béton. Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

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

• **En travée :**

$$M_u = 8.14 \text{ KN.m; } M_s = 6 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,375$$

$$\alpha \leq \frac{1.375 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,4375$$

$$\Rightarrow \alpha_{appui} = 0,032 < 0,4375 \rightarrow \text{C.V}$$

$A_{sc} = 0$ (section à simple armature)

$$X = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(2.01 \cdot 10^{-4})}{0.65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0.65 \cdot 0.189 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4}}{15(2.01 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0375 \text{ m}$$

$$x = 0.0375 \leq h_0 = 0.05$$

L'axe neutre est dans la nervure

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sc} (x - d')^2 + n \cdot A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{0.65 \cdot 0.0375^3}{3} + 15 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4} (0.189 - 0.0375)^2$$

$$I = 8.063 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{6 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0375}{8.063 \cdot 10^{-5}} = 2.791 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (x - d')}{I} = \frac{15 \cdot 6 \cdot 10^{-3} \cdot (0.0375 - 0.021)}{8.063 \cdot 10^{-5}} = 18.417 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \cdot 6 \cdot 10^{-3} \cdot (0.189 - 0.0375)}{8.063 \cdot 10^{-5}} = 169.106 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\eta = 1.6 \text{ (haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.06 \cdot f_{c28} + 0.6 = 0.06 \cdot 25 + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérification des contraintes:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \geq \sigma_{bc} = 2.791 \text{ Mpa} \dots \text{ (c.v)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{st} = 169.106 \text{ Mpa} \dots \text{ (c.v)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{sc} = 18.417 \text{ Mpa} \dots \text{ (c.v)}$$

• **En appui :**

$$M_u = 11.45 \text{ KN.m} ; M_s = 8.45 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,355$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,355 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,428$$

$$\Rightarrow \alpha_{appui} = 0,043 < 0,428 \rightarrow \text{C.V}$$

$A_{sc} = 0$ (section à simple armature)

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * b * d * A_{st} + d' * A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(3.08 * 10^{-4})}{0.65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 0.65 * 0.189 * 3.08 * 10^{-4}}{15(3.08 * 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0452 \text{ m}$$

$$x = 0.0452 \leq h_0 = 0.05$$

L'axe neutre est dans la nervure

$$I = \frac{bx^3}{3} + n * A_{sc} (x - d')^2 + n * A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{0.65 * 0.0452^3}{3} + 15 * 2.26 * 10^{-4} (0.189 - 0.0394)^2$$

$$I = 9.587 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

➤ Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{8.45 * 10^{-3} * 0.0452}{9.587 * 10^{-5}} = 3.984 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n * M_s * (x - d')}{I} = \frac{15 * 8.45 * 10^{-3} * (0.0452 - 0.021)}{9.587 * 10^{-5}} = 31.994 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I} = \frac{15 * 8.45 * 10^{-3} * (0.189 - 0.0452)}{9.587 * 10^{-5}} = 190.118 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right)$$

$$\eta = 1.6 \text{ (haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.06 * f_{c28} + 0.6 = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} * 400 ; 110 \sqrt{1.6 * 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

➤ Verification des contraintes:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \geq \sigma_{bc} = 3.984 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{st} = 190.118 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

$$\bar{\sigma}_{sc} = 201.63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{sc} = 31.994 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

❖ Armatures transversales:

- Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \times d}$$

Avec : $b_0 = 0,12\text{m}$, $d = 0,189\text{m}$, $T_u = 17,43\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{0,01743}{0,12 \times 0,189} = 0,768\text{MPa}$$

$$\tau_{u \text{ adm}} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \tau_{u \text{ adm}} = \min(0,33; 5\text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{u \text{ adm}} \quad \text{C.V}$$

- Calcul des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l \text{ min}}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,6; 1,6; 1,2) \rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 * \frac{\pi * 0,6^2}{4} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_t = 2\text{T6}$

- Calcul de l'espacement des cadres:

D'après les règles du RPA 99 v.2003 :

➤ Zone nodal :

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

$$S_T \leq 5,25 \text{ cm}$$

On prend $S_T = 5 \text{ cm}$ (min RPA)

➤ **Zone courante :**

$$S_T' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_T' \leq 10.5 \quad \text{On prend } \rightarrow S_T' = 10 \text{ cm}$$

• **Vérification au glissement:**

➤ **En appui:**

Avec : $M_u = 11.45 \text{ KN.m}$; $T_u = 17.43 \text{ KN}$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0$$

$$0.01743 - \frac{0.01145}{0.9 \times 0.189} = -0.656$$

$$-0.656 \leq 0 \rightarrow \text{C.V}$$

• **Vérification de la flèche:**

➤ **En appui:**

Selon les règles du BAEL 91 : $f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 0.65 \times \frac{0.21^3}{12} + 15 * 3.08 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.21}{2} - 0.1 * 0.21\right)^2$$

$$I_0 = 5,342 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) * \varphi}$$

$$\text{Avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3,08 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} = 0,0135$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{0,12}{0,65}\right) \times 0,0135} = 3,045$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\varphi\sigma_{st} + f_{t28}} = 0,824$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 5,342 \times 10^{-4}}{1 + 3,045 \times 0,824} = 1,674 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{ts} \times L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{8,45 \times 10^{-3} \times 4,20^2}{10 \times 32164,2 \times 1,674 \times 10^{-4}} = 0,0027 \text{ m}$$

0,27 cm < 0,84 cm → C.V

❖ **Récapitulatif du ferrailage des poutrelles :**

- **Plancher d'étage courant :**

Tableau III.5 : Récapitulatif des ferrailages d'étage courant

	Ferrailage calculé (cm ²)		Ferrailage choisi (cm ²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Type1	0,87	1,46	2T10	2T12
Type2	1,25	1,76	2T12	2T14

- **Plancher de RDC :**

Tableau III.6 : Récapitulatif des ferrailages de RDC

	Ferrailage calculé (cm ²)		Ferrailage choisi (cm ²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Type1	1,13	1,93	2T10	2T12
Type2	1,63	2,34	2T12	1T12 + 1T14

- Plancher terrasse inaccessible :

Tableau III.7 : Récapitulatif des ferrillages de terrasse inaccessible

	Ferrailage calculé (cm ²)		Ferrailage choisi (cm ²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Type1	0,94	1,58	2T10	2T12

- Longueur d'ancrage :

La longueur d'ancrage : $L \geq l_2 + r + \frac{\emptyset}{2}$

Avec :

r : Rayon de courbure $\rightarrow r = 5,5 \times \emptyset$ pour les aciers (HA)

\emptyset : Diamètre d'armature.

$$l_2 = l_s - (\alpha \times l_1) - (\beta \times r)$$

(l_1 ; l_2) : Longueurs rectilignes

l_s : Longueur de scellement droit.

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

avec s : Contrainte d'adhérence $\rightarrow \tau_s = 0,6 (\chi)^2 f_{tj}$

$\chi = 1,5$ pour les aciers (HA).

On adopte un ancrage courbe ($\theta = 120^\circ$) $\rightarrow (\alpha = 2,31)$; ($\beta = 3,28$) ; ($l_1 = 8 \times \emptyset$) ;

$$(f_e = 400 \text{ MPa}) ; (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa})$$

Tableau III.8 : Longueur calculée et choix de l'ancrage pour chaque type d'acier

\emptyset (mm)	l_s (mm)	l_1 (mm)	r (mm)	l_2 (mm)	L calculé (mm)	L choisis (mm)
Ø10	352,733	80	55	-12,46=0	60	200
Ø12	423,280	96	66	-14,959 =0	72	200
Ø14	493,827	112	77	-17,453=0	84	200

III.3 Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre $\phi 5$ mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

❖ Pour les armatures perpendiculaires aux nervures

$$A_1 \geq \frac{4 \cdot L}{f_e}$$

Avec : $f_e = 500$ MPa ; $L = 65$ cm

L: Distance entre axes des poutrelles ($L=65$ cm)

$$\Rightarrow A_1 \geq 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc : On adopte un treillis soudé de $\phi 5$ et un espacement $(15 \times 15) \text{ cm}^2$.

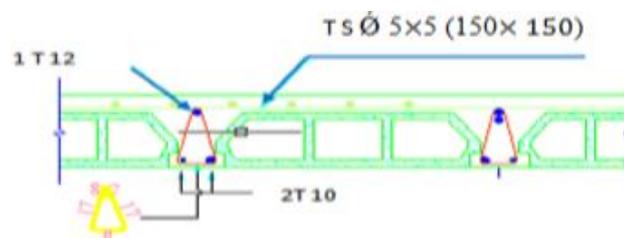


Figure III.7: Coupe en travée (Etage courant type2)

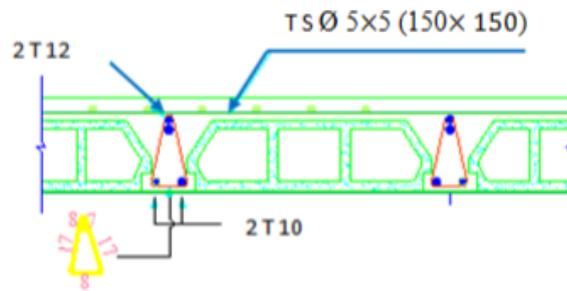


Figure III.8 : Coupe en appui (Etage courant type2)

III.4 Etude des escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient.

III.4.1 Ferrailage des escaliers :

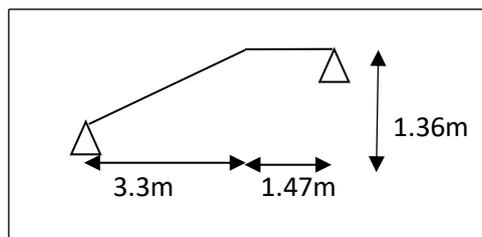
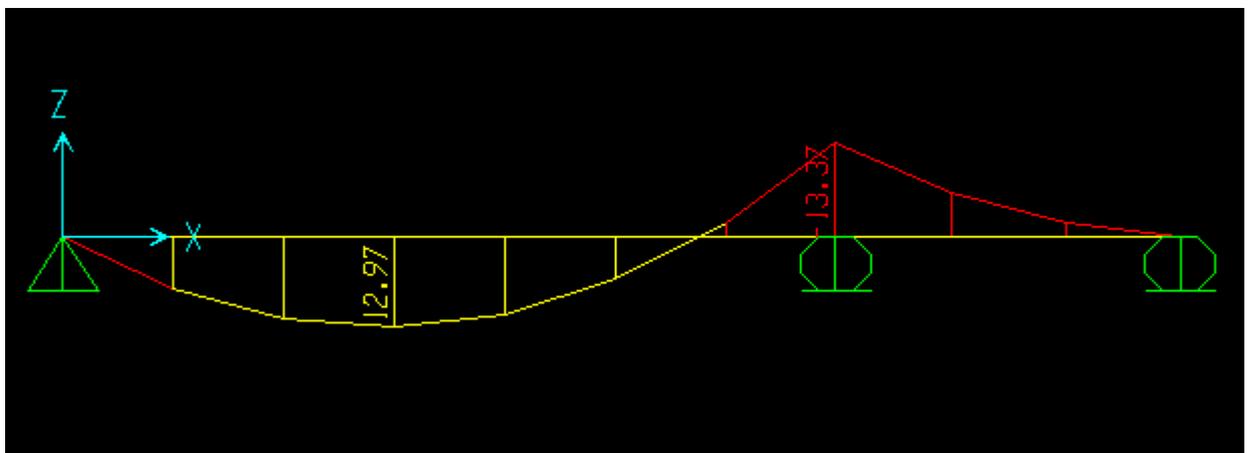
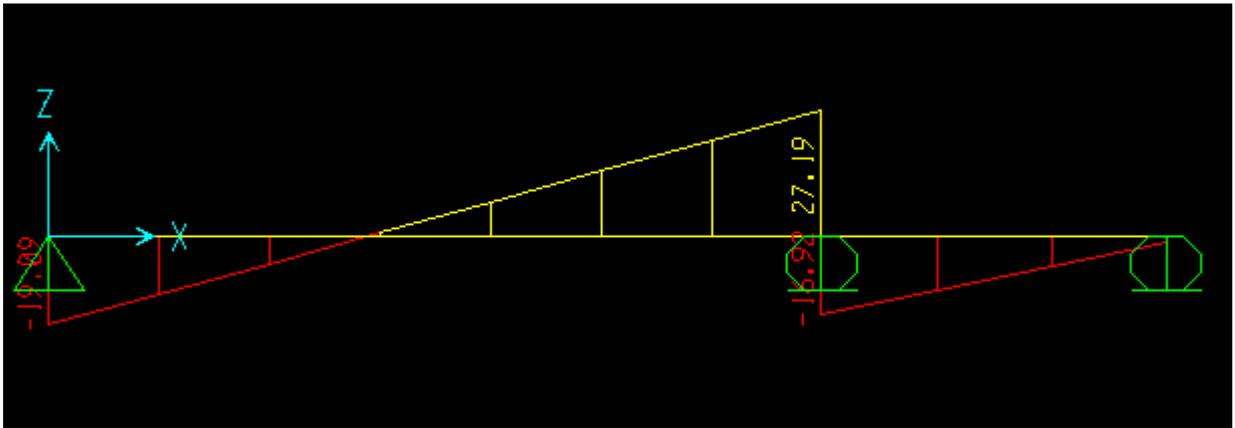


Figure III.9 : Schéma statique d'escalier

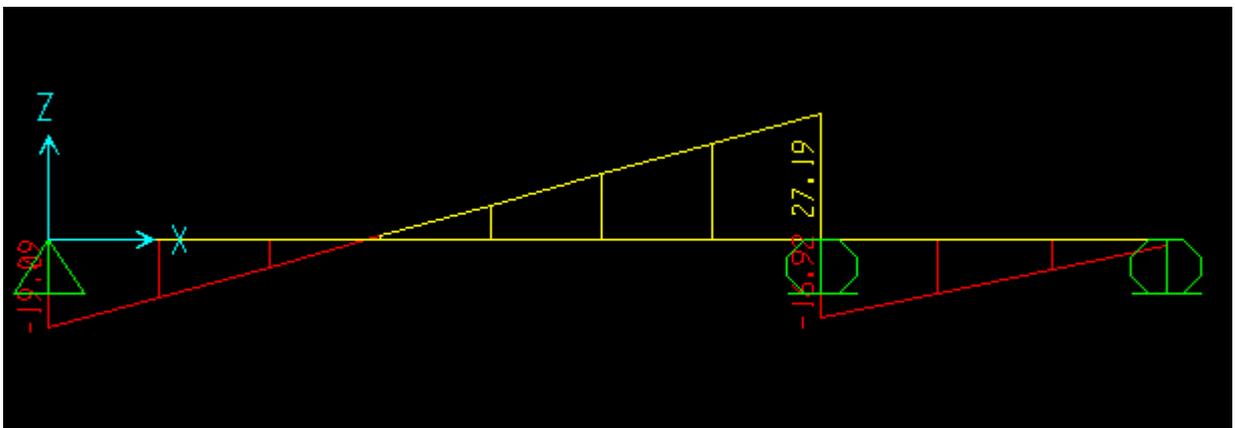
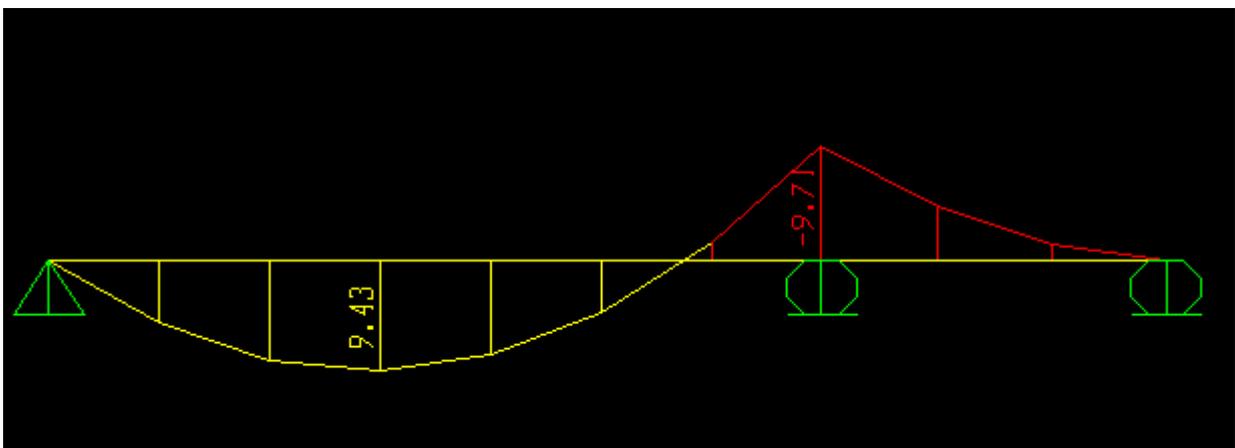
La résolution de ce système se fera par le logiciel SAP2000, Les diagrammes des moments et efforts tranchants en ELU et en ELS sont donnés par la figure III-1 :

➤ **ELU :**





➤ ELS :



FigureIII.10 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des escaliers

III.4.4.1 Calcul à ELU :

Pour le calcul on a :

- ✓ Moment isostatique : $M_o = 13.37 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en travée : $M_T = 0,85 M_o = 11.3645 \text{ KN.m}$

✓ Moment en appui : $M_a = 0,5 M_o = 6.685 \text{ KN.m}$

✓ efforts tranchant (T) en ELU : $T_u = 27.19 \text{ KN}$

➤ **Armatures longitudinales**

Le calcul se fait sur une bande de 1m

❖ **Condition de non fragilisé :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,108 \times 2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

Avec: $d = 0,9$, $h = 0,9 \times 0,12 = 0,108 \text{ m}$

▪ **En travée :**

$$M_{tu} = 11.3645 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.364 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,068$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,068)}) = 0,161$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4(0,161)) = 0,101 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{11.3645 \times 10^{-3}}{0,101 \times 347,826} = 3,23 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,23 \text{ cm}^2$$

On prend 3T12

▪ **En appui :**

$$M_{Au} = 6.685 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.685 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,040$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,040)}) = 0,051$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108 \times (1 - 0,4(0,051)) = 0,108 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{6.685 \times 10^{-3}}{0,108 \times 347,826} = 1.779 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.779 \text{ cm}^2$$

On prend 3T10

➤ **Armature de répartition :**

▪ **En travée :**

$$A_{\text{répartition}} = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.847 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T8 = 1,51 cm²

▪ **EN appui :**

$$A_{\text{répartition}} = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T8

III.4.1.2 Vérification à l'ELS :

- ✓ Moment isostatique : $M_o = 9.71 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en travée : $M_T = 0,85 M_o = 8.2535 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en appui : $M_a = 0,5 M_o = 4.855 \text{ KN.m}$
- ✓ efforts tranchant (T) en ELS : $T_s = 19.77 \text{ KN}$

Ce type d'escalier est situé dans un local couvert, donc il soumit à des fissurations peu préjudiciables. Dans ces conditions la vérification des contraintes se simplifier comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travée:** $M_u = 11.3645 \text{ KN.m}$
 $M_s = 8.2535 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{11.3645}{8.2535} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0,435 < 0,445 \rightarrow C.V$$

▪ **En appui :**

$$M_u = 6.685 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 4.855 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{6.685}{4.855} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{\text{appui}} = < 0,435 \rightarrow C.V$$

La vérification de béton n'est pas nécessaire

III.4.1.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{0.0197}{1 \times 0.108} = 0.182 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \mathcal{J}_{u \text{ adm}} = \min(0.33; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow C.V$$

III.4.1.4 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{1.36}{3.40} = 0.4 \geq 0.0625 \rightarrow C.V$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \rightarrow 0.4 \geq 0.077 \rightarrow C.V$$

$$\frac{A_{st \text{ adopté}}}{bd} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

$$\frac{2.36 \times 10^{-4}}{1 \times 0,108} \leq \frac{4.20}{400}$$

0.0021 ≤ 0.0105 → C.V

Avec :

h : Hauteur de la cage d'escalier = 1.36m

l : Distance entre appuis = 3.40m

$A_{st} = 2.36\text{cm}^2$

➤ **Schéma du ferrailage d'escalier**

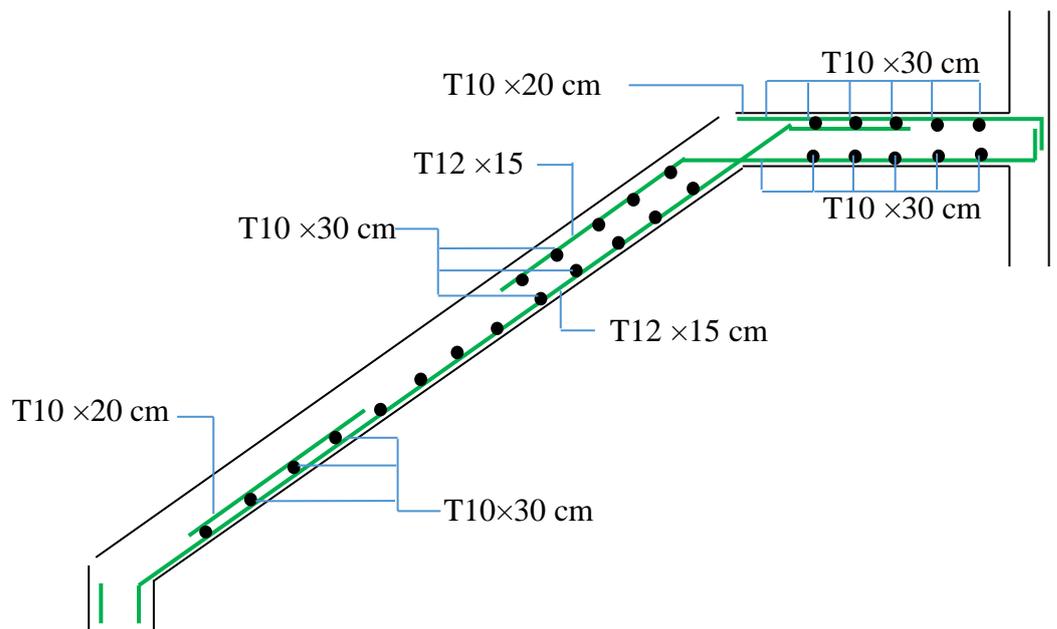


Figure III.11 : Armatures longitudinales et de répartitions pour l'Escalier.

III.5 Ferrailage de la poutre palière :

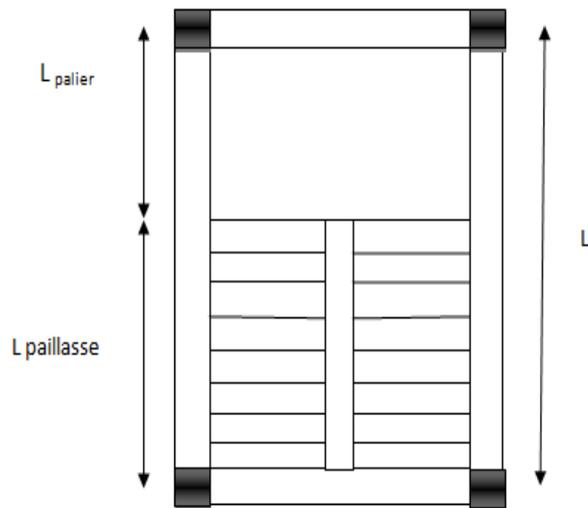


Figure III.12 : Vue en plan d'escalier

III.5.1 Evaluation des charges :

❖ Poids propre de la poutre :

$$G_{p.palier} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1ml = 2,62 \text{ KN/ml}$$

$$G_{palier 1} = h \times G_{paroi} = 1,53 \times 2,73 = 4,17 \text{ KN/ml}$$

$$G_{palier 2} = l_{palier} \times G_{palier} = 1,3 \times 4,87 = 6,331 \text{ KN/ml}$$

$$G_{paillasse} = G_{paillasse} \times \left(\frac{l}{2} - l_{palier} \right) = 7,36 \times \left(\frac{4,77}{2} - 1,30 \right) = 7,98 \text{ KN}$$

$$G = 2,62 + 4,17 + 6,331 + 7,98 = 21,10 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU (1,35G+1,5Q) (KN/m)	ELS (G+Q) (KN/ml)
21.10	2,5	32.235	23.6

III.5.2 Calcul de ferrailage :

On utilise les valeurs suivantes

- ✓ Moment isostatique : $M_o=46.09 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en travée : $M_t = 0,85 \times M_o=39.1765 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en appui : $M_a=0,5 \times M_o=23.045 \text{ KN.m}$
- ✓ Efforts tranchant (T) en ELU : $T_u=55.36 \text{ KN}$

III.5.2.1 Armatures longitudinales :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m :

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39.1765 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,31^2 \times 14,17} = 0,095$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,095}) = 0,125$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,125) = 0,248 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{39.1765 \times 10^{-3}}{0,248 \times \frac{400}{1,15}} = 4.54 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage : 4T14

- **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39.1765 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,31^2 \times 14,17} = 0,095$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,095}) = 0,237$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,31 \times (1 - 0,4 \times 0,237) = 0,280 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{39.1765 \times 10^{-3}}{0,237 \times \frac{400}{1,15}} = 4.75 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage : 4T14

III.5.2.2 Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 0,978 \text{ cm}^2$$

Avec : $d = 0,9h = 0,9 \times 0,35 = 0,315 \text{ m}$

$A_{st} \geq 0,978 \rightarrow \text{C.V}$

➤ Vérification a l'ELS :

- ✓ Le moment isostatique : $M_o = 33.87 \text{ KN.m}$
- ✓ Le moment en travée : $M_t = 0,85 M_o = 28.7895 \text{ KN.m}$
- ✓ Le moment en appuis : $M_a = 0,5 M_o = 16.935 \text{ KN.m}$
- ✓ Effort tranchant (T) à ELS : $T_s = 40.68 \text{ KN}$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

▪ En travée :

$M_u = 39.1765 \text{ KN.m}$

$M_s = 28.7895 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{39.1765}{28.7895} = 1,360 \quad \alpha \leq \frac{1,360 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{travée} = 0,430 < 0,431 \rightarrow \text{C.V}$$

▪ En appui :

$M_u = 23.045 \text{ KN.m}$

$M_s = 16.935 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{23.045}{16.935} = 1,360$$

$$\alpha \leq \frac{1,360 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{\text{appui}} = 0,430 < 0,431 \rightarrow C.V$$

➤ **Le RPA 99 V2003 exige que :**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b.h$$

$$A_{\min} = 0,5\% \times (0,3 \times 0,35) = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A_{\text{st travée}} + A_{\text{st appui}} = 6,16 + 4.75 = 10.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A > A_{\min} \quad C.V$$

III.5.3.3 Calcul des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1; 1,2; 3\text{cm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

➤ **Calcul d'espacements :**

D'après les règles du RPA 99 v.2003 :

• **Zone nodale :**

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

$$S_T \leq \min(8.75; 14,4; 30\text{cm})$$

On prend $S_T = 5 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_T' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_T' \leq 15$$

$$\rightarrow S_T' = 17.5 \text{ cm}$$

III.5.4 Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{0,5819}{1 \times 0.108} = 0,718 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \tau_{u \text{ adm}} = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{C.V}$$

III.5.5 Vérification de la flèche (BA EL 91) :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,093 \geq 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \rightarrow 0,093 \geq 0,076 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.20}{f_E}$$

$$0,009 \leq 0,011 \rightarrow \text{C.V}$$

Avec $h=0,35$; $l= 3,55$

$$A_{st}= 6,16 \text{ cm}^2$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas utile

III.5.6 Schéma du ferrailage de la poutre palière

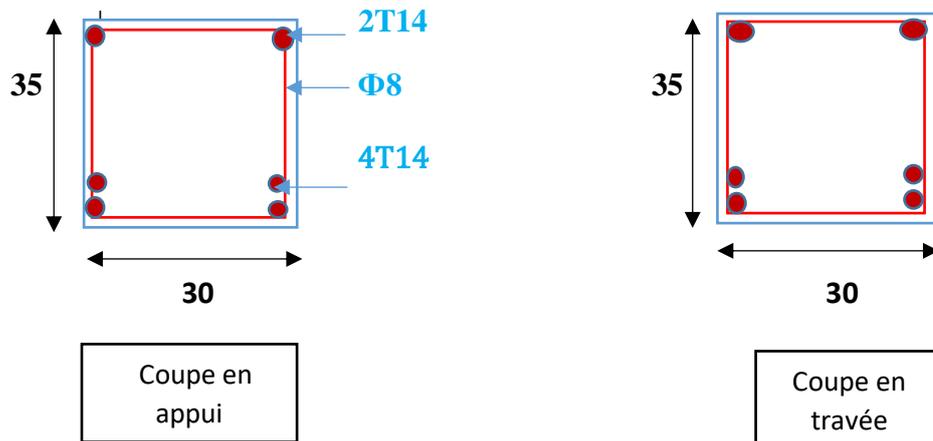


Figure III.13 : Ferrailage de la poutre palière

III.6 L'ascenseur :

III.6.1 Définition :

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur. Les dimensions de la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes et les déplacements vers différents étages (ou niveaux) à l'intérieur du bâtiment. L'ensemble du dispositif des guides, moteur, mécanique et câbles est installé le plus souvent dans une trémie ou gaine rectangulaire verticale fermée ou parfois semi-fermée située en général à l'intérieur de l'édifice, Il est prévu pour les structures de plus que cinq étage.

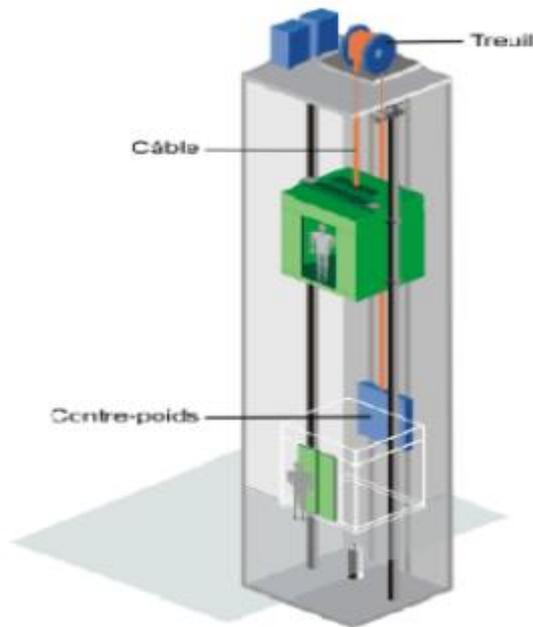


Figure III.14 : Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique [3]

III.6.2 Description de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie
- ✓ La cabine ou la benne
- ✓ Le contre poids

III.6.3 Caractéristiques de l'ascenseur :

Longueur de l'ascenseur L (m)	1.50
Largeur de l'ascenseur b (m)	1.85
Charge due à la rupture des câbles f_c (KN)	50
Charge due à l'ascenseur P_m (KN)	15
Charge due à la salle des machines D_m (KN)	43
Vitesse de levage V (m/s)	0.63
Poids estimatif de 8 personnes P_{per} (Kg)	630
Surface de la gaine d'ascenseur S (m ²)	2.775

Avec :

L : Longueur de l'ascenseur

b : Largeur de l'ascenseur

fc : Charge due à la rupture des câbles

Pm : Charge due à l'ascenseur

Dm : Charge due à la salle des machines

V : Vitesse de levage

Pper : Le poids de 7 personnes

S : Surface de la gain d'ascenseur

Donc : $Dm + Pm + Pper = 43 + 15 + 6.3 = 64.3 \text{ KN}$.

III.6.4 Calcul des sollicitations de la dalle :

On définit deux types de dalles qui sont :

- ✓ Dalle de salle machine.
- ✓ Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

III.6.5 Dalle de salle machine :

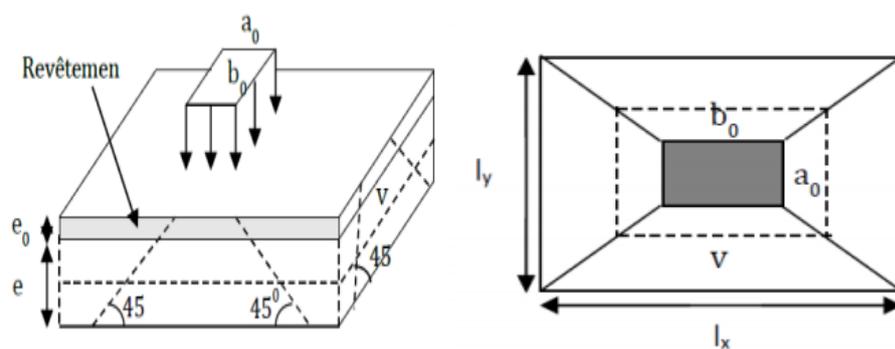


Figure III. 15 : Schéma représente la surface d'impact sur la dalle

(a_0 b_0) : surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$$\left[\begin{array}{l} U = a_0 + e + 2 \xi e_0 \\ V = b_0 + e + 2 \xi e_0 \end{array} \right.$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle.

e_0 : Epaisseur de revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (revêtement moins résistant ($\xi = 0.75$))

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 80 + 12 + 2 \times 0.75 \times 6 \\ V = 80 + 12 + 2 \times 0.75 \times 6 \end{array} \right.$$

 $U = V = 102.20 \text{ cm}$

III.6.6 Calcul à l'ELU :

➤ **Calcul des moments du système de levage "Méthode BAEL 91" :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{1x} = (M_1 + vM_2) P_u (U \ V) \\ M_{1y} = (M_2 + vM_1) P_u (U \ V) \end{array} \right.$$

Avec : $v = 0$

D'après les tableaux de "BAEL91 modifier 99", on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de $\frac{U}{l_x}$; $\frac{V}{l_y}$ et ρ .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.85} = 0.81.$$

On utilise l'abaque : $\rho = 0.8$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{102.2}{150} = 0.68 \quad \text{Donc } M_1 = 0.09.$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{102.2}{185} = 0.55 \quad \text{Donc } M_2 = 0.07.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'ELU : } \vartheta = 0 \\ \text{L'ELS : } \vartheta = 0.2 \end{array} \right.$$

$$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 64.3 = 86.81 \text{ kn.}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{1x} = (0.09 + 0 * 0.07) * 86.81 * 1.02 * 1.02 \\ M_1^y = (0.07 + 0 * 0.09) * 86.81 * 1.02 * 1.02 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1^x = 8.128 \text{ kn.m} \\ M_1^y = 6.32 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments due au poids propre de la dalle "Méthode BAEL 91" :**

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 0.25 * 25 = 6.25 \text{ kn/m}^2 \\ Q = 1 \text{ kn/m}^2 \end{array} \right.$$

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

$$q_u = 1.35 * 6.25 + 1.5 * 1$$

$$q_u = 9.94 \text{ kn/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_2^x = \mu_x * q_u * l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y * M_2^x \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.85} = 0.81 > 0.4 \quad \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

D'après le tableau :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{array} \right.$$

Donc:

$$M_2^x = 0.0550 * 9.94 * 1.5^2$$

$$M_2^x = 1.23 \text{ kn.m}$$

$$M_2^y = 0.6135 * 1.23$$

$$M_2^y = 0.75 \text{ kn.m}$$

➤ **Les moments agissants sur la dalle :**

$$M_x = M_1^x + M_2^x$$

$$M_x = 8.128 + 1.23 = 9.358 \text{ kn.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y$$

$$M_y = 6.32 + 0.75 = 7.07 \text{ kn.m}$$

• **Calcul de la section d'armatures :**

Le ferrailage se fait pour une bande d'un mètre linéaire

$$M_t^x = 0.75 * M_x$$

$$M_t^x = 0.75 * 9.358 = 7.018 \text{ kn.m}$$

$$M_a^x = 0.3 * M_x$$

$$M_a^x = 0.3 * 9.358 = 2.807 \text{ kn.m}$$

❖ **En Travée :**

ELU:

$$M_t^x = 7.018 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^x}{b*d^2*f_{bc}} = 7.018 * 10^{-3} / (1 * 0,225^2 * 14,17)$$

$$\mu_u = 0.0097 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0.392$$

$$\mu_R \geq \mu_u$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0121$$

$$z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.225 * (1 - 0.4 * 0.0121) = 0.224 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / z * \sigma_{st}$$

$$A_{st} = 7.018 * 10^{-3} / (0.224 * 347.83) = 0.92 \text{ cm}^2$$

▪ **Section minimale :**

$$A_{x \min} = 0.0008 * b * h$$

$$A_{y \min} = 0.0008 * 1 * 0.25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} * A_{y \min}$$

$$A_{x \min} = 2.181 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.92 \text{ cm}^2 < 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 4T12

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{dans les deux sens (x-y)}$$

❖ **En appui**

ELU:

$$M_a^x = 2.807 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^x}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 2.807 \cdot 10^{-3} / (1 \cdot 0,225^2 \cdot 14,17)$$

$$\mu_u = 0.0039 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0.392$$

$$\mu_R \geq \mu_u$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0048$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \cdot 0.0048) = 0.224 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / z \cdot \sigma_{st}$$

$$A_{st} = 2.807 \cdot 10^{-3} / (0.224 \cdot 347.83) = 0.36 \text{ cm}^2$$

▪ **Section minimale :**

$$A_{\min} = 0.0008 \cdot b \cdot h$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \cdot 1 \cdot 0.25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{X\min} = \frac{3 \cdot \frac{I_x}{I_y}}{2} \cdot A_{Y\min}$$

$$A_{X\min} = 2.181 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.92 \text{ cm}^2 < 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **4T12**

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{dans les deux sens (x-y)}$$

➤ **Vérification de l'espacement :**

• **Sens (x-x) :**

$$St_x \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

$$St_x \leq \min(75; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

on prend $St_x = 30 \text{ cm}$

- **Sens (y-y) :**

$$St_y \leq \min(4h; 45\text{cm})$$

$$St_y \leq \min(100 ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

on prend $St_y = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL 91 (article A.5.2, 42)**, on admet aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 * U_c * e * \frac{F_{C28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2 * (U + V) = 2(102.2 + 102.2) = 408.8 \text{ cm}$$

$$P_u = 86.81 < 367.92 \dots\dots\dots(\text{c.v}).$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_u = T_v = \frac{P_u}{3 * U} = \frac{86.81}{3 * 1.02} = 28.31 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} = \frac{28.31 * 10^{-3}}{1 * 0.225}$$

$$\tau_u = 0.126 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 * \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 0.126 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

III.6.7 Calcul à l'ELS:

➤ **Calcul des moments du système de levage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1^x = (M_1 + \vartheta M_2) * q_s * u * v \\ M_1^y = (M_2 + \vartheta M_1) * q_s * u * v \end{array} \right.$$

Avec: $v = 0.20$

$$M_1^x = (0.09 + 0.2 * 0.07) * 64.3 * 1.02 * 1.02 = 6.957 \text{ kn.m}$$

$$M_1^y = (0.07 + 0.2 * 0.09) * 64.3 * 1.02 * 1.02 = 5.886 \text{ kn.m}$$

➤ **Calcul des moments due au poids propre de la dalle "Méthode BAEL 91" :**

$$P_{\text{ser}} = G + Q = 6.25 + 1 = 7.25 \text{ kn/m}$$

$$M_2^x = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_2^y = \mu_y * M_2^x$$

$$M_2^x = 0.0617 * 7.25 * 1.5^2 = 1.006 \text{ kn.m}$$

$$M_2^y = 0.7246 * 1.006 = 0.729 \text{ kn.m}$$

• **Les moments agissants sur la dalle :**

$$M_x = M_1^x + M_2^x$$

$$M_x = 6.957 + 1.006 = 7.963 \text{ kn.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y$$

$$M_y = 5.886 + 0.729 = 6.615 \text{ kn.m}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **En Travée :**

$$M_t^x = 0.75 * M_x = 0.75 * 7.963 = 5.97 \text{ kn.m}$$

$$M_t^y = 0.75 * M_y = 0.75 * 6.615 = 4.96 \text{ kn.m}$$

• **En appui :**

$$M_a^x = 0.75 * M_x = 0.3 * 7.963 = 2.388 \text{ kn.m}$$

$$M_a^y = 0.75 * M_y = 0.3 * 6.615 = 1.984 \text{ kn.m}$$

$$x = \frac{15(4.52 * 10^{-4})}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 1 * 0.225 * 4.52 * 10^{-4}}{15(4.52 * 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0488 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sc} (x-d')^2 + n \cdot A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \cdot 0.0488^3}{3} + 15 \cdot 4.52 \cdot 10^{-4} (0.225 - 0.0488)^2$$

$$I = 2.492 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Vérifications des contraintes :**

- **En Travée :** $M_t^x = 5.97 \text{ kn.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^x \cdot x}{I} = \frac{5.97 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0488}{2.492 \cdot 10^{-4}} = 1.168 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_t^x \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 5.97 \cdot 10^{-3} \cdot (0.225 - 0.0488)}{2.492 \cdot 10^{-4}} = 63.31 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

- **En Appui :** $M_a^x = 2.388 \text{ kn.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a^x \cdot x}{I} = \frac{2.388 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0488}{2.492 \cdot 10^{-4}} = 0.467 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_a^x \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 2.388 \cdot 10^{-3} \cdot (0.225 - 0.0488)}{2.492 \cdot 10^{-4}} = 25.32 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

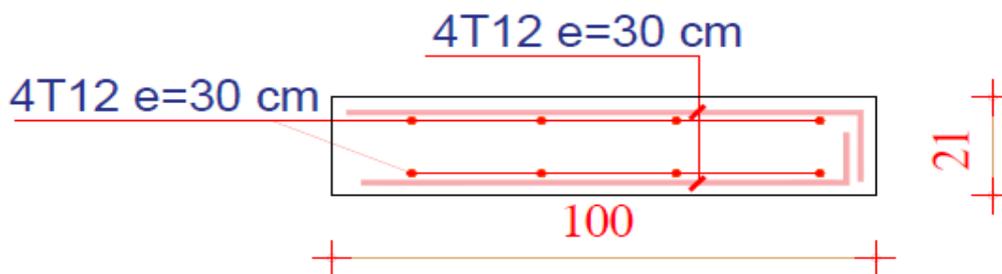


Figure III.16 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.7 L'acrotère :

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère ligne conjonctive entre lui-même L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastree au dernier plancher, car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Ses dimensions sont données par la figure III-1.

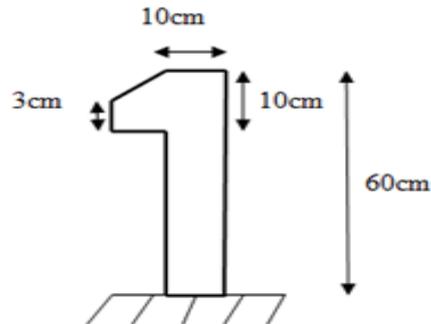


Figure III.17 Dimensions de l'acrotère

III.7.1 Évaluation des charges :

❖ calcul de la surface :

$$S = [(10 \times 60) + (10 + 3) \times \frac{10}{2}] = 665 \text{ cm}^2$$

$$S = 0,0665 \text{ m}^2$$

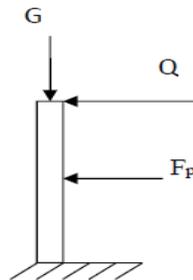


Figure III.18 : Schéma statique de l'acrotère

❖ Calcul de poids propre « G acrotère » :

$$G_{\text{acrotère}} = \gamma_{\text{béton}} \times S \rightarrow G_{\text{acrotère}} = 25 \times 0,0665 = 1,6625 \text{ KN/ml}$$

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

❖ Force sismique F_p :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante

$$F_p = 4 \cdot A_p \cdot C_p \cdot W_p \rightarrow (\text{Art. 6.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe 2, zone I)

$$\Rightarrow A = 0,1$$

C_p : Facteur de force horizontale

$$\Rightarrow C_p = 0,8$$

W_p = Poids propre = 1,6625 KN/ml

Donc : F_p = 0,532 KN/ml

$$\Rightarrow F_p < Q$$

III.7.2 Sollicitations de l'acrotère :

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$N_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \times (1,6625) = 2,24 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

$$N_s = G = 1,6625 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$

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

L'acrotère soumis à la flexion composée

❖ **Calcul de l'excentricité**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,24} = 0,401 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016$$

$$e > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

III.7.3 Calcul du ferrailage :

✓ **ELU :**

La section considérée pour le calcul est la suivante :

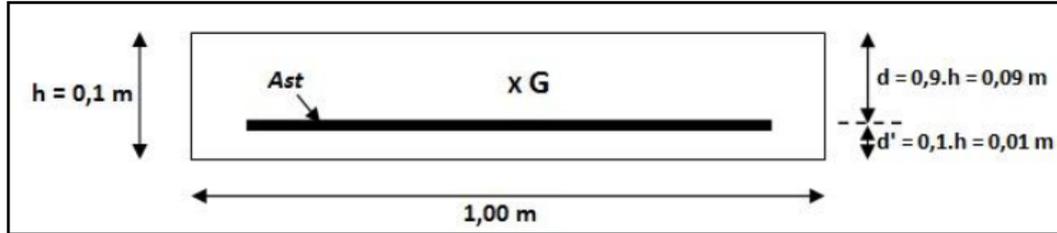


Figure III.19 : Section à considérer dans les calculs

❖ **Moment de flexion fictive (M_a) :**

$$M_a = N_u \cdot e_a$$

$$e_a = e + \left(\frac{h}{2} - h\right)$$

$$e_a = 40,1 + \left(\frac{10}{2} - (10)\right) = 35,1 \text{ cm}$$

$$M_a = 2,24 \times 0,351 = 0,786 \text{ KN.m/ml}$$

❖ **Moment réduit (μ) :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,786 \times 10^{-3}}{1(0,9 \times 0,1)^2 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5}} = 6,850 \times 10^{-3} < \mu_R = 0,392$$

→ Section à simple armature

❖ **Calcul d' A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{z} - N_u \right]$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(6,85 \times 10^{-3})}) = 8,592 \times 10^{-3}$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,09 \times (1 - 0,4 \times (8,592 \times 10^{-3})) = 0,08 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} \left[\frac{0,786 \times 10^{-3}}{0,08} - 2,24 \times 10^{-3} \right] = 2,18 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 0,218 \text{ cm}^2$$

On remarque que A_{st} est très faible, alors on calcule A_{st} selon la formule de non fragilité

$$A_{st \min} \geq 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 1,08 \text{ cm}^2$$

Choix: 4T8

❖ **Calcul d'armature de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

On prend $\rightarrow A_{rep} = 3T8$

❖ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \min(3.h; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

✓ **ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,6625} = 0,36 \text{ m}$$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \times n \times A_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6 \times n \times A_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -3 \left(36 - \frac{10}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \times \left(36 - \frac{10}{2} + 9 \right)$$

$$P = -2810,64 \text{ cm}^2 = -0,281064 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 \times n \times A_2}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6 \times n \times A_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 - (36 - 5)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \times (36 - 5 + 9)^2$$

$$q = 56687,6 \text{ cm}^3 = 0,0566876 \text{ m}^3$$

Pour déterminer « e », on choisit forfaitairement $e_1 = 0,3$, on remplace e_1 dans l'équation suivante et on s'arrête quand e_1 est constante.

- **Méthode de l'intersection successive :**

On a $e_1 = \sqrt[3]{(-p \times e_1 - q)}$

On prend la valeur de : $e_1 = 0,3\text{m}$

$$e_1 = \sqrt[3]{-(-0,281064 \times 0,3 - 0,056876)}$$

$e_1 = 0,302 \rightarrow e_1 = 0,303$

$e_1 = 0,304 \rightarrow e_1 = 0,305$

$e_1 = 0,306 \rightarrow e_1 = 0,307$

$e_1 = 0,308 \rightarrow e_1 = 0,309$

$e_1 = 0,310 \rightarrow e_1 = 0,311$

$$e_1 = 0,312 \longrightarrow e_1 = 0,313$$

$$e_1 = 0,314 \longrightarrow e_1 = 0,315$$

$$e_1 = 0,316 \longrightarrow e_1 = 0,317$$

$$e_1 = 0,318 \longrightarrow e_1 = 0,319$$

$$e_1 = 0,320 \longrightarrow e_1 = 0,320$$

donc : $e_1 = 32 \text{ cm}$

$$x = \frac{h}{2} - (e - e_1) = 5 - (36 - 32) = 1 \text{ cm}$$

❖ **Moment isostatique :**

$$S = \frac{b \times x^2}{2} + n \times A_2 \times (x - d) - n \times A_1 \times (d - x)$$

$$S = \frac{1 \times (0,01)^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times ((0,9 \times 0,1) - 0,01)$$

$$S = -1,912 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

❖ **Calcul des contraintes :**

• **Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = \frac{1,66 \times 10^{-3} \times 1 \times 10^{-2}}{-1,912 \times 10^{-4}} = -0,086 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \rightarrow C.V$$

- **Acier**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{st}$: choisit selon la fissuration préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé ou noyé en eau de pluie et on prend $\eta = 1,6$ (HA).

$$\sigma_{st} = \frac{N_s \times (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1,66 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,01)}{(-1,912 \times 10^{-4})} = -0,69$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow C.V$$

- **Vérification:**

$$\sigma_{bc} = \overline{\sigma}_{bc} = -0,086 < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \overline{\sigma}_{st} = -0,69 < 201,63 \text{ MPa}$$

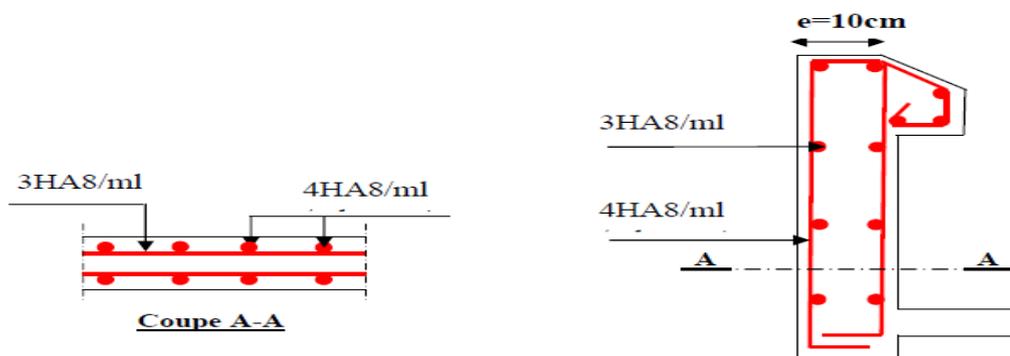


Figure III.20 : Ferrailage de l'acrotère

III.8 Balcon :

III.8.1 Introduction :

Les balcons sont généralement des dalles en béton armé de faible largeur travaillant en console donc les armatures doivent être positionné en partie supérieur de la dalle (béton tendue), limiter vers l'extérieur par un ouvrage vertical pour former un garde-corps.

III.8.2 Pré- dimensionnement :

Pour faire des calculs, on choisit un balcon de 1.6 m de longueur, la méthode sera valable pour les autres.

On va prendre une épaisseur égale à 15 cm puis on va faire des vérifications par la suite.

III.8.3 Charges appliquer au balcon :

- Poids propre : $G = 5.15 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge de mur (simple parois) : $P = G * h = 1.62 * 1.10 = 1.782 \text{ KN/m}$

✓ Schéma statique du balcon :

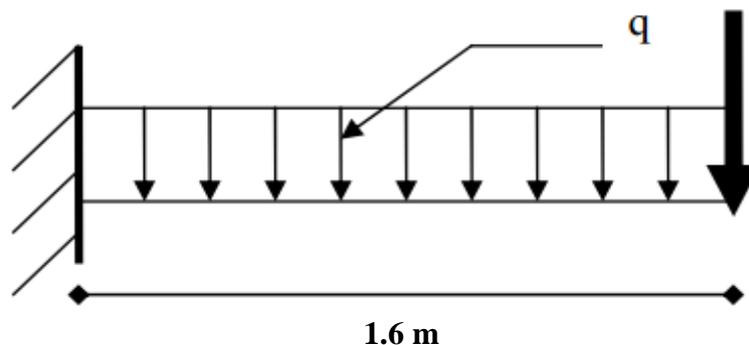


Figure.III.21 : Schéma statique du balcon

Les sollicitations sont déterminées à ELU et ELS :

- **ELU :**

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

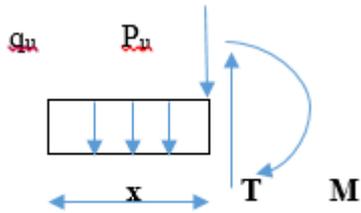
$$q_u = 1.35 * 5.15 + 1.5 * 3.5$$

$$q_u = 12.202 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 * 1.782 = 2.40 \text{ KN/m}$$

- **Calcul du moment fléchissant :**

$0 \leq x \leq 1.6 \text{ m}$



$$M(x) = -P_u * x - q_u \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -2.40 * 1.6 - 12.202 * \frac{1.6^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.6) = -19.45 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T(x) = -q_u * x - P_u$$

$$T(x) = -12.202 * 1.6 - 2.40$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -2.40 \text{ KN} \\ T(1.6) = -21.92 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **ELS :**

$$q_s = G + Q$$

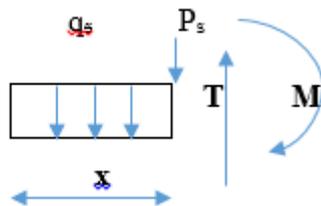
$$q_s = 5.15 + 3.5$$

$$q_s = 8.65 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 1.782 \text{ KN/m}$$

- **Calcul du moment fléchissant :**

$$0 \leq x \leq 1.6 \text{ m}$$



$$M(x) = -P_s * x - q_s * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -1.782 * 1.6 - 8.65 * \frac{1.6^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.6) = -13.92 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

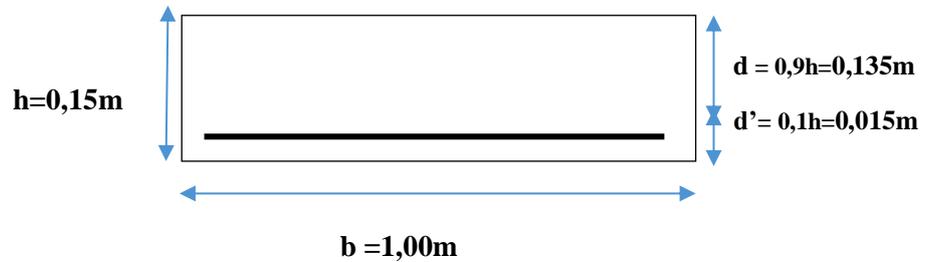
$$T(x) = -q_s * x - P_s$$

$$T(x) = -8.65 * 1.6 - 1.782$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -1.782 \text{ KN} \\ T(1.6) = -15.62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.8.4 Ferrailages de balcon :

Le calcul se fait par une bande de 1 ml soumise à la flexion simple :



❖ **En Travée :**

ELU:

$$M_u = 19.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 19.45 \cdot 10^{-3} / (1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17)$$

$$\mu_u = 0,0753 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_R \geq \mu_u \quad (\text{section à simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0979$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.135 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.0979) = 0.1297 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / z \cdot \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 19.45 \cdot 10^{-3} / (0.1297 \cdot 347.83) = 4.31 \text{ cm}^2$$

• **Section minimum (RPA99V2003) :**

$$A_{st} = 0.005 \cdot b \cdot h = 0.005 \cdot 1 \cdot 15 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_{st} = 5T14 = 7.70 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} = 7.70 \text{ cm}^2 \geq 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

- **Armature de répartition :**

$$A_{st}/4 = 7.70/4 = 1.92 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T10

ELS:

$A_{sc} = 0$ (section simple armature)

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(7.70 \cdot 10^{-4})}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 0.135 \cdot 7.70 \cdot 10^{-4}}{15(7.70 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0454 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sc} (x - d')^2 + n \cdot A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \cdot 0.0454^3}{3} + 15 \cdot 7.70 \cdot 10^{-4} (0.135 - 0.0454)^2$$

$$I = 1.239 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes:**

$$M_s = 13.92 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{13.92 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0454}{1.239 \cdot 10^{-4}} = 5.10 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \cdot 13.92 \cdot 10^{-3} \cdot (0.135 - 0.0454)}{1.239 \cdot 10^{-4}} = 150.99 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\eta = 1.6 \text{ (haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.06 \cdot f_{c28} + 0.6 = 0.06 \cdot 25 + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * 400; 110\sqrt{1.6 * 2.1}\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **Vérification des contraintes:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \geq \sigma_{bc} = 5.10 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{st} = 150.99 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{21.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

1

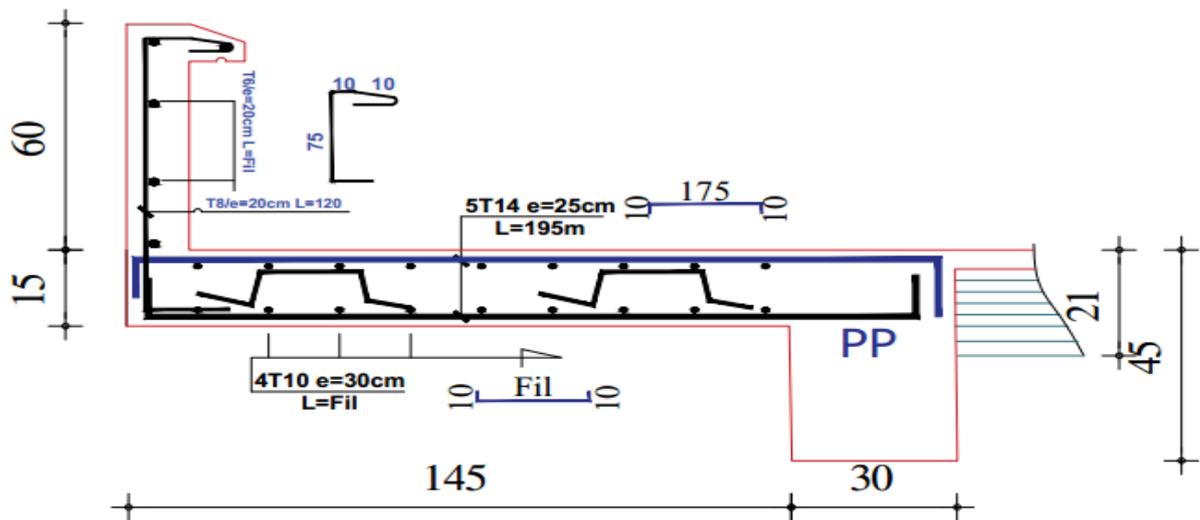


Figure III.22: Ferrailage de balcon

III.9 Conclusion :

Dans cette partie, nous avons réussi à déterminer les différentes sollicitations pour l'intégralité des éléments secondaires indépendamment de l'action sismique et arriver à un ferrailage qui vérifie les conditions du RPA.

Le suivant chapitre va traiter la conception parasismique de l'ouvrage en tenant compte de tous les facteurs qui peuvent influencer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage vis-à-vis de l'action sismique.

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Un séisme dépend de plusieurs facteurs, comme les caractéristiques du séisme, la qualité du sol et les propriétés structurelles.

Le génie parasismique est un secteur du génie civil qui œuvre pour la réduction des dommages des structures résultant des séismes et la minimisation en pertes matérielles et humaines.

Le risque associé aux sollicitations sismique représente une menace considérable au bon fonctionnement des structures de bâtiments en particulier pour les bâtiments qui doivent demeurer fonctionnels après un séisme.

IV.2 Etude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure est une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone I dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion.....).

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations

IV.3 Méthode de Calcul :

Méthodes utilisables selon le RPA99 version 2003

- ✓ Méthode statique équivalente ;
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

➤ Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions (art4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Selon le RPA99/version 2003 (art4.1.2) La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

A) - Le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone (I et II) et 30m en zone (III).

B) - Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (A), les conditions complémentaires :

- **Zone (I)** : Tous groupes.
- **Zone (II)** : Groupe d'usage 3
 - Groupe d'usage 2, avec $H \leq \min(7 \text{ Niveaux} ; 23 \text{ m})$.
 - Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux} ; 17 \text{ m})$.
 - Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux} ; 10 \text{ m})$.
- **Zone (III)** : Groupe d'usage 2 et 3, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux} ; 17 \text{ m})$.
 - Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux} ; 10 \text{ m})$.
 - Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(2 \text{ Niveaux} ; 8 \text{ m})$.

➤ **Méthode d'analyse modale spectrale :**

Par cette 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.

➤ **La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes**

Cette méthode peut être utilisée par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.

- 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.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

On va utiliser les deux méthodes, la méthode statique équivalente et modale spectrale car toutes les conditions sont vérifiées, et on compare entre eux.

IV.4 Combinaisons d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'action aux états limites suivantes : « Ultime, Service, et Accidentel ».

✓ **ELU** : $1.35G + 1.5Q$

✓ **ELS** : $G + Q$

✓ **ELA** : $G + Q \pm E$

✓ **ELA** : $0.8G \pm E$

IV.5 Modélisation de la structure :

Notre structure a été modélisée avec le logiciel de calcul (SAP2000.version2.0), un modèle en élément finis du bâtiment en 3D.

IV.6 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds
- les planchers, nous avons attribué une (Contrainte) de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6 DDL bloqués).

IV.7 Modélisation de masse :

Les masses Mt ont été calculées suivant le RPA99v2003 où il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction des charges d'exploitation.

$$Mt = Mg + \beta . MQ$$

Avec :

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

Dans ce cas on a un bâtiment à usage d'habitation donc $\beta = 0,20$.

- La masse des murs extérieurs ou intérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres et chainages.
- La masse de l'acrotère a été répartie aux niveaux des poutres et chainages qui se trouvent sur le périmètre du plancher terrasse.

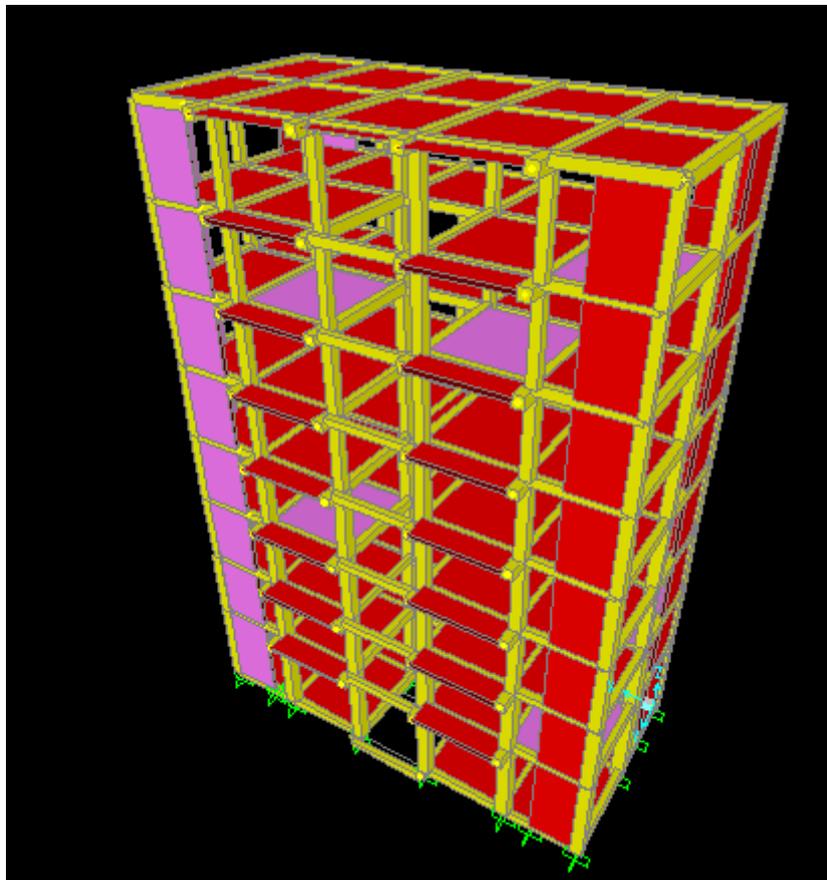


Figure IV.1 : Modèle 3D de la structure

IV.8 Analyse modale de la structure

- ✓ L'analyse modale de la structure est une étape fondamentale pour l'analyse sismique car elle permet de comprendre le comportement vibratoire de la structure.
- ✓ L'analyse modale concerne le calcul des pulsations et modes propres

IV.9 Distribution des voiles :

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction portiques .la disposition retenue est la suivante :

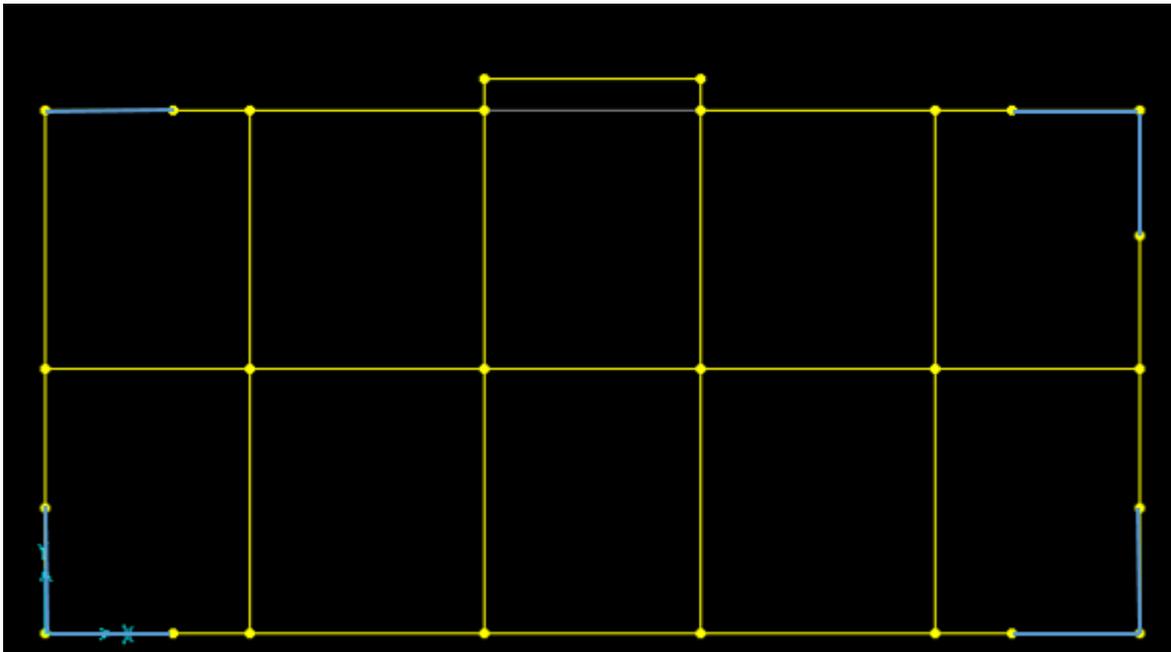


Figure IV.2 ; Disposition des voiles

Tableau IV.1 : Périodes et participation massique modale du modèle finale (donné par SAP)

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	Mode	1	0,995279	0,00089	0,67954	0,000007326	0,00089	0,67954	0,000007326
MODAL	Mode	2	0,678762	0,66791	0,00511	0,000007929	0,6688	0,68466	0,000008661
MODAL	Mode	3	0,599185	0,06583	0,09927	0,000004662	0,73463	0,78392	0,00001332
MODAL	Mode	4	0,310584	0,00011	0,09892	0,00000164	0,73474	0,88284	0,00001496
MODAL	Mode	5	0,1823	0,12153	0,0018	0,00004305	0,85626	0,88464	0,00005801
MODAL	Mode	6	0,172041	0,00234	0,03367	0,000006084	0,8586	0,91831	0,00005862
MODAL	Mode	7	0,160585	0,03339	0,02446	0,000004374	0,89199	0,94277	0,00006299
MODAL	Mode	8	0,106036	0,000006436	0,0212	0,00000253	0,89199	0,96397	0,00006552
MODAL	Mode	9	0,08671	0,04121	0,00202	0,00011	0,93321	0,96599	0,00018
MODAL	Mode	10	0,077069	0,000009488	0,000003205	0,37361	0,93322	0,96599	0,37379
MODAL	Mode	11	0,076197	0,00013	0,00018	0,02941	0,93335	0,96617	0,40319
MODAL	Mode	12	0,076013	0,01354	0,00756	0,0000722	0,94689	0,97373	0,40326

D'après le tableau au dessus on remarque :

- on a une vibration translationnelle dans les deux premiers modes et rotationnelle dans le troisième mode.
- Le nombre des modes qui satisfait la condition somme des masse modales >90% Mt est : 4 modes pour le sens x-x, et 7 modes pour le sens y-y.

IV.10 Méthode statique équivalente :

IV.10.1 L'effort tranchant (V) :

L'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

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

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et du période fondamental de la structure (T).

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure.

IV.10.2 Coefficient d'accélération de zone (A)

Zone I : D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen (RPA 99 V 2003).

Groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne) $\implies A = 0.10$

IV.10.3 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$2,5\eta \quad \text{Si } 0 \leq T \leq T_2$$

$$2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$$

$$2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \quad \text{Si } T \geq 3,0 \text{ s}$$

- (η) : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

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

- (ε) : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\varepsilon = 7 \%$ pour les portiques en béton armé avec un remplissage dense.

- (T_1-T_2) : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Selon le rapport de sol établi par le laboratoire, le sol d'implantation de notre structure est classé : catégorie S2 (site ferme).

Site ferme $\rightarrow (T_1= 0.15 \text{ s} ; T_2=0.40 \text{ s})$

➤ Période fondamentale de la structure (T) :

D'après RPA99 V 2003 (art 4.6 et 4.7)

$$T = \min\left(C_t \times h_n^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D_x}} ; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D_y}}\right)$$

Avec :

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

(N) $h_n = 26 \text{ m}$

$D_{x,y}$: Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$D_x = 17,2 \text{ m}$

$D_y = 8,3 \text{ m}$

C_t : coefficient fonction du système de contreventement

$C_t = 0,05$ (Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

$$T_x = \min\left(C_t \times h_n^{3/4}; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D_x}}\right) = \min\left(0,05 \times 26^{3/4}; \frac{0,09 \times 26}{\sqrt{17,2}}\right) = \min(0,575; 0,564)$$

$$= 0,564s$$

$$T_y = \min\left(C_t \times h_n^{3/4}; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D_y}}\right) = \min\left(0,05 \times 26^{3/4}; \frac{0,09 \times 26}{\sqrt{8,3}}\right) = \min(0,575; 0,812)$$

$$= 0,575s$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

✓ **Sens (x-x) :**

Nous avons : $T_2 \leq T \leq 3,0$

Donc: $D = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$D_x = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,4}{0,564}\right)^{2/3} = 1,754$$

✓ **Sens(y-y):**

Nous avons : $T_2 \leq T \leq 3,0$

Donc: $D = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$D_y = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,4}{0,575}\right)^{2/3} = 1,731$$

➤ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée dans tableau ci-dessous :

Tableau IV.2 : Critères de qualité (q)

Critère de q	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Observé	Non observé	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0,05	0	/
Redondance en plan	/	0,05	0	/
Régularité en plan	0	/	0	/
Régularité en élévation	0	/	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0,1	/	0,1
SOMME		0,20		0,10

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 Pq = 1,20$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 Pq = 1,10$$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Dans notre structure, on a un système de contreventement par des voiles porteurs sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) du (RPA99/V2003) en fonction du système de contreventement

Pour notre structure, on prend R=5(Système (4.a))

Système (4.a) : C'est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles, Les voiles doivent reprendre aux plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

➤ **Le poids total de la structure (W_T) :**

W_T : Egal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et a 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.

$\beta = 0,2$,Pour un bâtiment à usage d'habitation

Tableau IV.3 : Poids des différents niveaux (donné par le SAP2000)

Niveau	Hauteur h_i (m)	Poids W_i (KN)
RDC	4,08	2235.282
1	7,14	2083.821
2	10,2	2086.634
3	13,26	2057.363
4	16,32	2042.376
5	19,38	2002.264
6	22,44	1957.013
7	25,5	1500.159
Σw_i		115964.912

➤ **Détermination de l'effort tranchant (V) :**

- Sens (x-x)

$$V_X = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W_T = \frac{0,1 \times 1,754 \times 1,2}{5} \times 115964.912 = 4881.658 \text{KN}$$

- Sens (y-y)

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W_T = \frac{0,1 \times 1,731 \times 1,1}{5} \times 115964.912 = 4416.175 \text{KN}$$

➤ **Force sismique (F) de chaque niveau :**

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (RPA99 V 2003).

$$F = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_i \cdot h_i}$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, donnée par la formule suivante :

$$F_t = 0,07 TV \quad \text{Si } T > 0,7 \text{ s}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T < 0,7 \text{ s}$$

- Sens (x-x)

$$F_x = \frac{(V_x - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_i \cdot h_i}$$

Avec:

$$T_x = 0.564 \text{s} < 0,7 \text{ s} \rightarrow F_{tx} = 0$$

$$V_x = 4881.658 \text{KN}$$

- Sens (y-y)

$$F_y = \frac{(V_y - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_i \cdot h_i}$$

Avec:

$$T_y = 0.575 \text{s} < 0,7 \text{ s} \rightarrow F_{ty} = 0$$

$$V_y = 4416.175 \text{KN}$$

Tableau IV.4 : Forces sismiques des différents niveaux pour R=5

Niveau	Wi (KN)	hi (m)	Wi . hi	Fx	Fy
RDC	2235.282	4,08	9119.951	196.239	177.527
1	2083.821	7,14	14878.482	320.149	289.622
2	2086.634	10,2	21283.667	457.974	414.305
3	2057.363	13,26	27280.633	587.015	531.041
4	2042.376	16,32	33331.576	717.217	648.828
5	2002.264	19,38	38803.876	834.968	755.351
6	1957.013	22,44	43915.372	944.956	854.851
7	1500.159	25,5	38254.054	832.137	744.648
			Σwi . hi = 226867.611		

IV.11 Méthode d'analyse modale spectrale :

Pour la méthode d'analyse modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

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

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Version2003.

Avec :

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale.

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

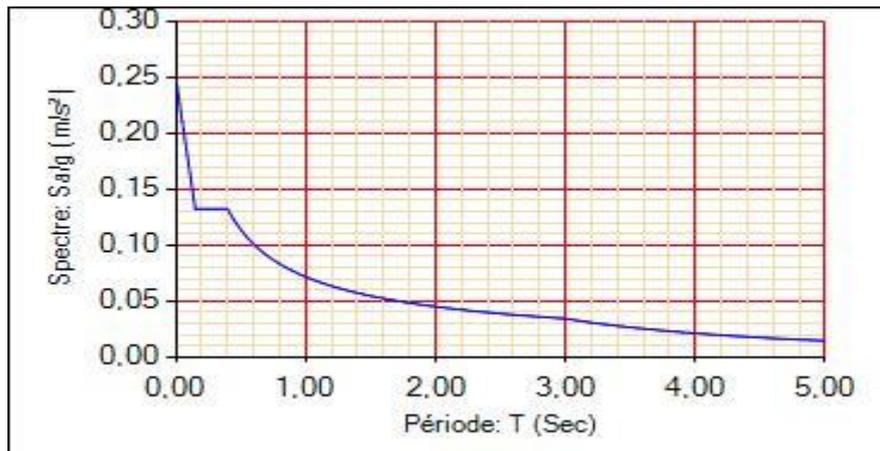


Figure IV.3 : Spectre de réponse

IV.11.1 Vérifications du calcul dynamique :

D'après le RPA 99Version 2003, la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.
 $< 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Tableau IV.5 : Effort tranchant à la base par la méthode modale spectrale (donné par le SAP2000)

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	KN	KN
EX	LinStatic	-4890,655	3,472E-10
EY	LinStatic	5,32E-11	-4416,173

**Tableau IV.6 : Effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente
(Déjà calculer)**

Méthode Statique équivalente		
Effort tranchant à la base (KN)	V _x	V _y
	4881.658KN	4416.175KN

- **Vérification de la relation :** $V_{dyn} \geq 80\%V_{stat}$

- **Sens (x-x)**

$$4890.6655 < 0,8 \times 4881.658 \rightarrow 4890.655 \geq 3905.3264 \rightarrow C.V$$

- **Sens (y-y)**

$$4416.173 > 0,8 \times 4416.175KN \rightarrow 4416.473 > 3532.94 \rightarrow C.V$$

IV.11.2 Vérification de facteur de comportement R :

IV.11.2.1 Les pourcentages des efforts tranchants repris par les voiles et les portiques :

On doit vérifier la condition du RPA

Les voiles $\rightarrow \frac{V_{voiles}}{V_{globale}} \leq 75\%$

Les portiques $\rightarrow 100 - 75 \geq 25 \%$

On fait la vérification avec les combinaisons sismiques E_x et E_y

- Sens (x-x)

Tableau IV.7 : Vérification des efforts tranchants sens (x-x)

Niveau	V voile (KN)	V globale (KN)	Les voiles %	Les portique %
RDC	1191,073	1672.855	71,200	28.8
1	1023 ,040	2040.122	50,146	49.854
2	887,133	1880.395	47,178	52.822
3	707,134	1318.615	53,627	46.373
4	672,198	1666.703	40,331	59.669
5	501,285	875.637	57,248	42.752
6	465,366	1190.498	39,090	60.91
7	300,600	596.854	50,364	49.636

-Sens (y-y).

Tableau IV.8 : Vérification des efforts tranchants sens (y-y)

Niveau	V voile (KN)	V globale (KN)	Les voiles %	Les portique %
RDC	1122,420	1589.604	70,610	29.39
1	900,321	1465.84	61,420	38.58
2	761,602	1518.981	50,139	49.861
3	720,753	1128.892	63,846	36.154
4	652,904	1512.962	43,154	56.856
5	441,195	857.205	51,469	48.531
6	330,758	864.207	38,273	61.727
7	266,757	523.186	50 ,987	49.013

IV.11.2.2 Les pourcentages les efforts Normaux repris par les voiles et les portiques :

On doit vérifier la condition du RPA

$$\text{Les voiles} \rightarrow \frac{N_{\text{voiles}}}{N_{\text{globale}}} \rightarrow \leq 20\%$$

$$\text{Les portiques} \rightarrow 100 - 20 \geq 80 \%$$

On fait la vérification avec la combinaison ELS

Tableau IV.9 : Vérification des efforts normaux sens (x-x)

Niveau	N voile (KN)	N globale (KN)	Les voiles %	Les portique %
RDC	12571,744	54420.778	23,101	76.899
1	10550,314	39238.002	26,888	73.112
2	9232,424	34549.898	26,722	73.278
3	7647,273	29859.329	25,611	74.389
4	6311,446	2303.112	27,404	72.596
5	5200,403	10080.326	25,898	74.402
6	3677,354	13458.822	27,323	72.677
7	2357,726	10112.615	25,3147	74.6853
8	1221,547	5277.116	23,148	76.852

Tableau IV.10 : Vérification des efforts normaux sens (y-y)

Niveau	N voile (KN)	N globale (KN)	Les voiles %	Les portique %
RDC	9277,113	44174.625	21,001	78.999
1	8657,240	38781.704	22,323	77.677
2	7052,481	30515.689	23,111	76.889
3	6296,923	26696.582	23,587	76.413
4	5326,311	23654.620	22,517	77.843
5	4298,430	19378.597	22,184	77.816
6	3014,948	13034.231	23,131	76.869
7	2227,310	9746.674	22,852	77.148
8	919,444	4341.896	21,176	78.824

❖ **Analyse des résultats**

D'après les tableaux ci-dessus, on constate que le choix de R= 5 est vérifié

IV.11.3 Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement :

[RPA99/V2003 Art - 4.4.1]

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. On doit vérifier la condition suivante :

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

N : Effort normal global

M : Moment de renversement

$$N = P + 10\% P_{\text{(poids de semelle)}} = 1,1 P$$

Tableau IV.11 : Effort normale globale (donné par le SAP2000)

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
ELS	Combination	-2,407E-12	3,162E-11	10441,452

$$F_x = -1.64E-10 \text{ KN}$$

$$F_y = 2.568E-10 \text{ KN}$$

$$F_z = 10441.452 \text{ KN}$$

$$N = 10441.452 \times 1,1 = 11485.5972 \text{ KN}$$

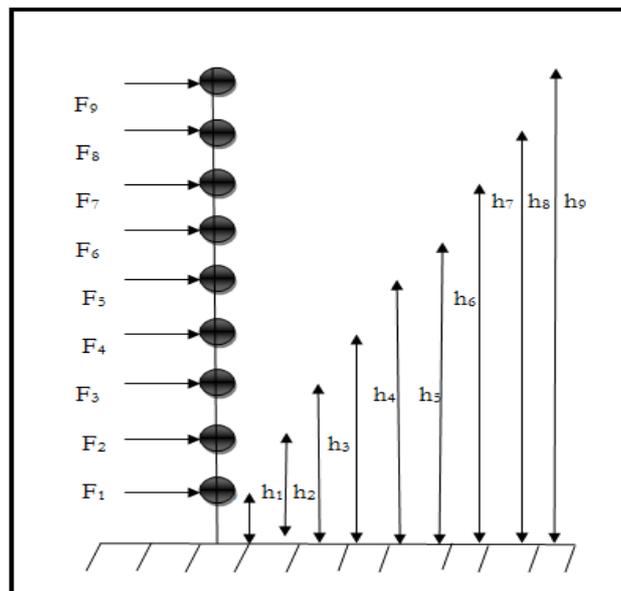


Figure IV.4 : Distribution des forces sismiques

$$M = F_i \times h_i$$

$$M_x = 42070.0859 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 90825.6234 \text{ KN.m}$$

Avec:

$$B_x = 17.2 \text{ m} ; B_y = 8.30 \text{ m}$$

- **Sens (x-x)**

$$e = \frac{5879,9136}{15928,583} = 0,369 < \frac{17,20}{4} = 4,30 \rightarrow \text{C.V}$$

- **Sens (y-y)**

$$e = \frac{123107,105}{15928,583} = 0,772 < \frac{8,30}{4} = 2,075 \rightarrow \text{C.V}$$

❖ **Analyse des résultats :**

On conclue que la structure est stable vis-à-vis le renversement

IV.11.4 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante : $V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$ (RPA99 (Article 7.4.3.1))

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique

B : La section transversale des poteaux

Tableau IV.12 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N_d (MN)	B_c (m ²)	F_{c28} (MPa)	V	V < 0,3
RDC	1.148	50.50	25	0,183	C.V
1	1.005	50.50	25	0,160	C.V
2	0.861	45.45	25	0,170	C.V
3	0.717	45.45	25	0,141	C.V
4	0.574	40.40	25	0,143	C.V
5	0.431	40.40	25	0,107	C.V
6	0.287	35.35	25	0,094	C.V
7	0.143	35.35	25	0,047	C.V

❖ **Analyse des résultats :**

L'effort normal réduit est vérifié pour tous les niveaux.

IV.11.5 Vérification des déplacements :

➤ **Justification vis-à-vis des déformations :**

D'après le (RPA99 version 2003/4.4.3) le déplacement horizontal de chaque niveau K de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontale aux au niveau k.

δ_{ek} : Déplacement horizontale dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport à (k-1) est égal :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.13 : Vérifications des déplacements inter -étages dans le sens X-X

Niveau	$\delta (ek) (m)$	$\delta (k) (m)$	$\delta (k-1) (cm)$	$\Delta (k) (cm)$	1%he (cm)	Observation
RDC	0.0314	0.157	0	0.157	0.0408	C.V
1	0.0732	0.366	0.157	0.206	0.0306	C.V
2	0.1217	0.6085	0.366	0.2425	0.0306	C.V
3	0.1711	0.8555	0.6085	0.247	0.0306	C.V
4	0.2200	1.100	0.8555	0.2445	0.0306	C.V
5	0.2643	1.3215	1.100	0.2215	0.0306	C.V
6	0.5736	2.868	1.3215	1.5465	0.0306	C.V
7	0.5984	2.992	2.868	0.124	0.0306	C.V

Tableau IV.14 : Vérifications des déplacements inter- étages dans le sens Y-Y

Niveau	$\delta (ek) (m)$	$\delta (k) (m)$	$\delta (k-1) (cm)$	$\Delta (k) (cm)$	1%he (cm)	Observation
RDC	0.2797	1.3985	0	1.3985	0.0408	C.V
1	0.6396	3.198	1.3985	1.7995	0.0306	C.V
2	1.0441	5.2205	3.198	2.0225	0.0306	C.V
3	1.4428	7.214	5.2205	1.9935	0.0306	C.V
4	1.8294	9.132	7.214	1.918	0.0306	C.V
5	2.1661	10.8305	9.132	1.703	0.0306	C.V
6	2.4568	12.284	10.8305	1.4535	0.0306	C.V
7	2.6798	13.399	12.284	1.115	0.0306	C.V

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

➤ **Vérification de l'effet P-Delta [RPA99/V2003 (5.9)] :**

Les effets du 2ème ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times Hk}$$

Pk: Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "K".

Vk: Effort tranchant d'étage au niveau "K" ($Vk = \Sigma Fi$).

Δk : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1".

Hk: Hauteur de l'étage "K".

Si $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

- Sens (x-x)

Tableau VI.15 : Vérification de l'effet P-Delta (Sens x-x).

Niveau	$h_{(k)}$ (m)	$P_{(k)}$ (KN)	$\Delta_{(k)}$ (m)	$V_{(k)}$ (KN)	$\theta_{(k)}$	Observation $\Theta_K \leq 0,1$
RDC	4.08	2235.282	0.00157	4890.655	0.0175	C.V
1	3.06	2083.821	0.00209	4694.416	0.0303	C.V
2	3.06	2086.634	0.00242	4374.267	0.0377	C.V
3	3.06	2057.363	0.00247	3916.293	0.0420	C.V
4	3.06	2042.376	0.00245	3329.278	0.0491	C.V
5	3.06	2002.264	0.00221	2612.061	0.0553	C.V
6	3.06	1957.013	0.01546	1777.093	0.0554	C.V
7	3.06	1500.159	0.00124	832.137	0.0730	C.V

- Sens (y-y)

Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P-Delta (Sens y-y)

$h_{(k)}$ (m)	$P_{(k)}$ (KN)	$\Delta_{(k)}$ (m)	$V_{(k)}$ (KN)	$\theta_{(k)}$	Observation
4.08	2235.282	0.00157	4416.183	0.0194	C.V
3.06	2083.821	0.00209	4238.656	0.0335	C.V
3.06	2086.634	0.00242	3949.034	0.0426	C.V
3.06	2057.363	0.00247	3534.729	0.0469	C.V
3.06	2042.376	0.00245	3003.688	0.0433	C.V
3.06	2002.264	0.00221	2354.860	0.0501	C.V
3.06	1957.013	0.01546	1599.508	0.0512	C.V
3.06	1500.159	0.00124	744.658	0.0816	C.V

❖ **Analyse des résultats :**

D'après les tableaux ci-dessus, on remarque que la condition $\Theta_K \leq 0,1$ est satisfaite donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.12 Conclusion :

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes. Nous avons opté pour la disposition des voiles qui a donnée les meilleurs résultats. Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, les déplacements et effet P- Δ).

Chapitre V :

Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction:

La structure est un ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme.

Le ferrailage sera fait conformément aux règles CBA93, BAEL91 et le RPA99V2003 :

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée
- Les voiles seront calculées en flexion composée

V.2 Etude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Le Rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes.

V.2.2 Combinaisons des charges :

Selon le " BAEL91", les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

- ♣ Etat limite ultime "ELU"
- ♣ Etat limite service "ELS" Selon le " RPA 99 – version 2003", les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :
 - ♣ $G + Q \pm E$

V.2.3 Sollicitations dans les poteaux :

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} M$ correspondant

- Moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{max} N$ correspondant

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.1 : Sollicitation maximales dans les poteaux à ELU

Niveau	$N_{max} \rightarrow M$ correspondant		$M_{max} \rightarrow N$ correspondant	
	N_{max} (MN)	M correspondant (MN.m)	M_{max} (MN.m)	N correspondant. (MN)
RDC	0.6771	0.0182	0.0378	0.6428
1	0.6346	0.0348	0.0087	0.5435
2	0.4829	0.0281	0.0097	0.4541
3	0.4439	0.0357	0.0140	0.3726
4	0.3172	0.0321	0.0141	0.2997
5	0.1774	0.0519	0.0271	0.1640
6	0.1321	0.0245	0.0128	0.1051
7	0.0553	0.0491	0.0198	0.0542

Tableau V.2 : Sollicitation maximales dans les poteaux à l'accidentel (G+Q ±E)

Niveau	$N_{max} \rightarrow M$ correspondant		$M_{max} \rightarrow N$ correspondant	
	N_{max} (MN)	M correspondant(MN.m)	M_{max} (MN.m)	N correspondant. (MN)
RDC	0.4942	0.0133	0.0028	0.4693
1	0.4633	0.0253	0.0064	0.3967
2	0.3523	0.0204	0.0071	0.3314
3	0.3237	0.0259	0.0102	0.2719
4	0.2314	0.0233	0.0198	0.1200
5	0.1297	0.0377	0.0197	0.1201
6	0.0966	0.0178	0.0094	0.0792
7	0.0407	0.0357	0.0145	0.0397

Tableau V.3 :2Sollicitation maximales dans les poteaux à ELS

Niveau	$N_{max} \rightarrow M$ correspondant		$M_{max} \rightarrow N$ correspondant	
	N_{max} (MN)	M correspondant(MN.m)	M_{max} (MNm)	N correspondant. (MN)
RDC	0.4942	0.0133	0.0028	0.4693
1	0.4633	0.0253	0.0064	0.3967
2	0.3523	0.0204	0.0071	0.3314
3	0.3237	0.0259	0.0102	0.2719
4	0.2314	0.0233	0.0198	0.1200
5	0.1297	0.0377	0.0197	0.1201
6	0.0966	0.0178	0.0094	0.0792
7	0.0407	0.0357	0.0145	0.0397

V.2.3 Calcul du ferrailage :

V.2.3.1 Ferrailages des poteaux :

➤ Armatures longitudinales :

❖ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Avec :

$a = b = 0,50 \text{ m}$; $d = 0,45 \text{ m}$; $d' = 0,05 \text{ m}$; $\sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
 $\sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$; $f_{bc} = 14,17$

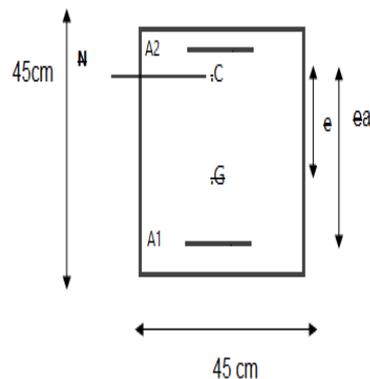
- **Calcul de l'excentricité :** $e = \frac{M_u}{N_u}$

Avec :

$$M_u = 0,0063 \text{ Mn.m} ; N_u = 0,001827 \text{ Mn}$$

$$e_a = \frac{h}{2} + e - d' = 0,25 + 0,0268 - 0,05 = 0,2268 \text{ m}$$

d'où N_u est l'effort de compression et « C » est à l'intérieur de la section et près de A2



FigureV.1 : Section à considérer dans les calculs

- **Moment fictive M_a :** $M_a = N_u \cdot e_a$

$$M_a = 0,6771 * 0,2268 = 0,1535 \text{ MN.m}$$

- **Vérification domaine de fonctionnement**

- **Domaine 2**

$$N_u \times (d - d') - M_a = 0.6771 * (0.45 - 0.05) - 0.1535 = 0.117 \quad (1)$$

$$\left(0.337 - 0.81 \times \frac{d'}{d}\right) b \times d^{2 \times f_{bc}} = 0.337 - 0.81 * \left(\frac{0.05}{0.45}\right) * 0.50 * 0.45 * 0.45 * 14.17$$

$$= 0.354(2)$$

$$(1) < (2) \rightarrow \text{C.N.V}$$

Donc : on doit vérifier domaine 3

- **Domaine 3**

$$\left(0.337 - 0.81 \times \frac{d'}{d}\right) b \times d^{2 \times f_{bc}} = (0.337 - 0.81 * 0.111) * 0.50 * 0.45 * 0.45 * 14$$

$$= 0.354 \quad (1)$$

$$N_u \times (d - d') - M_a = 0.6771 * (0.45 - 0.05) - 0.1535 = 0.117 \quad (2)$$

$$\left(0.337 - 0.81 \times \frac{d'}{h}\right) b \times d^{2 \times f_{bc}}$$

$$= (0.337 - 0.81 * (0.05/0.50)) * 0.50 * 0.45 * 0.45 * 14.17 = 0.367(3)$$

(2) < (3) → C.V → donc il s'agit d'une section partiellement comprimée avec armature inférieure comprimée

- **Moment réduit μ_u**

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.1535}{0.50 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.106 < \mu_R = 0.392$$

donc on a une section à simple armature

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right)$$

Avec :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.265$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,4023 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{1}{347.826} \times \left(\frac{0.1535}{0,3283} - 0.6771 \right) = -1.946 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_1 = -19.465 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le min du RPA99 version 2003.

- $A_{\min} = 0,7\% \times b \times h = 17.5 \text{ cm}^2$ (zone I)
- Zone de courante : $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 100 \text{ cm}^2$
- Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 150 \text{ cm}^2$

choix est de : 9T16 = 18.10 cm²

Tableau V.5 : Récapitulatif de calcul de ferrailage

	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} Zone de recouvrement	A _{max} zone courante (cm ²)	Ferrailage s choisit	
RD C	50× 50	17.5	150	100	10T16	20.11
1	50× 50	17.5	150	100	10T16	20.11
2	45× 45	13.5	100	71	8T16	16.08
3	45× 45	13.5	100	71	8T16	16.08
4	40× 40	11.22 2	79	44.25	9T14	13.85
5	40× 40	11.22 2	79	44.25	9T14	13.85
6	35× 35	9.023	54	20.01	8T14	12.32
7	35× 35	6.023	54	20.01	8T14	12.32

➤ **Calcul du ferrailage transversal :**

D'après le RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V}{h \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur total de la section brute

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

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

• **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

D'après RPA99/version 2003

$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \rightarrow$ la zone nodale \rightarrow (Zone 1)

$t' \leq 15\phi_l \text{ min}$ \rightarrow la zone courant \rightarrow (Zone 1)

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

• **Diamètre des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales est déterminé par cette formule

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

Avec :

h et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction déformation considérée.

ϕ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

$t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm})$ pour la zone 1

$t' \leq 15\phi_l \text{ min} \rightarrow$ zone courante \rightarrow zone I

Tableau V.6 : Ferrailage transversale des poteaux

Poteau x	h (m)	V _u (kn)	λg	ρ	t(cm)	t'(cm)	A _t (cm ²)	Choix
RDC	0.55	12.06	4.71	3.75	15	24	0.52	Ø10
1	0.50	26.18	3.99	3.75	14	21	1.17	Ø10
2	0.45	42.47	3.99	3.75	14	21	1.89	Ø10
3	0.45	37.94	4.43	3.75	14	21	1.88	Ø10
4	0.40	50.89	4.43	3.75	14	21	2.53	Ø10
5	0.40	42.78	4.99	3.75	15	24	2.56	Ø10
6	0.35	55.31	4.99	3.75	15	24	3.13	Ø10
7	0.35	41.91	5.70	2.5	14	21	1.78	Ø10

• **Calcul des longueurs de recouvrement :**

D'après le **RPA99 V2003**, la longueur de recouvrement est $L_r \geq (40 \times \varnothing_1)$ pour **Zone I**.

\varnothing_1 (max) (mm)	L _r (mm)	L _r (mm) choisit
Ø16	64	65
Ø14	56	60

• **Longueurs de la zone nodale :**

La zone nodale est définie par l' et h'.

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

Avec :

h_e : Hauteur d'étage ;

h : Hauteur de la poutre.

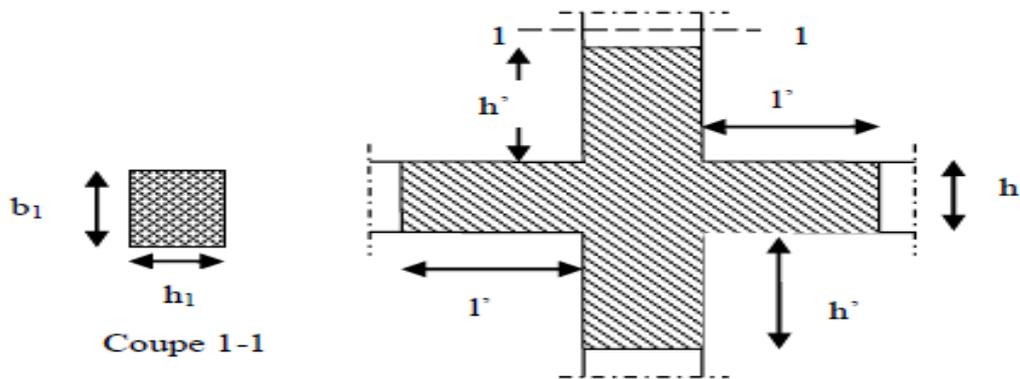


Figure V.2 : Zone nodale.

Tableau V.8 : Longueur de la zone nodale des poteaux.

(a=b) (cm)	h_c (cm)	h' (c m)
50	408	68
45	306	60
40	306	60
35	306	60

➤ V.2.3.2. Schéma du ferrailage de poteaux :

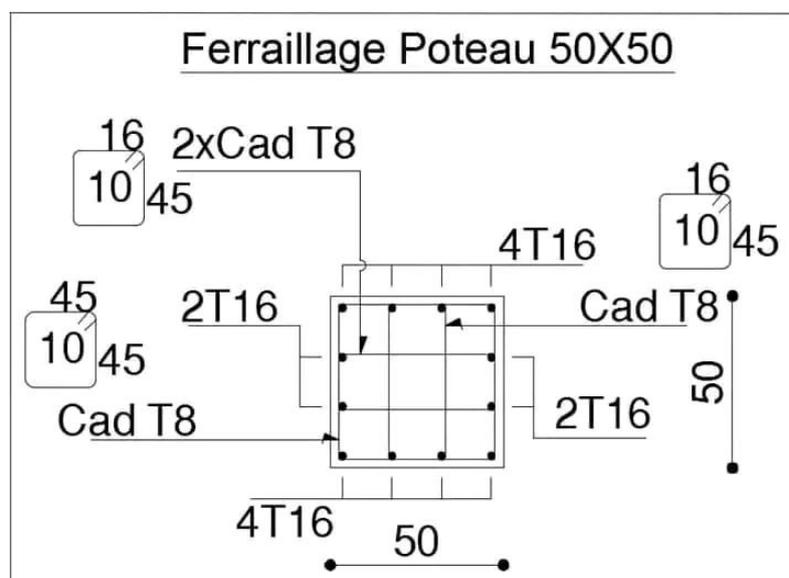


Figure V.3 : Ferrailage des poteaux (RDC).

V.3 Etude des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées par un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres

- ✓ les poutres principaux qui constituent des appuis aux poutrelles (30 x 40) cm²
- ✓ les poutres secondaires qui assurent le chaînage (30 x 30) cm²

V.3.2 Combinaisons des charges :

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- **Selon (C.B.A.93)** : Les combinaisons fondamentales.

- ELU → 1.35 G + 1.5 Q
- ELS → G + Q

- **Selon RPA99/version 2003** : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm E.$

V.3.3 Recommandation du RPA99, version 2003 :

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximal des Acers longitudinaux est de :
4% en zone courante
6% en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone I

V.3.4 Poutre secondaire :

V.3.4.1 Détermination des sollicitations :

Les résultats des moments et des efforts tranchantes des poutres principales pour toutes les combinaisons sont donnée par logiciel « SAP 2000 » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Sollicitations maximales de la poutre secondaire

Niveau	Section (cm ²)	ELU		ELS		G + Q ± E		0,8G ± Ex		V max (Kn)
		M travée (KN.m)	M appui (KN.m)							
RDC	25 x 35	11,307	16,571	10,151	12,255	11,133	12,078	11,906	12,662	25,9 97
Etage courant		13,210	18,492	11,803	13,641	10,658	13,137	9,326	10,510	26,5 94
Terrasse		10,848	15,257	10,077	13,712	10,782	12,607	10,425	11,886	25,5 25

V.3.4.2 Ferrailages des poutres secondaires :

➤ Armatures longitudinales

❖ **Exemple de calcul** : on va prendre comme exemple de calcul la poutre principale du RDC par la combinaison ELU

$$M_{ut} = 8,307 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{ua} = 16,571 \text{KN.m}$$

$$\text{Avec : } b = 0,25 \text{m} \quad ; \quad h = 0,35 \text{m} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,315$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{MPa}$$

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,307 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,0321$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Section simple armature $\rightarrow (A_{sc} = 0)$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0321}) = 0,0407$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,0603) = 0,2637 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{11,307 \times 10^{-3}}{0,3112 \times \frac{400}{1,15}} = 1,2327 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 1,2327 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,571 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,0471$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Section simple armature $\rightarrow (A_{sc} = 0)$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0471}) = 0,0603$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,0603) = 0,3074 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{16,571 \times 10^{-3}}{0,3074 \times \frac{400}{1,15}} = 1,5498 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 1,5498 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Ferrailage de la poutre secondaire

Niveau	Position	ELU	
		A _{sc} (cm ²)	A _{st} (cm ²)
RDC	Travée	0	1,2327
	Appui	0	1,5498
Etage courant	Travée	0	1,2294
	Appui	0	1,7351
Terrasse	Travée	0	1,0061
	Appui	0	1,4242

❖ Vérification des armatures longitudinales

- Selon le RPA99/version 2003

- Armatures minimales

$$A_{\min} = 0,5 \% \times b \times h = 0,5 \% \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$$

- Armatures maximale

$$\text{Zone nodale} \quad \rightarrow A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4 \% \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement} \rightarrow A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$$

- Condition de non-fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} ; \quad b=0,25\text{m} ; \quad d = 0,315\text{m}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,25 \times 0,315 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,7807 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,95091 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0,97807\text{-cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

❖ Vérification à E.L.S

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poutres secondaires du niveau RDC, et le reste des résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

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

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

- Travée

-Le moment maximum en travée

$$M_{u \max} = 11,307 \text{ KN.m}$$

$$M_{s \max} = 10,151 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{11,307}{10,151} = 1,1138$$

$$\alpha_{\text{Travée}} \leq \frac{1,113 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{\text{Travée}} = 0,0407 < 0,3065 \rightarrow \text{C.V}$$

- **Appui**

-Le moment maximum en Appui

$$M_{u \text{ max}} = 16,571 \text{KN.m}$$

$$M_{s \text{ max}} = 12,078 \text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{16,571}{12,078} = 1,3719$$

$$\alpha_{\text{Appui}} \leq \frac{1,3719 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{\text{Appui}} = 0,1009 < 0,4359 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée. à l'ELU convient pour l'ELS.

Tableau V.11 : Vérification à l'état limite de service des poutres secondaires

Niveau	Position	γ	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation
RDC	Travée	1,3719	0,4109	0,0407	C.V
	Appui	1,1138	0,3681	0,0471	C.V
Etage courant	travée	1,1192	0,3096	0,0368	C.V
	Appui	1,3556	0,4278	0,0428	C.V
Terrasse	Travée	1,0765	0,2882	0,0391	C.V
	Appui	1,1126	0,3063	0,0554	C.V

➤ **Choix des armatures**

Choix des armatures $\rightarrow A_{\min} \leq A_{st} \leq A_{\max}$

Tableau V.12 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	Position	Choix	Section choisi (cm ²)
RDC	Travée	2T12	2,26
	Appui	2T14	3,08
Etage courant	travée	2T12	2,26
	Appui	2T14	3,08
Terrasse	Travée	2T12	2,26
	Appui	2T12	3,08

➤ **Longueur d'ancrage**

La longueur d'ancrage : $L \geq l_2 + r + \frac{\emptyset}{2}$

Avec :

r : Rayon de courbure $\rightarrow r = 5,5 \times \emptyset$ pour les aciers (HA)

\emptyset : Diamètre d'armature.

$$l_2 = l_s - (\alpha \times l_1) - (\beta \times r)$$

(l_1 ; l_2) : Longueurs rectilignes

l_s : Longueur de scellement droit.

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

avec s : Contrainte d'adhérence $\rightarrow \tau_s = 0,6 (\chi)^2 f_{ij}$

$\chi = 1,5$ pour les aciers (HA).

On adopte un ancrage courbe ($\theta = 120^\circ$) $\rightarrow (\alpha = 2,31)$; ($\beta = 3,28$) ; ($l_1 = 8 \times \emptyset$) ;

($f_e = 400$ MPa) ; ($f_{t28} = 2,1$ MPa)

Tableau V.13 : Longueur de l'ancrage pour chaque type d'acier

\emptyset (mm)	l_s (mm)	l_l (mm)	r (mm)	l_2 (mm)	$L_{\text{calculé}}$ (mm)	L_{choisis} (mm)
Ø12	423,280	96	66	-14,96 =0	72	200
Ø14	493,827	112	77	-17,45 =0	84	200

➤ **Longueur de recouvrement:**

D'après le RPA99/version 2003

$$L_r \leq 40 \Phi_l \rightarrow \text{Zone I}$$

Tableau V.14 : Longueur de recouvrement

\emptyset (mm)	$L_{r \text{ calculé}}$ (mm)	$L_{r \text{ choisis}}$ (mm)
Ø12	480	500
Ø14	560	600

➤ **Calcul des armatures transversales**

❖ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier la condition suivant : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

Avec :

v: L'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MP}\right) \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MP}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre secondaire

Niveau	V _u (MN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	τ _u ≤ τ̄ _u
RDC	0,025997	0,2971	2,5	C.V
Etage courant	0,026594	0,3039	2,5	C.V
Terrasse	0,025525	0,2917	2,5	C.V

❖ **Choix des armatures transversales :**

-Diamètre des armatures

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91)

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

Avec :

ϕ: Diamètre minimaux des armatures longitudinales de la poutre secondaire.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{250}{10}; 12\text{mm}\right) = \min(10; 25; 12\text{mm})$$

Donc on prend : ϕ_t = 10mm

-Espacement des armatures transversales

D'après le RPA 99 V 2003

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 1,2 \cdot \phi_{l \min}; 30\text{cm}\right) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 1,2 \times 1,2; 30\text{cm} = m\right) = \min(8,75; 1,44; 30\text{ cm})$$

Donc on prend S_t = 6 cm

$$S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) \rightarrow \text{Zone courante}$$

$$S'_t \leq \left(\frac{35}{2}\right) = 17,5\text{ cm}$$

Donc on prend $S'_t = 17,5 \text{ cm}$

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont : $l' = 2.h = 70 \text{ cm}$

➤ **Schéma du ferrailage des et poutres secondaires :**

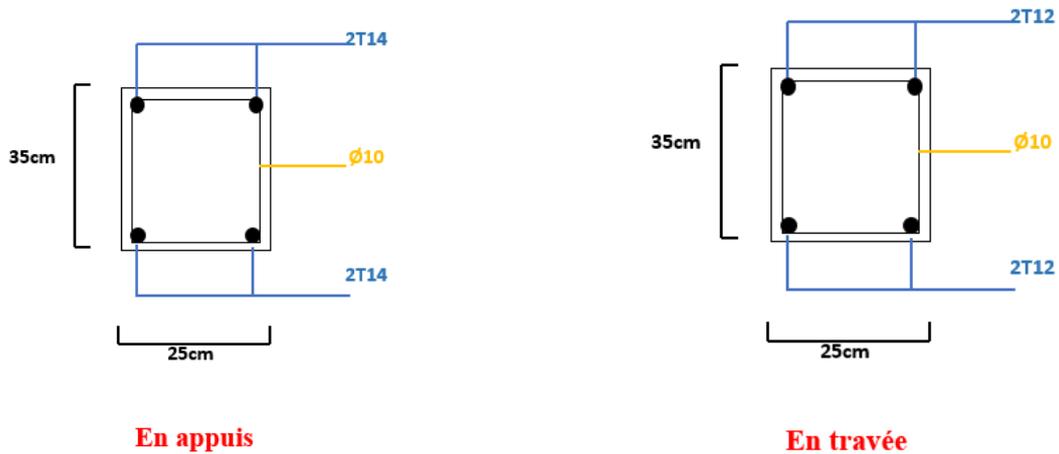


Figure V.4 : Ferrailage des poutres secondaires

V.3.5 Poutre principale :

V.3.5.1 Détermination des sollicitations :

Les résultats des moments et des efforts tranchantes des poutres principales pour toutes les combinaisons sont donnée par logiciel « SAP 2000 » et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Sollicitations maximales des poutres principales

Niveau	Section (cm ²)	ELU		ELS		G + Q ± E		0,8G ± Ex		V max (Kn)
		M travée (KN.m)	M appui (KN.m)							
RDC	30 x40	14,943	27,630	10,127	20,049	11,321	16,295	11,657	13,036	39,572
Etage courant		16,529	31,535	12,006	22,853	12,870	18,291	12,896	14,632	41,974
Terrasse		18,032	18,666	11,324	13,248	10,562	15,037	11,849	12,430	22,808

V.3.5.2 Ferrailages des poutres principales :

➤ **Armatures longitudinales**

❖ **Exemple de calcul** : on va prendre comme exemple de calcul la poutre principale du RDC par la combinaison ELU

$$M_{ut} = 13,943 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{ua} = 27,630 \text{KN.m}$$

$$\text{Avec : } b = 0,30\text{m} \quad ; \quad h = 0,40\text{m} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,36$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 400\text{MPa} \quad ; \quad \mu_R = 0,392$$

-En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,943 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,0271.$$

$$\mu_u < \mu_R \rightarrow \text{Section simple armature} \rightarrow (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0271}) = 0,0344$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,0344) = 0,3104\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{14,943 \times 10^{-3}}{0,3104 \times \frac{400}{1,15}} = 1,3840 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 1,3840 \text{cm}^2$$

-En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,630 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,0502.$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Section simple armature $\rightarrow (A_{sc} = 0)$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0502}) = 0,1325$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,1522) = 0,3409 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{27,630 \times 10^{-3}}{0,3409 \times \frac{400}{1,15}} = 2,3302 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 2,3302 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Ferrailage calculés de la poutre principale

		ELU	
Niveau	Position	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)
RDC	Travée	1,3840	0
	Appui	2,3302	0
Etage courant	travée	1,3405	0
	Appui	3,1145	0
Terrasse	Travée	1,4644	0
	Appui	1,8203	0

❖ **Vérification des armatures longitudinales :**

- Selon le RPA99/version 2003

-Armatures minimales

$$A_{\min} = 0,5 \% \times b \times h = 0,5 \% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

-Armatures maximale

Zone nodale $\rightarrow A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4 \% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement $\rightarrow A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

- Condition de non-fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b=0,3\text{m}$; $d = 0,36$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,3041 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,3041 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq 1,3041 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

❖ Vérification à E.L.S

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poutres principales du niveau RDC, et le reste des résultats de vérification des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

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

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

• Travée

*Le moment maximum en travée

$$M_{u \max} = 14,943 \text{ KN.m}$$

$$M_{s \max} = 10,127 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{14,943}{10,127} = 1,4755$$

$$\alpha_{\text{Travée}} \leq \frac{1,4755 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{\text{Travée}} = 0,0344 < 0,4877 \rightarrow \text{C.V}$$

- Appui

-Le moment maximum en Appui

$$M_{u \max} = 27,630 \text{KN.m}$$

$$M_{s \max} = 20,049 \text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{27.630}{20.049} = 1,3781$$

$$\alpha_{\text{Appui}} \leq \frac{1,3781 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{\text{Appui}} = 0,1325 < 0,4390 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

Tableau V.17 : Vérification à ELS des poutres principales

Niveau	Position	γ	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation
RDC	Travée	1,4755	0,4877	0,0344	C.V
	Appui	1,3781	0,4390	0,1325	C.V
Etage courant	travée	1,3767	0,4383	0,0381	C.V
	Appui	1,3799	0,4399	0,0736	C.V
Terrasse	Travée	1,5923	0,5461	0,0275	C.V
	Appui	1,4086	0,4543	0,0415	C.V

Tableau V.18 : Ferrailage longitudinal des poutres principales

Niveau	Position	Choix	Section choisi (cm ²)
RDC	Travée	2T12	2,26
	Appui	2T14	3,08
Etage courant	travée	2T12	2,26
	Appui	2T14	3,08
Terrasse	Travée	2T12	2,26
	Appui	2T14	3,08

❖ Longueur d'ancrage

La longueur d'ancrage : $L \geq l_2 + r + \frac{\emptyset}{2}$

Avec :

r : Rayon de courbure $\rightarrow r = 5,5 \times \emptyset$ pour les aciers (HA)

\emptyset : Diamètre d'armature.

$$l_2 = l_s - (\alpha \times l_1) - (\beta \times r)$$

(l_1 ; l_2) : Longueurs rectilignes

l_s : Longueur de scellement droit.

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

avec s : Contrainte d'adhérence $\rightarrow \tau_s = 0,6 (\chi)^2 f_{tj}$

$\chi = 1,5$ pour les aciers (HA).

On adopte un ancrage courbe ($\theta = 120^\circ$) $\rightarrow (\alpha = 2,31)$; ($\beta = 3,28$) ; ($l_1 = 8 \times \emptyset$) ;

($f_e = 400$ MPa) ; ($f_{t28} = 2,1$ MPa)

Tableau V.19 : Longueur d'ancrage pour chaque type d'acier

\emptyset (mm)	l_s (mm)	l_1 (mm)	r (mm)	l_2 (mm)	L calculé (mm)	L choisis (mm)
Ø12	423,280	96	66	-14,959 =0	72	200
Ø14	493,827	112	77	-17,453=0	84	200

❖ Longueur de recouvrement:

D'après le RPA99/version 2003

$$L_r \leq 40 \Phi_1 \rightarrow \text{Zone I}$$

Tableau V.20 : Longueur de recouvrement des poutres principales

\varnothing (mm)	L_r calculé (mm)	L_r choisis (mm)
$\varnothing 12$	480	500
$\varnothing 14$	560	600

➤ **Calcul des armatures transversales**

❖ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier la condition suivant : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

Avec

v: Effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MP}\right) \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MP}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Tableau V.21 : Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre principale

Niveau	V_u (MN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
RDC	0,039572	0,3297	2,5	C.V
Etage courant	0,041974	0,3495	2,5	C.V
Terrasse	0,022808	0,1900	2,5	C.V

❖ Choix des armatures transversales

➤ Diamètre des armatures

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91)

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

Avec :

ϕ : Diamètre minimaux des armatures longitudinales de la poutre

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12\text{mm}\right) = \min(11,42; 30; 12\text{mm})$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm}$

➤ Espacement des armatures transversales

D'après le RPA 99 V 2003

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 1,2 \cdot \phi_{l \min}; 30\text{cm}\right) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 1,2 \times 1,2; 30\text{cm} = \text{m}\right) = \min(10; 1,44; 30\text{cm})$$

Donc on prend $S_t = 10\text{cm}$

$$S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) \rightarrow \text{Zone courante}$$

$$S'_t \leq \left(\frac{40}{2}\right) = 20\text{cm}$$

Donc on prend $S'_t = 20\text{cm}$

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont : $l' = 2 \cdot h = 80\text{cm}$

➤ **Schéma du ferrailage des poutres principales :**



Figure V.5 : Ferrailage des poutres principales

V.5 Les voiles :

V.5.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Les voiles de contreventement présentent les avantages importants suivants :

- ✓ Une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales permettant de réduire considérablement les dommages sismiques.
- ✓ Les structures contreventées par des voiles ont de faibles déplacements.
- ✓ La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique.
- ✓ La bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- ✓ Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation et le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment (au sol).

V.5.2 Combinaisons des charges :

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- **Selon (C.B.A.93) :** Les combinaisons fondamentales.

- ELU → $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS → $G + Q$

- **Selon RPA99/version 2003 :**

Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm E.$

V.5.3 Ferrailage des voiles :

Nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrillons nos voiles par zones :

- Zone I : Niveaux RDC
- Zone II : Niveaux 1, 2, 3, 4, 5,6 et 7.

V.5.4 Détermination des sollicitations :

Les sollicitations sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau V.22 : Sollicitations des voiles (L=1m)

		Niveaux	
		RDC	1ere,2eme,3eme, 4eme, 5eme,6eme,7eme étage
$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cors}}$	$N_{\max}(\text{KN})$	740,100	312,001
	$M_{\text{cors}}(\text{KN,m})$	12,240	13,954
$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cors}}$	$M_{\max}(\text{KN,m})$	152,031	193,210
	$N_{\text{cors}}(\text{KN})$	370,040	156,001
$N_s (\text{KN})$		12,82	14,21
$T_{\max} (\text{KN})$		20,228	21,552

V.5.4.1 Armatures verticale :

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE

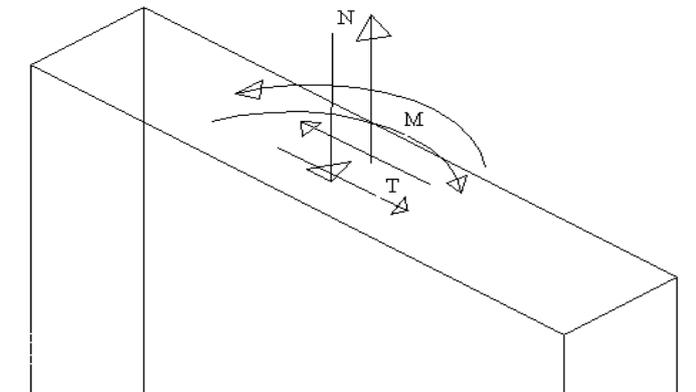


Figure V.6 : Voile soumis à la flexion composée

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

(N) : Effort normal appliqué.

(A) : Section transversale du voile.

(M) : Moment fléchissant appliqué.

(V) : Centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

(I) : Moment d'inertie du voile

Si σ_a et σ_b sont des signe négatif, on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signe positif, on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signe contraire, on aura une section partiellement comprimée (SPC)

❖ **Exemple de calcul :**

On va prendre deux (2) exemples de calcul

➤ **1ere exemple :** Le voile de RDC ($L=1\text{m}$, $e=0,2\text{m}$) avec $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cors}}$

• **Calcul de l'inertie**

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = \frac{0,2 \times 1^3}{12} = 0,0166\text{m}^4$$

• **Calcul de la section**

$$A = e \times l = 0,2 \times 1 = 0,2 \text{ m}^2$$

• **Calcul de V**

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 0,5\text{m}$$

• **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_a = \frac{740,100 \times 10^{-3}}{0,2} + \frac{12,240 \times 10^{-3} \times 0,5}{0,0166} = 4,0691\text{MPa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{3700,4 \times 10^{-3}}{0,2} - \frac{12,240 \times 10^{-3} \times 0,5}{0,0166} = 3,3318 \text{ MPa} > 0$$

Les contraintes (σ_a) et (σ_b) sont de signes positifs → section entièrement comprimée.

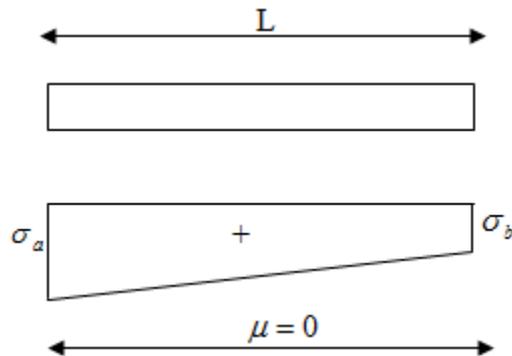


Figure V.7 : Schéma statique d'une section entièrement comprimée

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

➤ **2eme exemple**

Voile de RDC (L=1m, e=0,2m) : avec "M_{max} → N_{con}"

• **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_a = \frac{370,040 \times 10^{-3}}{0,2} + \frac{152,031 \times 10^{-3} \times 0,5}{0,0166} = 4,8877 > 0$$

$$\sigma_b = \frac{550,159 \times 10^{-3}}{0,2} - \frac{236,785 \times 10^{-3} \times 0,5}{0,0166} = -4,2711 < 0$$

Les contraintes (σ_a) et (σ_b) sont de signes contraire → section partiellement comprimée (SPC)

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue [μ] en utilisant les triangles semblables

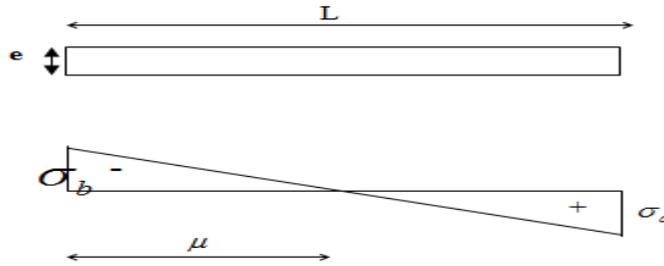


Figure V.8 : Schéma statique d'une section partiellement comprimée

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \rightarrow \mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right) + 1} = \frac{1}{\left(\frac{4,8877}{4,2711}\right) + 1} = 0,4663$$

- **L'effort de traction dans la zone tendue est donné par**

$$T = \frac{(\sigma_b \times \mu \times b)}{2} = 0,2279 \text{ MN}$$

- **La section d'acier nécessaire est donnée par :**

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{0,2279}{\frac{400}{1,15}} = 6,5521 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 6,5521 \text{ cm}^2$$

V.5.4.2 Ferrailage minimal :

Exigences de R PA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné Comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.

$$A_{\min} = 15\% \times b \times h$$

- En zone courantes 0,10 %.

$$A_{\min} = 10\% \times b \times h$$

➤ **Voile (L=1m ; e=0,2m)**

$$A_{\min} = 0,15\% \times 1 \times 0,2 = 3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0,10\% \times 1 \times 0,2 = 2 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

Les résultats du ferrailage vertical des autres niveaux seront récapitulés dans les tableaux récapitulatifs suivant :

Tableau V.23 : Ferrailage calculés du voiles (L=1m)

Niveau	N _{max} → M correspondant			M _{max} → N correspondant				
	Section	A _{min} =0,15%.b.h (cm ²)	A _{min} =0,10%.Mb. h (cm ²)	A _s (cm ²)	Section	A _{min} =15%.b.h (cm ²)	A _{min} =10%.b.h (cm ²)	A _s cm ²
RDC	SEC	3	2	/	SPC	3	2	6,55 21
1ere,2eme,3eme,4eme , 5eme,6eme,7eme Etage	SEC	3	2	/	SPC	3	2	8,20 52

V.5.4.3 Choix des armatures :

Tableau V.23 : Ferrailages verticaux des voiles

Niveau	Ferrailage choisit (cm ²)
RDC	13 T10
1ere, 2eme, 3eme, 4eme, 5eme, 6eme, 7eme Etage	13 T10

- armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø.

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{H \min} = 0,15 \% B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les résultats du ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.24 : Ferrailages horizontaux des voiles

Niveau	A_H calculée (cm ²)	$A_{H \min}$ (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
RDC	2,55	3	6 T10
1ere et 2eme, 3eme, 4eme, 5eme ,6eme, 7eme Etage	2,55	3	6 T10

V.5.4.4 Armatures de coutures :

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 :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$; $f_e = 400$ MPa

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de mouvement.

Les résultats des armatures de coutures sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.25 : Armatures de coutures des voiles

Niveau	V_u (MN)	T (MN)	A_{vj} (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
RDC	0,020558	0,028781	0,7914	3T10 = 2,36
1ere, 2eme, 3eme, 4eme et 5eme, 6eme, 7eme Etage	0,021552	0,030172	0,8297	3T10 = 2,36

V.5.4.5 Espacement :

D'après l'art 7, 7, 4,3, du RPA/V/2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 e \quad \text{et aussi} \quad S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min\{1,5 \times 20; 30\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{30\text{cm}; 30\text{cm}\}$$

On adapter $S_t=20\text{cm}$

V.5.4.6 Longueur de recouvrement :

- **Selon RPA99/version 2003:**

Elles doivent être égales à 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$$L_r = 40\phi \rightarrow L_r = 40 \times 1 = 40\text{cm} \rightarrow \text{On choisit } L_r=40\text{cm}$$

V.5.4.7 Vérification :

➤ **Vérification à L'ELS**

Pour ce cas, on considère : $N_s = G+Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ **Exemple de calcul :**

On va prendre un exemple de calcul : Le voile de RDC ($L=1 \text{ m}$; $e=0,2\text{m}$)

$$N_s=12,820 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = \frac{12,820 \times 10^{-3}}{0,2 + 15 \times 10,20 \times 10^{-4}} = 0,0595$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{C.V}$$

Les résultats des vérifications à L'ELS sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.26 : Vérification à L'ELS des voiles

Niveau	N _s (MN)	B (m ²)	A _{vj} (cm ²)	σ _b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ _b ≤ $\bar{\sigma}_b$
RDC	0,012820	0,2	10,20	0,0595	15	C.V
1ere, 2eme, 3eme, 4eme et 5eme, 6eme, 7eme Etage	0,01421	0,2	10,20	0,0660	15	C.V

V.5.4.7 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon RPA99/version 2003:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_u$$

Avec :

b₀ : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d=0,9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

Les résultats de vérification de la contrainte de cisaillement sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.27 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles

Niveau	V_u (MN)	V (MN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
RDC	0,01282	0,01794	0,0244	5	C.V
1ere, 2eme, 3eme, 4eme, 5eme, 6eme, 7eme Etage	0,01421	0,01989	0,0361	5	C.V

➤ **Schéma de ferrailage des voiles :**

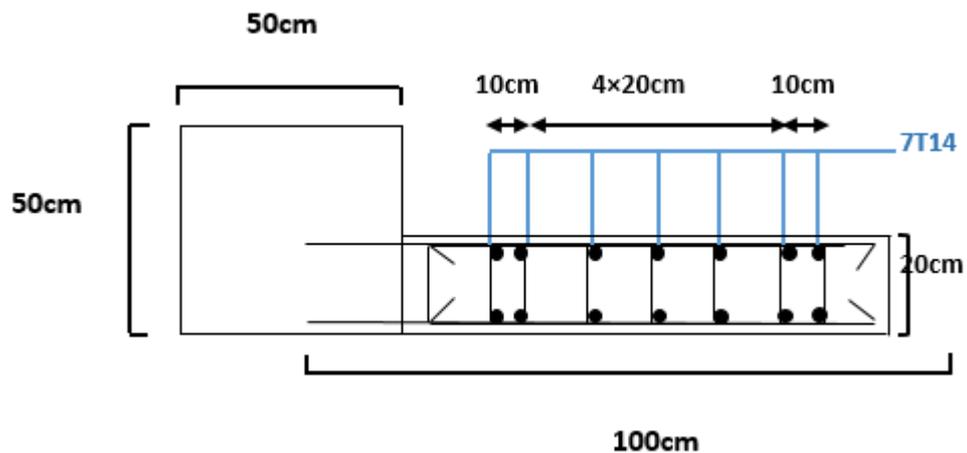


Figure V.9 : Ferrillages des murs voile.

V.6 Conclusion :

Les résultats obtenus nous permettent d'introduire les véritables barres d'acier de notre structure dans le modèle établi par SAP2000 pour l'analyse statique non linéaire.

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.2 Combinaisons des charges :

- **Selon (C.B.A.93):** Les combinaisons fondamentales.

- ELU → $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS → $G + Q$

- **Selon RPA99/version 2003 :** Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm E.$

VI.3 Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie les fondations en allant de la plus simple (semelles isolées, les semelles filantes et le radier général).

- Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1,8 bars.

VI.4 Etudes des semelles isolée :

Les fondations superficielles sont dimensionnées à ELS.

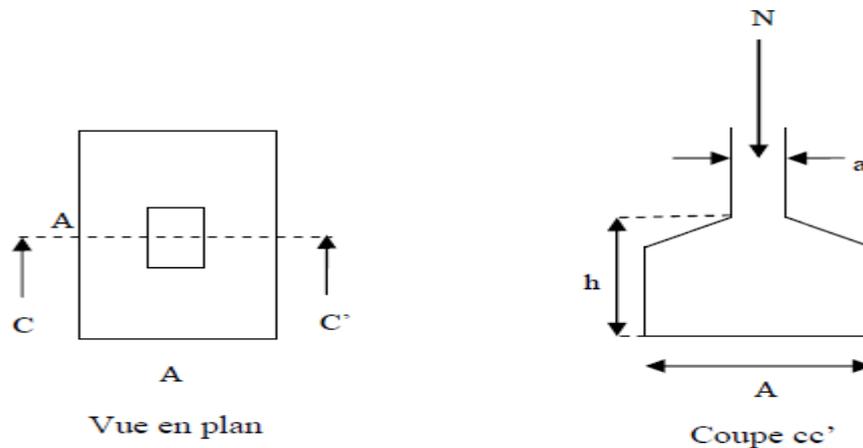


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

VI.4.1 Pré dimensionnement des semelles isolées :

La condition d'homothétie:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \text{ et } (a = b = 50 \text{ cm})$$

Les poteaux étant de sections carrées, on choisit des semelles carrées

La vérification à faire est :

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \sigma_{\text{admissible}}$$

On va prédimensionner par rapport au poteau le plus sollicité.

Avec :

(N_s) : Effort normal maximal à ELS obtenu par SAP 2000

$$N_s = 1500.12 \text{ KN}$$

(a ; b) : Dimensions du poteau \rightarrow ($a = b = 50 \text{ cm}$)

($\bar{\sigma}_{\text{Admissible}}$) : Contrainte admissible du sol \rightarrow $\bar{\sigma}_{\text{Admissible}} = 0,18 \text{ MPa}$

(A ; B) : Dimensions de la semelle isolée \rightarrow ($A = B$) Semelle carrée

- **Dimensions de la semelle isolée (A, B)**

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{adm} \rightarrow \frac{1500.12 \times 10^{-3}}{A^2} \leq 0,18$$

$$\rightarrow A^2 \geq \frac{1500.12 \times 10^{-3}}{0,18} = 8.334 \rightarrow 2.887 \geq 2.887 \text{ m}$$

On adopte une semelle isolée de $(3 \times 3) \text{ m}^2$

- **Vérification de chevauchement entre semelles isolées**

$$S_{\text{semelle}} = A \times B \times n = 3 \times 3 \times 52 = 468 \text{ m}^2$$

Avec "n" nombre des poteaux

$$S_{\text{surface totale de la structure}} = 8.60 * 17.50 = 150.5 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} > S_{\text{structure}} \rightarrow \text{C. N. V}$$

Donc le choix des semelles isolées ne convient pas, il faut passer aux semelles filantes

VI.5 Etudes des semelles filantes

On choisit une semelle filante située sous un portique le plus sollicité

VI.5.1 Prédimensionnement des semelles filantes

Le prédimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \sigma_{\text{admissible}}$$

Avec:

($\sum N_i$): Somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$N_s = 12946.5 \text{ KN}$ (donnée par Sap 2000)

(L) : Longueur de la file considérée $\rightarrow L = 17.50 \text{ m}$

(B) : Largeur de la semelle filante.

($\overline{\sigma}_{\text{Admissible}}$) : Contrainte admissible du sol $\rightarrow \overline{\sigma}_{\text{Admissible}} = 0,18 \text{ MPa}$

- **Largeur de la semelle filante :**

$$\frac{\sum N_s}{L \times B} \leq \sigma_{adm} \rightarrow \frac{12946.5 \times 10^{-3}}{(17.5 \times B)} \leq 0,18$$

$$\rightarrow B \geq \frac{12946.5 \times 10^{-3}}{17.5 \times 0,18 + 13.5}$$

$$\rightarrow B \geq 4.11$$

On adopte une semelle filante (17.5 × 4.80)

- **Vérification de chevauchement entre semelle filante :**

$$S_{\text{semelle filante}} = L_{\text{Totale}} \times B$$

$L_{\text{(totales)}}$ longueur totale des semelles filantes

$$L_T = 105 \text{ m}$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 150.5 \text{ m}^2$$

Il faut vérifier que : $\frac{S_{\text{semelle filante}}}{S_{\text{bâtiment}}} \leq 50\%$

$$\frac{105 \times 4.80}{150.5} = 334.88 > 50 \rightarrow C.N.V$$

On remarque que les semelles filantes occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte un radier général.

VI.6 Étude d'un radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

VI.6.1 Prédimensionnement du radier nervure :

- L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives, elle est égale à $L_{\max}=3.70\text{m}$

$$h_n \geq \frac{3.70}{10} = 37\text{cm}$$

On prend $h_n = 0,4\text{m}$ et une largeur $b_n=1\text{m}$

- L'épaisseur h_d de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

h_d : Epaisseur de la dalle

$$h_d \geq \frac{370}{20} = 18.5\text{cm} \rightarrow \text{On prend } h_d = 0,2\text{m}$$

- **Surface du radier**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{admissible}}} \quad \text{et} \quad S(\text{bâtiment}) \geq S_{\text{(radier)}}$$

Avec :

N_s : Charge totale de la structure superstructure à ELS

$\sigma_{\text{adm}}=0,18 \text{ MPa}$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{admissible}}} \rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{115964.912 \times 10^{-3}}{0,18} \rightarrow S_{\text{radier}} \geq 644.249\text{m}^2$$

On prend $S_{\text{radier}} = 644.25 \text{ m}^2$

• **Calcul de débordement :**

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30 \text{ cm}\right) \rightarrow D \geq \max\left(\frac{40}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

$$D \geq \max(20, 30 \text{ cm}) \rightarrow D = 30 \text{ cm}$$

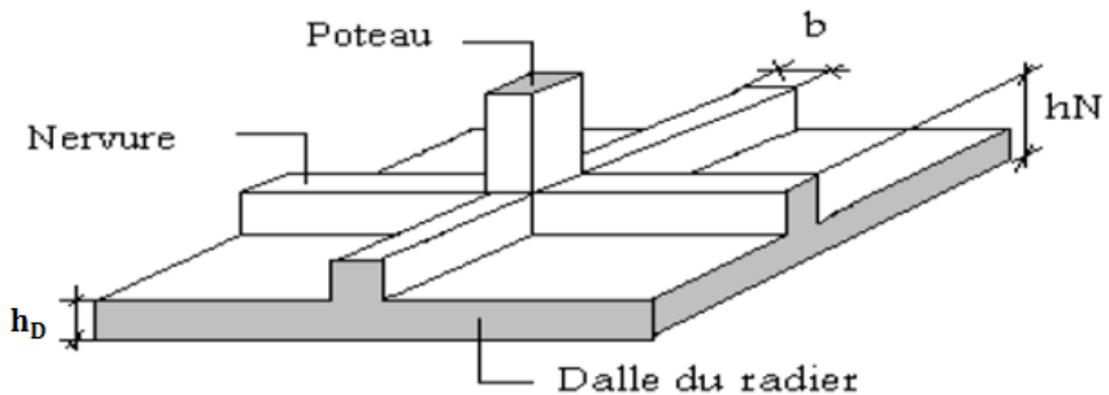


Figure VI.2 : Radier nervuré

VI.6.2 Vérification nécessaires :

VI.6.2.1 Vérification de la contrainte du sol :

Après modélisation du radier sur le logiciel de calcul SAP 2000, et suite à une vingtaine d'essais, les dimensions qui vérifient la condition sont comme suit :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{admissible}}$$

On utilise le logiciel SAP2000 pour avoir les déplacements Z_{\max} et Z_{\min} à ELS qui servent à calculés :

$$\sigma_{\max} = K_b \cdot Z_{\max} ; \sigma_{\min} = K_b \cdot Z_{\min}$$

Avec :

K_b : Coefficients de BALLAST en fonction de la capacité portante du sol (coefficient de la raideur du sol)

$$K_b = \sigma_{\text{admissible}} \times 2 = 1,8 \times 2 = 3,6 \text{ bars}$$

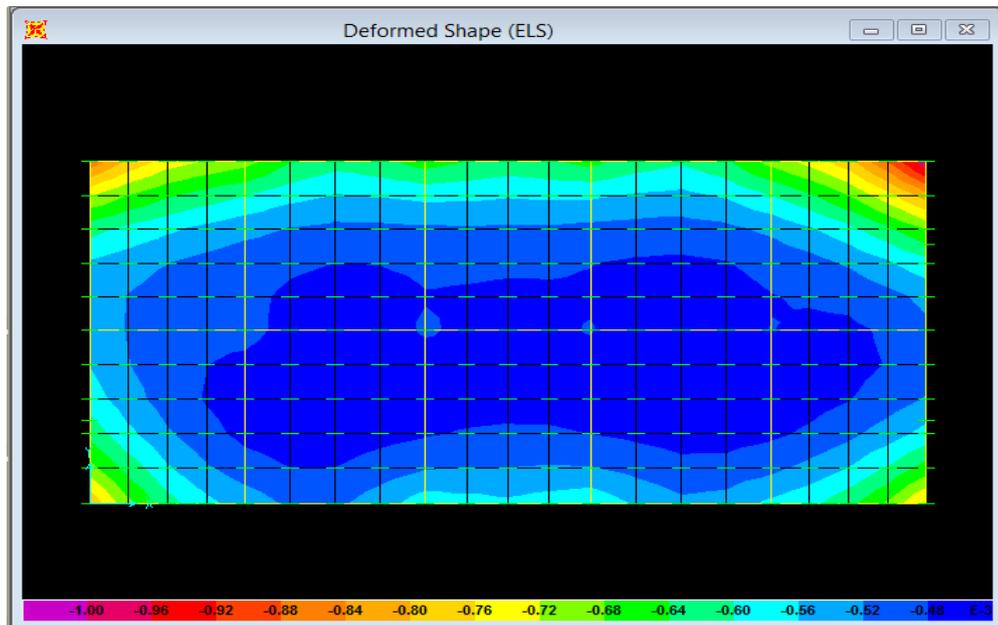


Figure VI.3 : Déplacement U_Z à ELS donné par le logiciel SAP 2000

$$Z_{\text{max}} = 0.449 \text{ cm}$$

$$Z_{\text{min}} = 0.001 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 3,6 \times 0.449 = 1.6164 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{min}} = 3,6 \times 0.001 = 0.0036 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1.6164 + 0.0036}{4} = 1.215 < 1,8 \quad \rightarrow \quad C.V$$

VI.6.2.2 Vérification de la condition de raideur (rigidité) :

Pour une raideur rigide, il faut que : $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\text{max}}$

Avec :

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$$I = \frac{b \times h_f^3}{12} = 0,01041 \text{ m}^4$$

L_e : Longueur élastique qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

E: Module de young $E=32164195,12 \text{ KN/m}^2$

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml

K : Coefficient de la raideur du sol $K=3,6\text{kg/cm}^3=36000\text{KN/m}^2$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$$L_e \geq 1.285$$

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max} \rightarrow \text{C.V}$$

VI.6.2.3 Vérification au poinçonnement :

D'après le B.A.E.L, on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0.045 \cdot h_D \cdot u_u \cdot \frac{f_{28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité à l'état limite obtenu par Sap 2000

N_u : 115964.912 KN

h_N : Epaisseur de la nervure $\rightarrow h_N=0.4 \text{ cm}$

u_u : Périmètre du poteau

$$u_u = 4(a + h_n) = 4(0.50 + 0,4) = 3.6\text{m} = 360\text{cm}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 0,2 \times 3.6 \times \frac{25}{1,5} = 0.54 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc pas de risque de poinçonnement

VI.6.2.4 Vérification de la stabilisé au renversement :

D'après le RPA99/V 2003 pour éviter le risque de renversement, il faut que cette condition

$$\text{soit vérifiée : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec

M: Moment de renversement suivant chaque direction.

$$M_i = F_i \cdot h_i$$

N_s : Effort normal total.

$$N_{sT} = N_s \text{ superstructure} + N_s \text{ radier} + N_s \text{ remblais}$$

$$N = W + P_{\text{radier}} + P_{\text{remblais}}$$

- **Calcul du poids propre du radier**

$$P \times P_{\text{raier}} = S \times h \times \gamma_{BA}$$

Avec

S: Section du radier

H: Hauteur du radier

γ_{BA} : Poids volumique du BA

$$P \cdot P_{\text{raier}} = 644.249 \times 0,2 \times 25 = 322.124 \text{ KN}$$

- **Calcul du poids propre du remblai**

$$P \cdot P_{\text{remblais}} = d \times B \times L \times \gamma_{\text{remblais}}$$
$$B \times L = S_{\text{radier}}$$

Avec :

d : Ancrage, il est pris égal à 1,2m

B, et L : Dimensions du radier

$$P \cdot P_{\text{remblais}} = 644.249 \times 1,2 \times 15 = 11596.482 \text{ KN}$$

$$N_{sT} = 115964.912 + 322.124 + 11596.482 = 127883.518 \text{ KN}$$

- **Sens (x-x) :**

$$M_x = F_{i,x} \cdot h_i = 412.2964 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_x}{N} \leq \frac{B_x}{4} \rightarrow e = \frac{412.2964}{127883.518} = 3.224 \times 10^{-3} \leq \frac{17.2}{4} = 4.20 \rightarrow \text{C.V}$$

- **Sens (y-y)**

$$M_y = F_{i,y} \cdot h_i = 157.16884 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_y}{N} \leq \frac{B_y}{4} \rightarrow e = \frac{25959,895}{127883.518} = 1.229 \times 10^{-3} \leq \frac{8.30}{4} = 2.075 \rightarrow \text{C.V}$$

VI.6.3 Calcul du ferrailage :

VI.6.3.1 Sollicitations du radier :

Les moments fléchissant sont obtenus à l'aide du logiciel SAP 2000

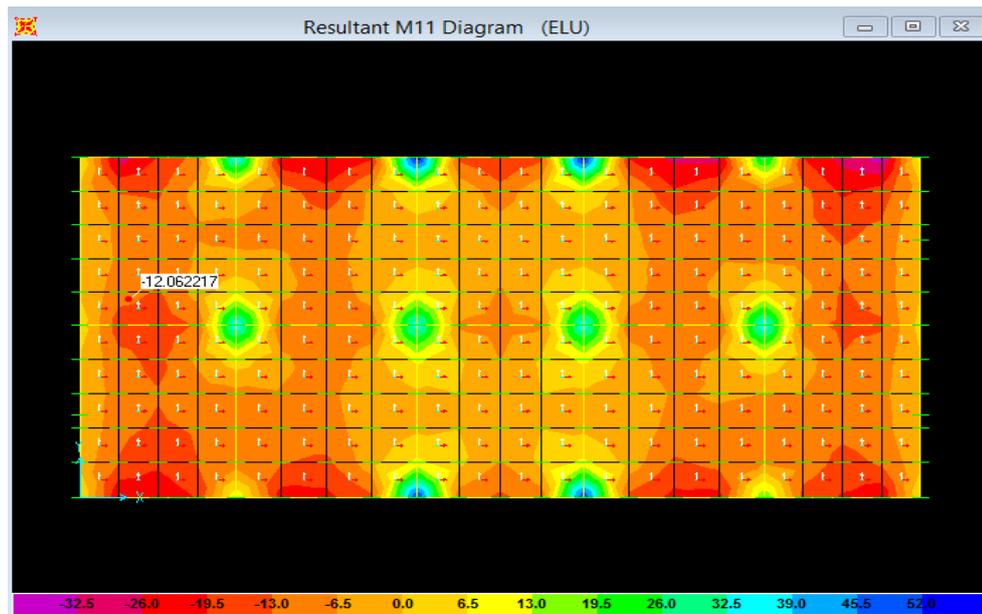


Figure VI.4 : Moment M11 de la dalle à l'ELU

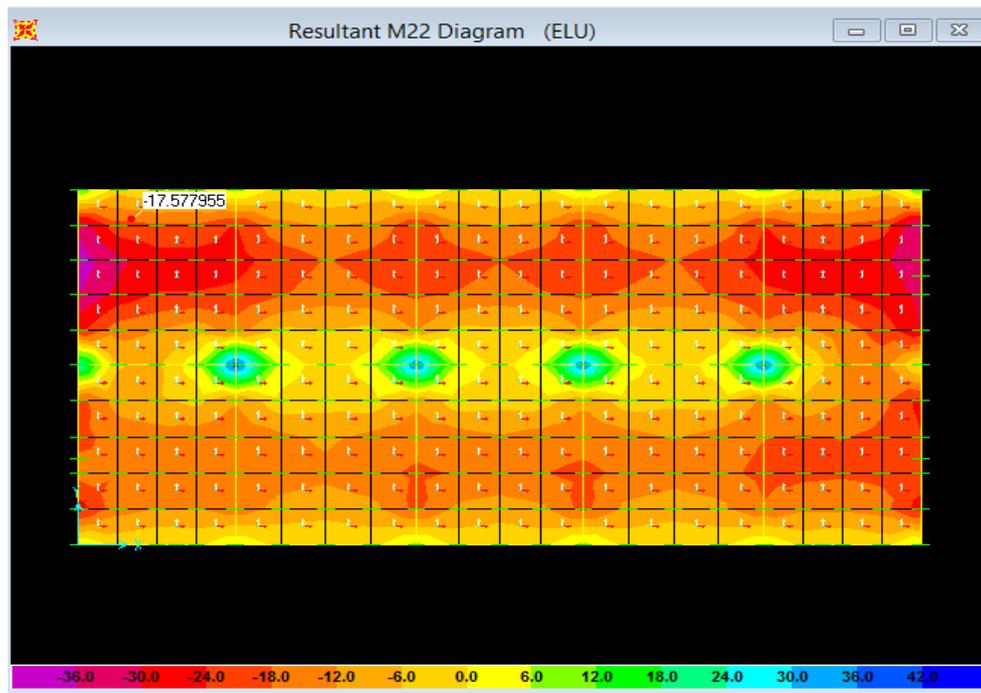


Figure VI.5 : Moment M22 de la dalle à l'ELU

Tableau VI.3 : Sollicitations du radier

	ELU		ELS	
	M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)	M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)
Appuis	36.349	39.842	24.121	26.395
Travée	55.967	39.325	37.238	26.224

VI.6.3.2 Calcul de ferrailage de dalle :

$$\alpha = \frac{L_{\max x}}{L_{\max y}}$$

Avec:

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\alpha = \frac{370}{420} = 0.88 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU pour une bande 1ml.

Avec

$$b= 1\text{ml}; h= 0,2\text{m}; d=0, 9.h=0.18\text{m}$$

$$f_{c28}=25 \text{ MPa}; f_e=400 \text{ MPa}; \sigma_{st} =347,826; f_{bc}=14,17 \quad ; \quad \mu_R=0,392$$

- **Sens (y-y)**

- **En travée**

-ELU:

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39.325 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14,17} = 0.085 < \mu_R$$

Section simple armature, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0.2121$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45(1 - 0,4 \times 0.2121) = 0.1647\text{m}.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{39.325 \times 10^{-3}}{0.1647 \times 347,826} = 6.86\text{cm}^2$$

-ELS

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{39.325}{26.224} = 1.623$$

$$\alpha \leq \frac{1.623-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.561 \rightarrow \alpha = 0.2121 < 0.561 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$, l'armature calculée à L'ELU convient pour l'ELS.

▪ **En appui**

-ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39.842 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14,17} = 0.086 < \mu_R$$

Section simple armature, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0.215$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0.18(1 - 0,4 \times 0.215) = 0.1645\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{39.842 \times 10^{-3}}{0.1645 \times 347,826} = 6.96 \text{ cm}^2$$

-ELS

Il faut vérifier que:

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{39.842}{26.395} = 1.509$$

$$\alpha \leq \frac{1.509-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.504 \rightarrow \alpha = 0.1645 < 0,504 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$, l'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

• **Sens (x-x)**

▪ **En travée**

-ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55.967 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14,17} = 0.1219 < \mu_R$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0.3047$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0.18(1 - 0,4 \times 0.1219) = 0.1712\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{55.967 \times 10^{-3}}{0.1712 \times 347,826} = 9.398 \text{ cm}^2$$

-ELS

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{55.967}{37.238} = 1.502$$

$$\alpha \leq \frac{1.502-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.501 \rightarrow \alpha=0.3047 < 0.501 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$, l'armature calculée à L'ELU convient pour l'ELS

▪ En appui

-ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36.349 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14,17} = 0.079 < \mu_R$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0.1975$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0.18(1 - 0,4 \times 0.1975) = 0.1657\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{36.349 \times 10^{-3}}{0.1657 \times 347,826} = 6.306 \text{ cm}^2$$

-ELS

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{36.349}{24.121} = 1.720$$

$$\alpha \leq \frac{1.720-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.610 \rightarrow \alpha=0.1975 < 0.610 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$, l'armature calculée à L'ELU convient pour l'ELS.

❖ Section minimum

Selon le B.A.E.L (condition de non-fragilité)

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{100 \times 20}{1000}; 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} \geq \max(2; 2.1735) \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.1735 \text{ cm}^2$$

❖ Les choix des armatures longitudinales

Tableau VI.2 : Armatures longitudinales du radier

	Calculée		Choix	
	Sens (x-x)	Sens (y-y)	Sens (x-x)	Sens (y-y)
A_{st appui} (cm²)	6.306	6.96	4T16=8.04	4T16=8.04
A_{st travée} (cm²)	9.398	6.86	6T16=12,06	4T16=8.04

❖ Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_{st}}{4}$$

Tableau VI.3 : Armatures répartition du radier

	Sens (x-x)	Sens (y-y)	Sens (x-x)	Sens (y-y)
A_{t appui} (cm²)	2.01	2.01	4T10=3.14 cm ²	4T10=3.14 cm ²
A_{t travée} (cm²)	3.015	2.01	4T12=4,52 cm ²	4T10=3.14 cm ²

❖ Calcul de l'espacement

Selon le B.A.E.L 91

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.18; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 30\text{cm}$.

❖ Les armatures transversales

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_{\min}; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{20}{35}; 1,6; \frac{100}{10}\right) = \min(0,57; 1,6; 10)$$

On prend $\emptyset_t = 10\text{mm}$.

❖ Vérification au cisaillement

D'après le B.A.E.L, on doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

T_u = Effort tranchant à ELU obtenu par SAP2000

$b = 1\text{ml}$; $d = 0,9.h = 0,9.0,2 = 0,18\text{m}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right] \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[2,5; 4 \text{ MPa}] = \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

• Sens(x-x)

$T_U = 135,120 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{135,120 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,750 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow C.V$$

- Sens (y-y)

$$T_u = 295,160 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{295,160 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 1.639 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow C.V$$

VI.6.4. Schéma de ferrailage de la dalle

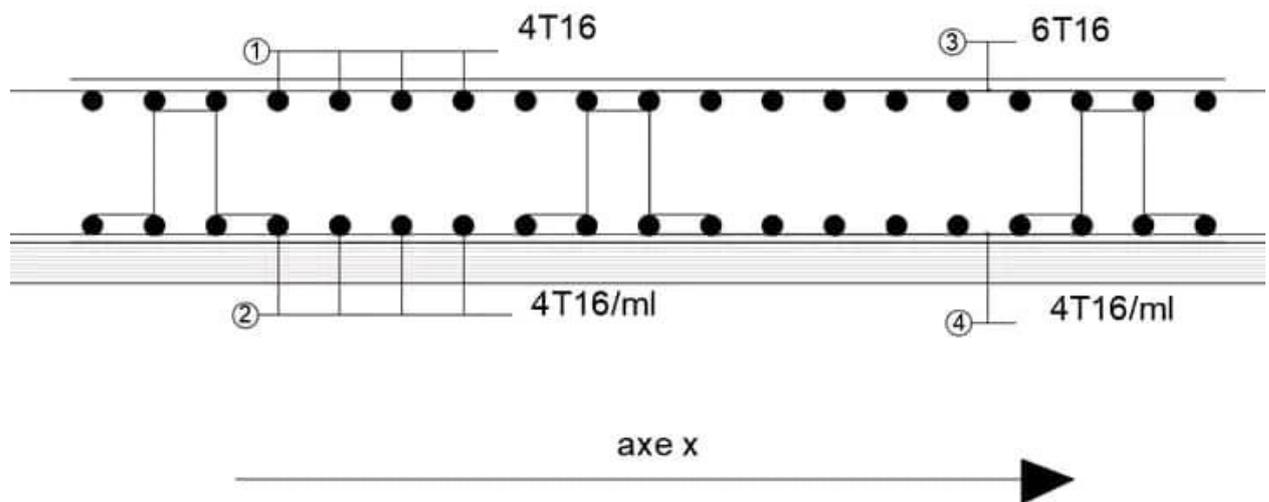


Figure VI.6 : Ferrailages longitudinales du radier (coupe-XX).

VI.6.4 Ferrailage de la nervure :

VI.6.4.1 Sollicitations de la nervure :

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont obtenus à l'aide du logiciel SAP2000

Tableau VI.4 : Sollicitation de la nervure

	ELU		ELS	
	M_u (KN,m)	V_u max	M_s (KN,m)	V_s max
Appuis	68.33	84.53	40.32	90.02
Travée	64.54		44.54	

VI.6.4.2 Armatures longitudinales de la nervure :

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

Avec :

$b=1\text{ml}$; $h=0,5\text{m}$; $d=0,9.h=0,45\text{m}$; $f_{c28}=25\text{ MPa}$. $f_{bc}=400\text{ MPa}$; $\sigma_{st}=347,825\text{ MPa}$; $f_{bc}=14,17$; $\mu_R=0,392$

- **En travée**

- **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{64.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45^2 \times 14,17} = 0.022$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.055$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0.45(1 - 0,4 \times 0.055) = 0.4401\text{m}.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{64.54 \times 10^{-3}}{0.4401 \times 347,826} = 4.21\text{ cm}^2$$

- **ELS :**

Il faut vérifier que

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{64.54}{44.54} = 1.449$$

$$\alpha \leq \frac{1.449-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4745 \rightarrow \alpha=0.055 < 0.4745 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$, l'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- **En appui**

- **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{68.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45^2 \times 14,17} = 0.023$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023}) = 0.0575$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0.45(1 - 0,4 \times 0.0575) = 0.4396\text{m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{64.54 \times 10^{-3}}{0.4396 \times 347,826} = 4.22\text{cm}^2$$

- **ELS :**

Il faut vérifier que

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{64.54}{40.32} = 1.600$$

$$\alpha \leq \frac{1.600-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.500 \rightarrow \alpha=0,0575 < 0.500 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ l'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ **Le choix des armatures longitudinales**

Tableau VI.5 : Armatures longitudinales de la nervure

	Calculée	Choix
$A_{st \text{ travée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	4.21	6T12=6.79
$A_{st \text{ Appui}} \text{ (cm}^2\text{)}$	4.22	6T12=6.79

❖ **Section minimum :**

Selon le B.A.E.L (condition de non-fragilité)

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{100 \times 50}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 50 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} \geq \max(5 ; 6.0375) \rightarrow A_{min} = 6.0375 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_{st}}{4}$$

- En travée $A_t = \frac{6.79}{4} = 1.6975 \text{ cm}^2$

On prend A_t : 4T8

- En appui $A_t = \frac{6.79}{4} = 1.6975 \text{ cm}^2$

On prend A_t : 4T8

❖ **Calcul de l'espacement :**

Selon RPA99 version 2003:

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing \text{ min}; 30\text{cm}\right) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

Avec :

\emptyset min: Diamètre le petite du ferrailage longitudinal

H : Hauteur de la nervure

$$S_t \leq \min\left(\frac{50}{4}; 12(1,2); 30\text{cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min(12,5; 14,4; 30\text{cm})$$

On choisit un espacement égal à $S_t = 12\text{cm}$

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{Zone courrnt}$$

$$S'_t \leq \frac{50}{2} = 25\text{cm}$$

On choisit $S'_t = 20\text{cm}$

❖ Détermination des armatures transversales

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_{min}; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{50}{35}; 1,6; \frac{100}{10}\right) = \min(1,42; 1,2; 10)$$

On adopte un diamètre transversal égal a $\emptyset_t = 8\text{mm}$

❖ Vérification au cisaillement

D'après le B.A.E.L, on doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

T_u = Effort tranchant à ELU obtenu par SAP2000

$b = 1\text{ml}$; $d = 0,9.h = 0,9 \times 0,7 = 0,63\text{m}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right] \rightarrow \text{Fissuration préjudicielle}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[2,5 ; 4 \text{ MPa}] = \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_U = 228,402 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{228,402 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 0,507 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow C.V$$

VI.6.5. Schéma de ferrailage de la nervure :

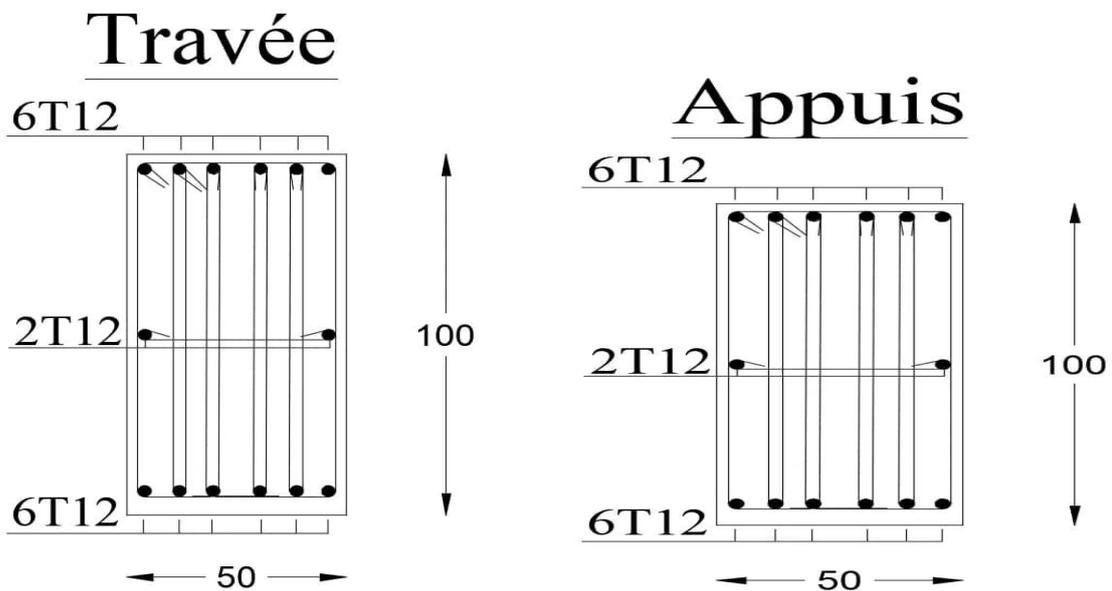


Figure VI.7 : Ferrailage des nervures.

VI.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudiés les fondations sur radier général, en passant par toutes les vérifications de coffrage et de ferrailage.

Chapitre VI :

***Analyse statique non
linéaire***

VII.1 Introduction :

Les dernières décennies, le monde connu Les séismes de moyenne à grande magnitude, qui ont touchés plusieurs pays dont l'Algérie, causant de très grandes pertes tant humaines que matérielles, le niveau de performance de certaines constructions au cours de ces séismes était faible, et delà le niveau des dommages structuraux très grand. Par conséquent, les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures, de sorte que l'approche linéaire ne peut fournir qu'une compréhension limitée de ce comportement et la non-linéarité est inévitable pour une évaluation correcte du comportement sismique des structures [7]

Ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelles générations de méthodes de conception sismique, parmi lesquelles, l'analyse pushover.

L'Analyse statique non linéaire ou méthode d'analyse statique Pushover, est la méthode la plus privilégiée pour évaluer la performance sismique en raison de sa simplicité. Ceci est une analyse statique qui est directement défini par les caractéristiques non linéaires des matériaux [8]

VII.2 Analyse statique non linéaire (PUSHOVER) :

VII.2.1 Définition :

Analyse pushover ou « **PUSHOVER ANALYSIS** », est une procédure d'analyse originalement développée par **Freeman et al** en **1975** [8] et c'est une nouvelle méthode pour l'évaluation et la conception sismique des structures, elle est basée sur différents niveaux de performance qui représentent l'état de la structure après l'endommagement. Les résultats de cette analyse sont représentés sous la forme d'une courbe qui relie la force de cisaillement à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure (figure VII-1) [9]

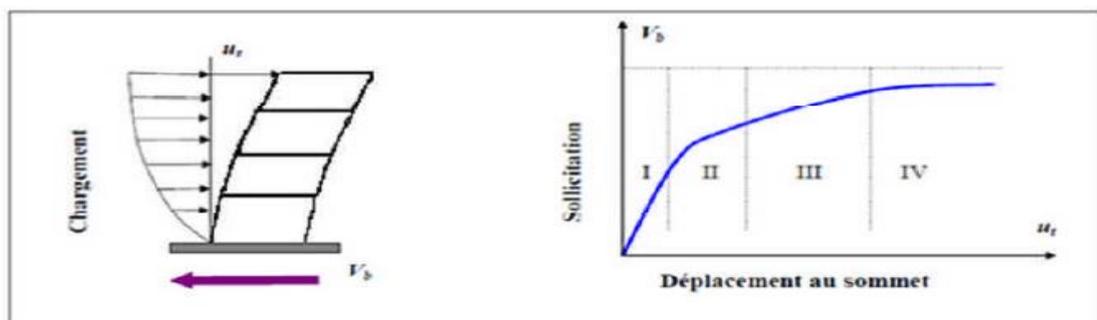


Figure VII.1 : Signification physique de la courbe de capacité [9]

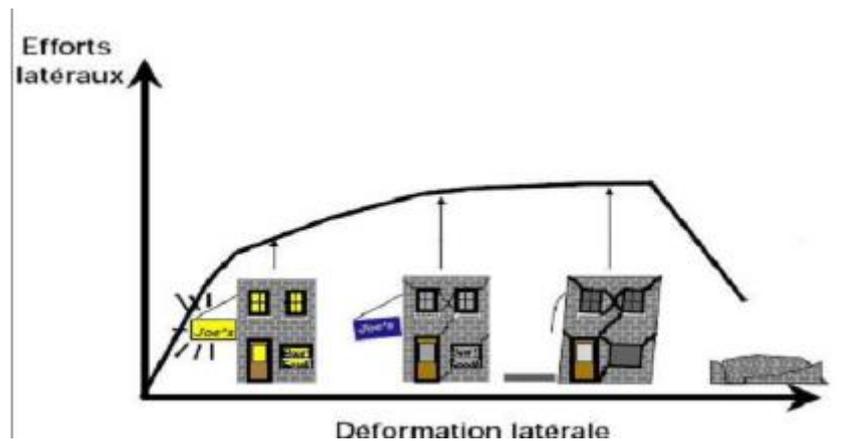


Figure VII.2 : Endommagement correspondant la Figure (VII.1) [9]

Bien évidemment, le déplacement de la structure augmente avec la force jusqu'au moment où elle perd complètement sa capacité de résistance. Ainsi plusieurs niveaux d'endommagement (I, II, III, IV) peuvent être distingués à travers cette représentation graphique (figure VII.1).

- Niveau I : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel.
- Niveau II : correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- Niveau III : représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.

VII.2.2 Les différents guides de l'analyse « PUSHOVER »:

- Il existe différents guides traitant cette méthode
 - FEMA 273 / 356 (Federal Emergency Management Agency)
 - FEMA 273, 1997 "Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings"
 - FEMA 356, 2000 "Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation, of Buildings" [12]

- ATC 40 (Applied Technology Council). California seismic safety commission
- " ATC40 1996, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings [11]
- EC 8 (Eurocode 8). Norme Européenne, prEN1998-1, " calcul des structures pour leur résistance aux séismes-Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments [13]

VII.2.3 Hypothèse d'élaboration de l'analyse «PUSHOVER » :

L'analyse statique non linéaire PUSHOVER repose sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à degrés de liberté multiples (MDOF)(multi degree of freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à degré unique (SDOF)(single degree of freedom) (Figure VII.3.), lequel implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode reste constante pendant le séisme, l'expérience a montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure [8]

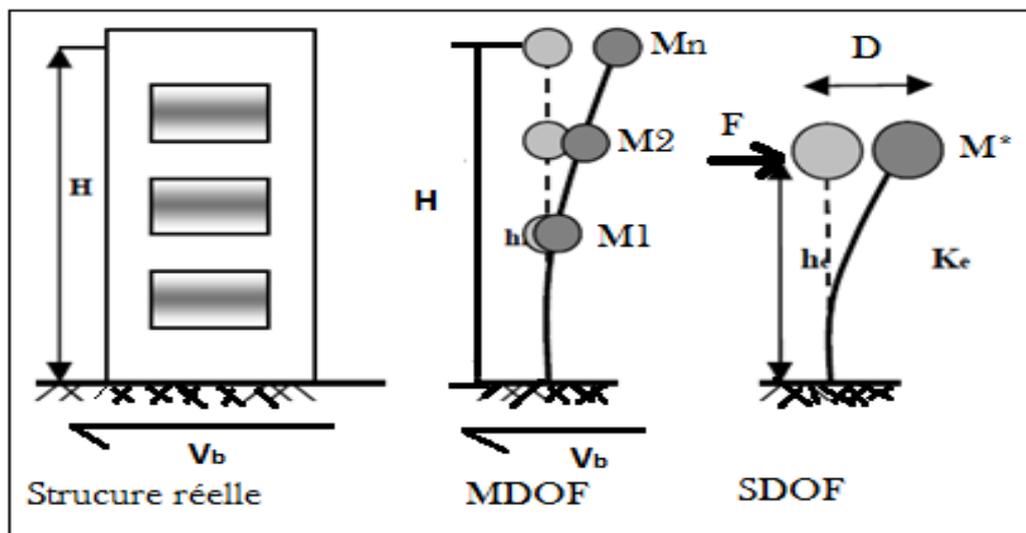


Figure VII.3 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [8]

VII.2.4 Étapes de l'analyse « PUSHOVER » :

Pour faire l'analyse pushover , nous utilisons le logiciel "SAP2000 ", la courbe de capacité de la structure (V_{base} - D_{sommet}) est déterminée en effectuant les étapes suivantes:

- Etape 1 : Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.
- Etape 2 : Vérification et ferrailage de la structure.

- Etape 3: Définition du comportement non linéaire des éléments.
- Etape 4 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push Over).
- Etape 5 : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité [14]

VII.2.5 But de l'analyse « PUSHOVER » :

L'analyse de poussée consiste à:

- Décrire le comportement réel de la structure
- Évaluer les sollicitations et déplacements des éléments
- Fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :
 - ✓ Estimation des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie
 - ✓ Détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles
 - ✓ Conséquences de la détérioration de la résistance des éléments
 - ✓ Identification des zones critiques siège de grandes déformations [9]

VII.2.6 Limites de l'analyse pushover statique non-linéaire :

Bien que l'analyse du pushover nous apporte des réponses adéquates dans de nombreux cas, elle conserve toujours les cas non résolus, qui doivent être résolus par la recherche et la recherche. parmi ces cas, nous mentionnerons: [14]

- Incorporation des effets de torsion (due aux irrégularités dans la masse, la rigidité et la résistance).
- problèmes en 3-D (effets orthogonalité, la direction de chargement, les diaphragmes semi-rigide, etc....).
- Problèmes de dommages cumulatifs.
- Plus important encore, l'examen des effets de mode supérieur une fois qu'un mécanisme local s'est formé.
-

Comme l'analyse de pushover de nature approximative et fondée sur la charge statique ne peut représenter les phénomènes dynamiques avec un degré élevé de précision, car elle

ne permet pas de détecter certains modes de déformation importants qui se produisent dans le processus de la structure soumise à un violent tremblement de terre, car elle s'amplifie dans d'autres.

La réponse dynamique non élastique diffère de la plupart des façons suivantes significative de la réponse basée sur des modes de charge statique adaptative ou invariable surtout si les effets du mode supérieur deviennent importants [16]

VII.2.7 Principes théoriques du calcul Pushover :

Le Pushover est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, qui se présente comme suit triangulaire, sur la structure à analyser. Cette allure triangulaire vise à, représentent l'effet d'un tremblement de terre par une force de remplacement statique. A partir de cette charge qui s'applique par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut se définir. La non-linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen de les paramètres des charnières de flexion et de cisaillement (figure VII-4) [17][18]

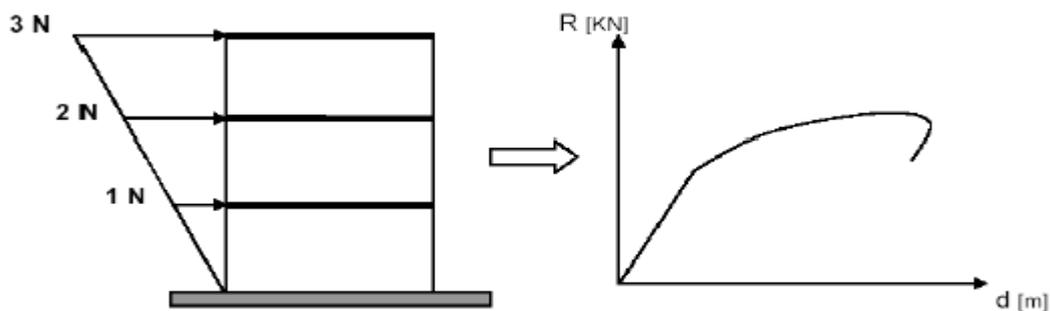


Figure VII.4 : Calcul Push-over et courbe de capacité [19]

VII.2.8 Formulation de l'analyse « PUSHOVER » :

L'hypothèse de base de cette méthode et le fait de relier des structures 3D ou 2D à un système à degré de liberté unique (SSDDL), basé sur des recherches antérieures (Saiidi et Sozen 1981), qui a montré que le déplacement d'un système à degré de liberté multiple (SPDDL), peut être à peu près égale à celle d'un système à degré de liberté unique lorsque la réponse dominante est celle du premier mode [8]

Pour un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL), L'équation différentielle du mouvement s'écrit comme suite :

$$[M] \times \ddot{x}_1 + [C] \times \dot{x}_1 + [Q] = -[M] \times \ddot{x}_g$$

Avec :

$[M]$: Matrice de masse.

$[C]$: Matrice de d'amortissement.

$[Q]$: Vecteur des forces dans les niveaux d'étage de la structure.

\ddot{x}_g : L'accélération du sol.

Pour la représentation de la réponse du système à (SPDDL) sous forme d'une réponse d'un système à (SSDDL), l'équation différentielle du mouvement peut être exprimé par le vecteur propre $\{\phi\}$. Pour cela le vecteur de déplacement relatif (x) se manifeste sous forme :

$$X = \{\phi\} \times x_i \rightarrow (1)$$

L'équation différentielle du mouvement du système sera donc écrite comme suit :

$$[M] \times \{\phi\} \times \ddot{x}_i + [C] \times \{\phi\} \times \dot{x}_i + [Q] = - [M] \times \{I\} \times \ddot{x}_g \rightarrow (2)$$

Le déplacement du système à un DDL équivalent, sera donné sous la forme

$$x^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{I\}} x_i \rightarrow (3).$$

Avec :

$\{I\}$: Vecteur Identité.

En multipliant l'équation (2) par $\{\phi\}^T$, et en utilisant l'équation (3), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^* \times \ddot{x}_1^* + C^* \dot{x}_1^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g \rightarrow (4)$$

M^* ; C^* ; Q^* représentent les propriétés du système à 1DDL équivalent, elles sont données par :

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{I\}$$

$$C^* = \{\phi\}^T Q$$

$$Q^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{I\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \rightarrow (5)$$

Ayant calculé ces caractéristiques (M^* , C^* , Q^*), avec une connaissance de la forme du vecteur (ϕ), on peut déterminer la période élastique du système équivalent comme suite

$$T_{eq} = 2 \pi \sqrt{\frac{m^* X_y^*}{f_y^*}} \rightarrow (6)$$

Alors la courbe de capacité pour un système (SDOF) comme suite :

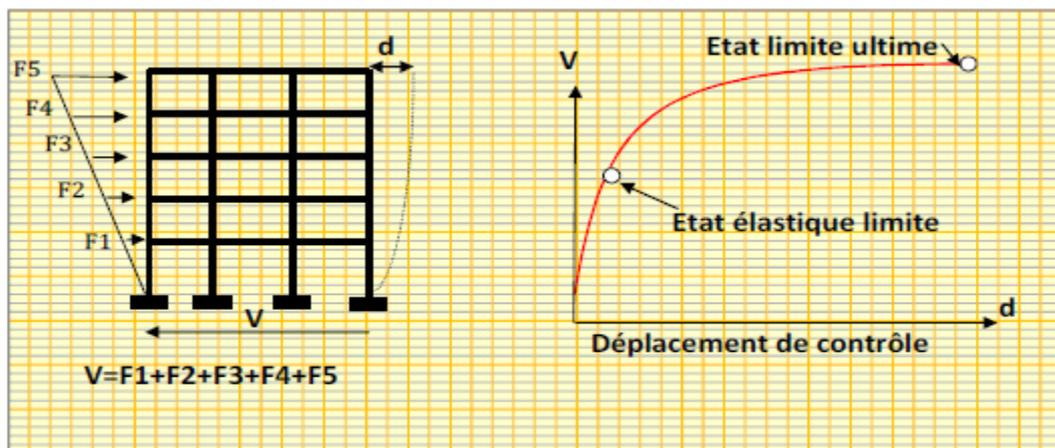
$$d^* = \frac{d_n}{T} \rightarrow (7)$$

$$F^* = \frac{f_b}{T} \rightarrow (8)$$

$$T = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \dot{\theta}_i}{\sum_{i=1}^N m_i \dot{\theta}_i^2} \rightarrow (9)$$

VII.2.9 Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure appelée aussi courbe pushover), qui donne une relation graphique entre l'effort tranchant à la base (V) en fonction du déplacement. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance).



FigureVII.5 : Courbe de capacité

Les étapes de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent y être introduits sur cette courbe. [20]

VII.2.10 Point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de la comparer à la charge d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise généralement des courbes "Spectre d'accélération S_d - Spectre de déplacement S_u ", donc les axes de la courbe de capacité doivent être transformés pour avoir les mêmes unités :

- Réaction à la base / accélération de masse
- Déplacement / Facteur de participation modale déplacement

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'Eurocode 8, par exemple, permet de trouver un point de performance basé sur la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, en revanche, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

Dans les deux cas, il existe ce qu'on appelle un "point de performance" qui permet de prendre en compte plusieurs aspects de la réponse de la structure au séisme. En principe, ce point devrait correspondre au déplacement maximal qui serait obtenu par la méthode dynamique non linéaire temporelle.

Le déplacement d'une structure élastique équivalente est obtenu en étendant la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'à l'intersection avec le spectre (point A). de la figure (VII-6). Le déplacement inélastique de la structure réelle celui qui correspond au point B sur la courbe de la figure (VII-6).

Avec cette construction, il est possible de définir, par exemple, si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou une augmentation de sa rigidité [4].

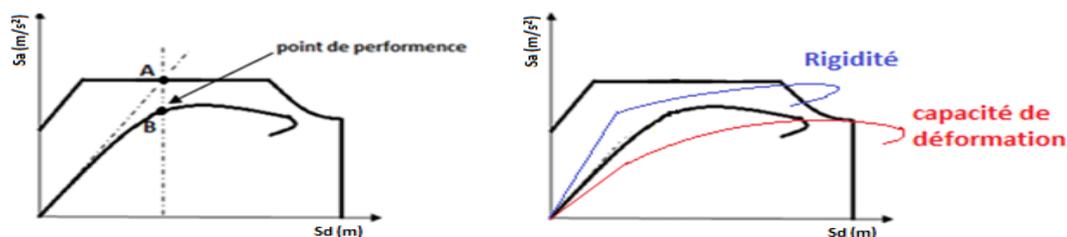


Figure VII.6 : Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité [21]

Les normes américaines FEMA [13], prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'augmentation du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre la ductilité requise et l'amortissement requis.

Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire pour la structure (rapport entre le point D et le point C). de la figure (VII-7).

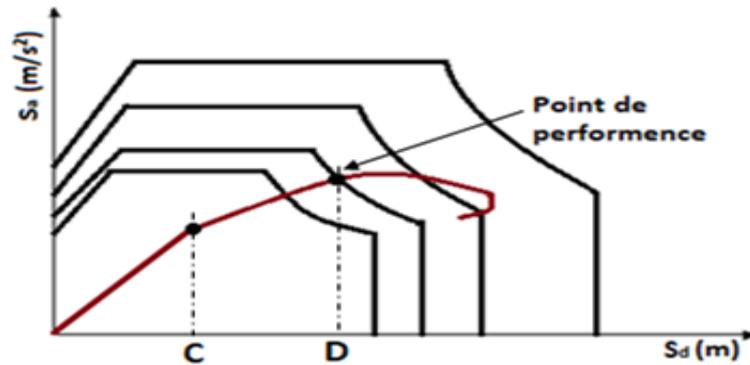


Figure VII.7 : Point de performance – principe de réduction du spectre [21]

En plus de la courbe de capacité fournie par l'analyse de pushover, nous pouvons également suivre l'historique de la formation de la rotule plastique à chaque étape et le déplacement correspondant de chaque nœud de la structure [21]

VII.2.11 Rotules plastiques :

Les propriétés des rotules plastiques ont été utilisées pour exécuter l'analyse de pushover. pour définir les propriétés du joint à rotule par le concepteur, la procédure se fera en déterminant le moment – courbe.

Zones d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,...) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper de l'énergie sous contraintes alternées, au-dessus d'un seuil de charge, il se comporte comme un joint permettant la rotation des autres parties de l'élément [22]

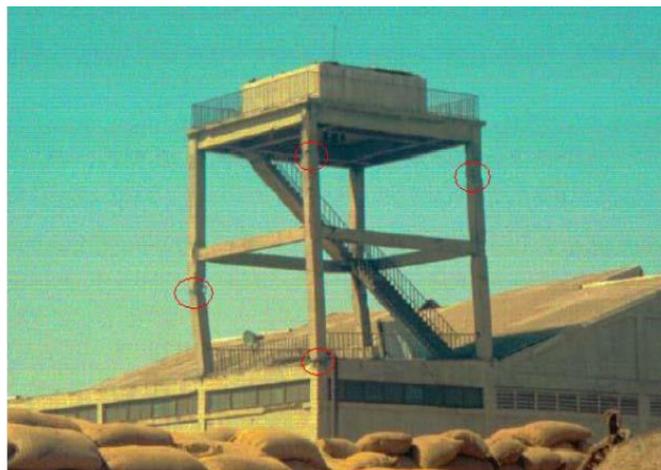


Figure VII.8 : Endommagement d'un portique à 2 étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001 [7].

VII.2.12 Spectre de demande :

Une représentation équivalente ou format ADRS (Acceleration_ Displacement Response Spectrum) d'un spectre de réponse dans le plan $S_a - T_n$ peut être construite en transformant des périodes en déplacements spectraux, en utilisant la formule suivante :

$$S_a = W^2 \times S_d \rightarrow S_d = \frac{T_n^2}{4 \times \pi^2} \times S_a$$

D'où « T_n » sont les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération S_a connue.

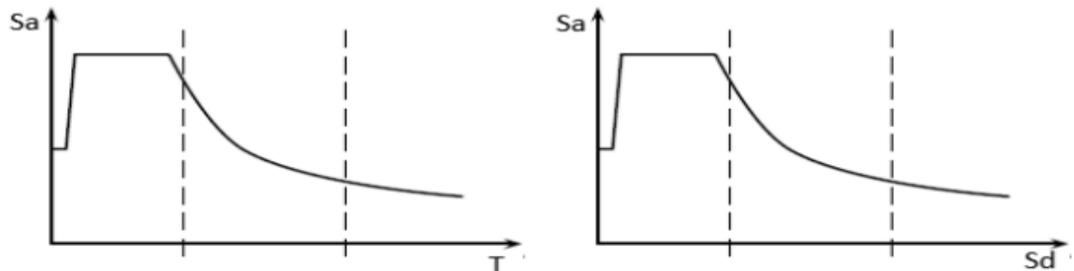


Figure VII.9 : Transformation ADRS du spectre de réponse [13].

VII.2.13 Niveaux de dommages :

La courbe de déformation plastique est une courbe force-déplacement (moment-rotation) qui donne la valeur de plastification et déformation plastique après plastification. Cette courbe se compose de cinq points comme illustré dans la figure (VII-10) :

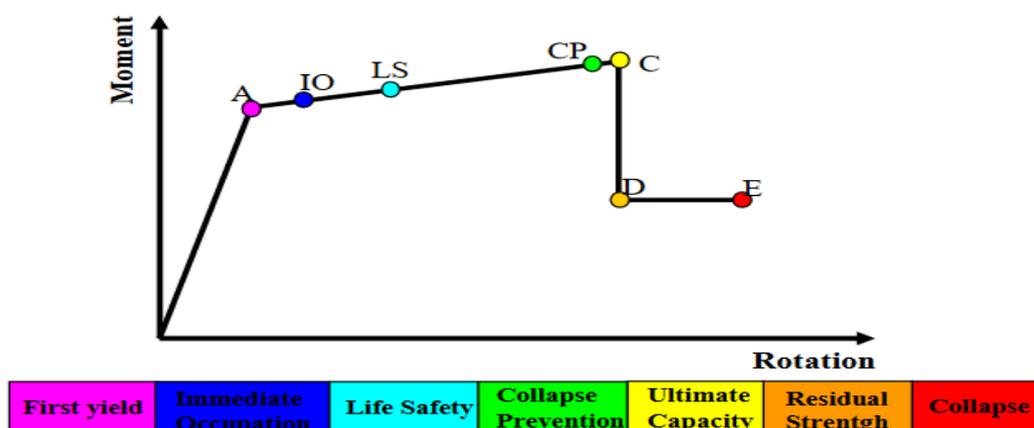


Figure VII.10 :Loi de comportement de la rotule plastique

- Le point (A) représente l'origine.
- Le point (B) représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

- **Le point (C)** représente la capacité ultime pour l'analyse pushover.
- **Le point (D)** représente la résistance résiduelle pour l'analyse pushover.
- **Le point (E)** représente la rupture totale des éléments

Avant d'atteindre le point B, la déformation est linéaire et se produit dans l'élément d'ossature. Lui-même, pas dans la rotule.

La déformation plastique au-delà du point B se produit dans la rotule en plus de toute déformation élastique qui peut se produire dans l'élément, la résistance résiduelle de D à E permet aux éléments d'ossature de supporter la gravité.

L'utilisateur peut spécifier des mesures de déformation supplémentaires aux points IO, LS et CP, ce sont des mesures informatives qui sont rapportées dans les résultats. et utilisée pour la conception basée sur la performance, sans effet sur le comportement de la structure.

❖ Selon FEMA-[23]

- **Le niveau IO (Immediate Occupancy)**

Les dommages sont relativement limités, la section conserve une grande partie de sa raideur initiale.

- **Le niveau LS (Life Safety) :**

La section a subi des dommages importants qui pourraient entraîner des pertes importantes

- **Le niveau CP (Collapse Prevention)**

La section a subi d'importantes déformations post-élastiques, au-delà de ce niveau, la section est susceptible de se rompre.

Les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain FEMA 273.

VII.2.14 Idéalisat ion bilinéaire de la courbe de Capacité :

Les deux courbes de capacité sont superposées par le spectre de réponse élastique amorti à 5%, la représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (β_{eff}) (β_{eff} est le facteur d'amortissement réel défini dans ATC40, et est connu dans la réglementation sismique algérienne (RPA2003) sous la forme (η)), cette représentation nécessite la définition du point (α_{pi} , α_{dpi}), qui est généralement définis selon le principe de l'égalité des limites maximales de déplacement (Newark et Hall 1982). [8]

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité de la structure

(segment élastique). le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_{pi}, d_{pi}) à un point (a_y, d_y) qui est définie de tel façon à avoir l'égalité de surfaces A_1 et A_2 de la figure VII-12. [8]

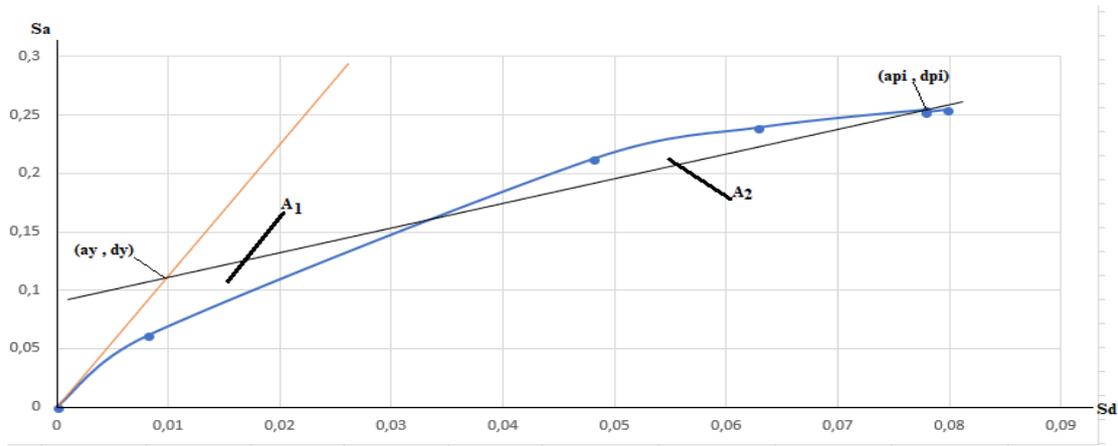


Figure VII.11 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité [8]

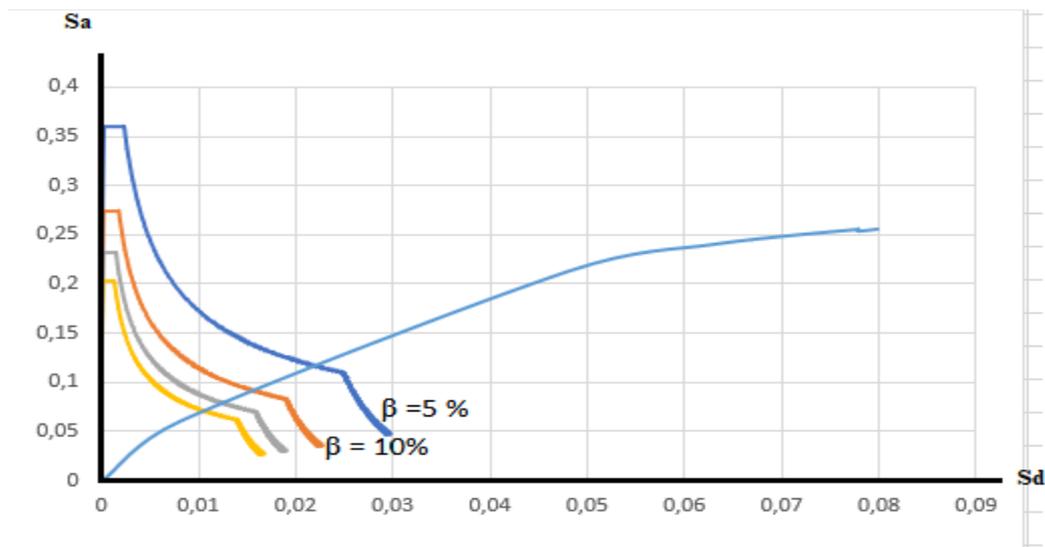


Figure VII.12 : Représentation d'une famille de spectres réduits [8]

VII.3 Application de l'analyse de « pushover » sur notre structure :

VII.3.1 Définition du comportement non linéaire de la structure :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques 'Plastic Hinge' aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. Après la modélisation de la structure par logiciel **SAP 2000**

VII.3.2 Définition du comportement non linéaire des poteaux :

- 1^{er} étape :

On présente un exemple d'un poteau de premier étage de (55*55) cm² dont on introduit les caractéristiques matérielles ainsi que les lois de comportement pour l'acier, et pour le béton confiné par logiciel USC_RC.

Le modèle de contrainte-déformation de Mander pour le béton confiné et le modèle de USC-RC de l'acier pour le ferrailage ont été employés pour l'analyse.

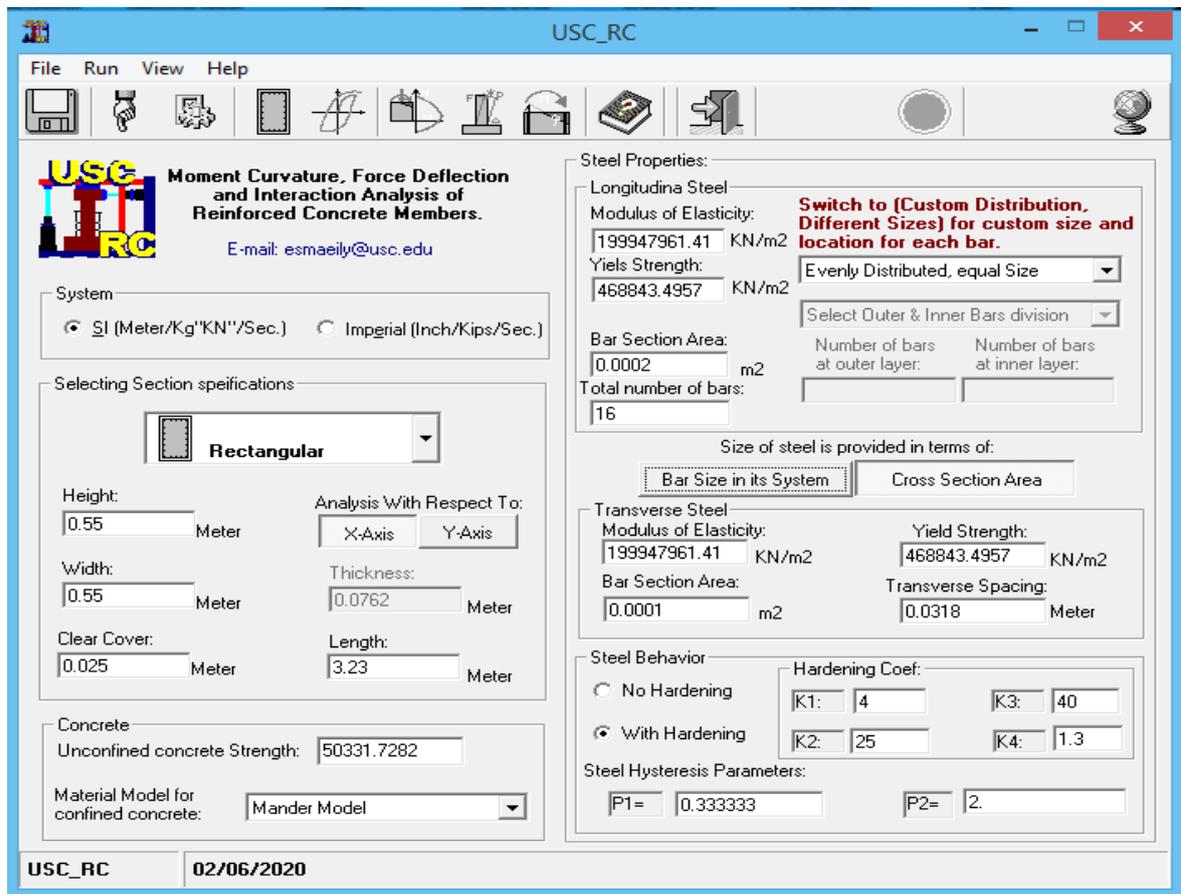


Figure VII.13 : Fenêtre principale d'USC_RC

Affichage de la loi de comportement Moment-Courbure de la section ferrailée et obtention de la valeur du moment de courbure de l'acier et de béton dans les deux états (plastiques, élastiques),

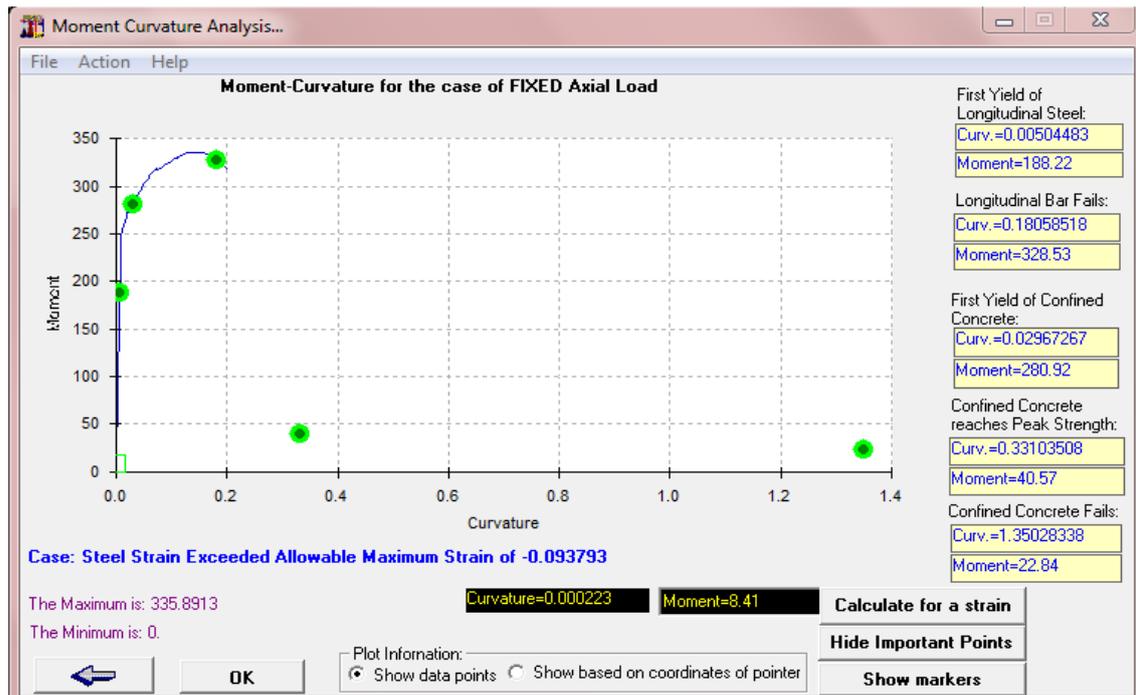


Figure VII.14 : Courbe moment - courbure

- **2^{eme} étape :**

Pour les différents poteaux, on introduit des rotules de type "P M2 M3" en suivant la démarche du chemin présenté ci-dessous :

Define/ section propriété /hinge propriétés /add new propriétés /concrète /OK/
Interacting P-M₂-M₃/Modifier show rotation curve data.

Frame Hinge Property Data for COLOM 55 - Interacting P-M2-M3

Hinge Specification Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Scale Factor for Curvature (SF)

SF is Equal to Yield Curvature (Steel Objects Only)

User SF

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero Is Extrapolated

Symmetry Condition

Moment Curvature Dependence is Circular

Moment Curvature Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3

Moment Curvature Dependence has No Symmetry

Requirements for Specified Symmetry Condition

1. Specify curve at angle of 0°.

Axial Forces for Moment Curvature Curves

Number of Axial Forces

Curve Angles for Moment Curvature Curves

Number of Angles

Frame Hinge Property Data

Hinge Property Name

Hinge Type

Force Controlled (Brittle)

Deformation Controlled (Ductile)

Figure VII.15 : Affectation des rotules plastique au Poteau choisi

Les niveaux de dommage qui contrôlent la loi de comportement des rotules plastique, définis précédemment sont illustrés dans la figure VII-12.

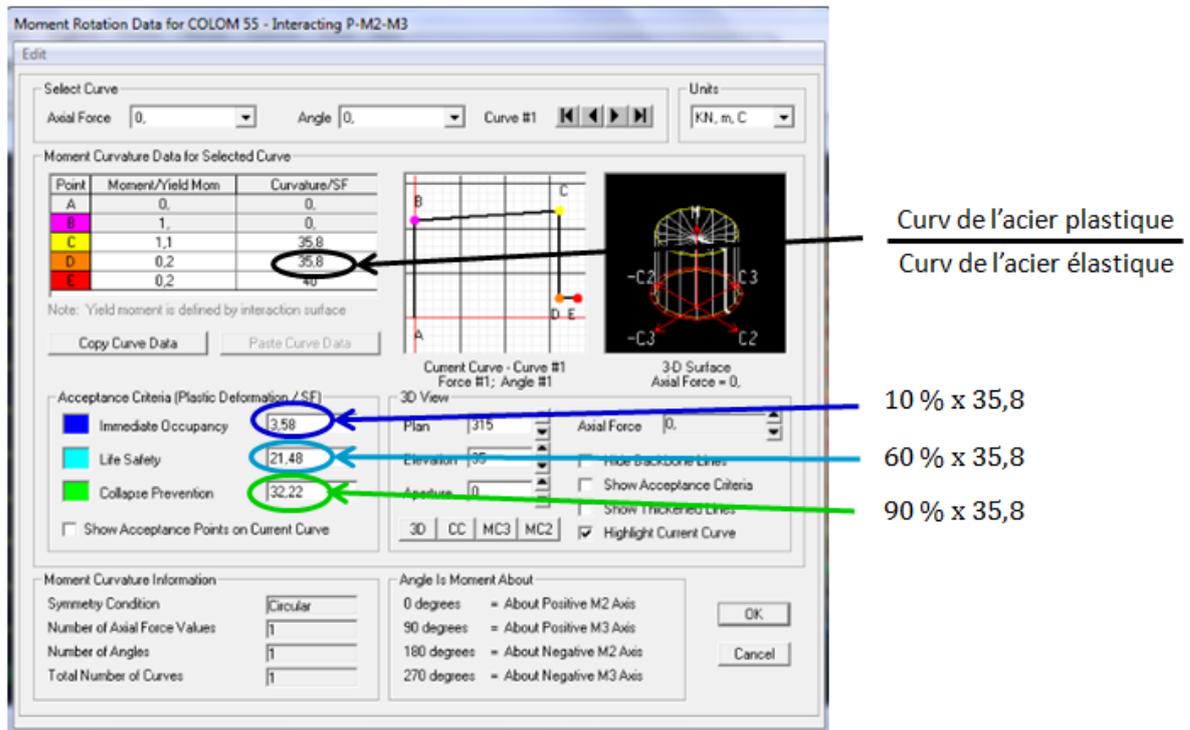


Figure VII.16 : Introduction des rotules plastiques des poteaux

On constate que :

- **Immediate Occupancy:** 10 % de $\theta_u-\theta_y$ (point C).
- **Life Safety:** 60 % de $\theta_u-\theta_y$ (point C).
- **Collapse Prevention:** 90 % de $\theta_u-\theta_y$ (point C).

Par la suite, on sélectionne les poteaux de chaque niveau en suivant le chemin ci-dessous.

assing / frame /Hinges

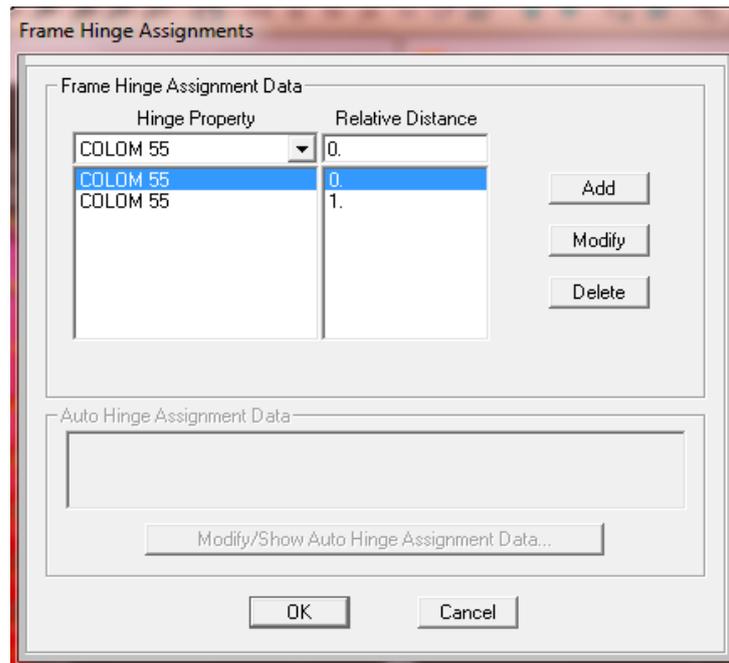


Figure VII.17 : Affectation des rotules plastiques aux poteaux

VII.3.1.2 Définition du comportement non linéaire des poutres :

Concernant les poutres, les rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales de celle-ci. Il faut sélectionner les poutres de telle façon que ces dernières prennent le même chemin que les poteaux :

assing / frame /Hinges / auto / add /concrete Beams /M3

Une fois cette étape est achevée, on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs « 0 » et « 1 » qui correspondent aux extrémités de chaque poutre (figure VII-14).

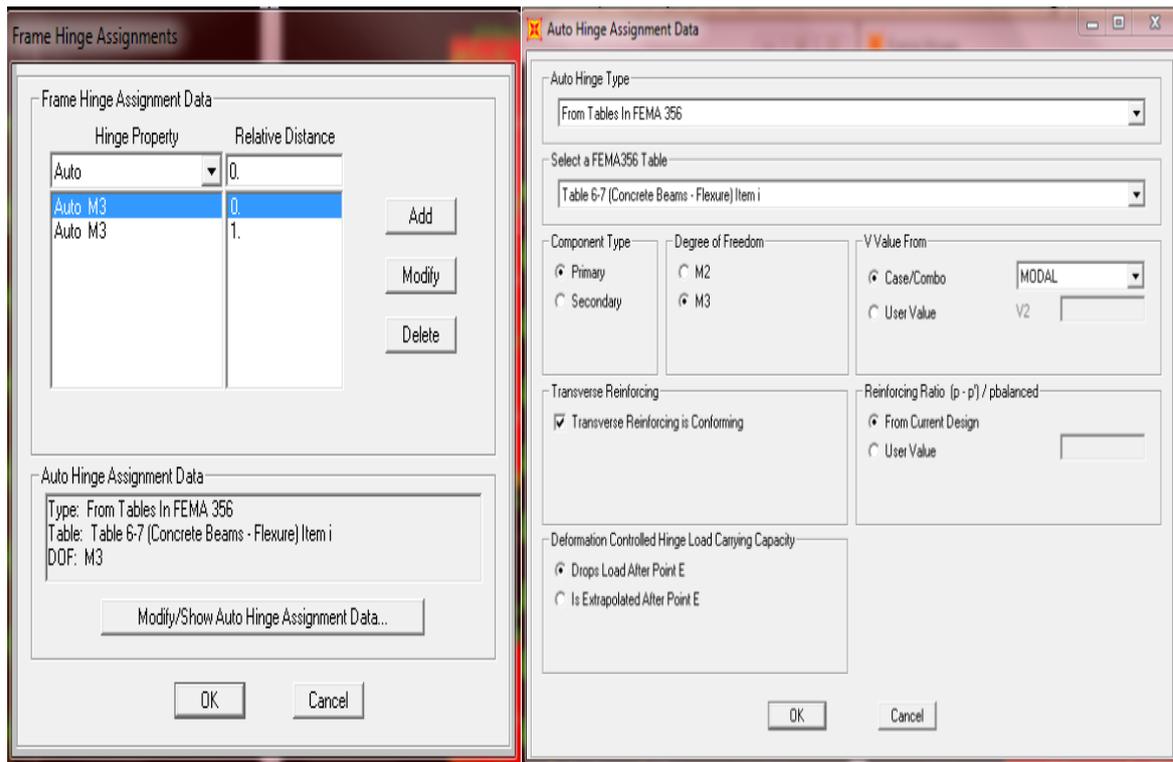


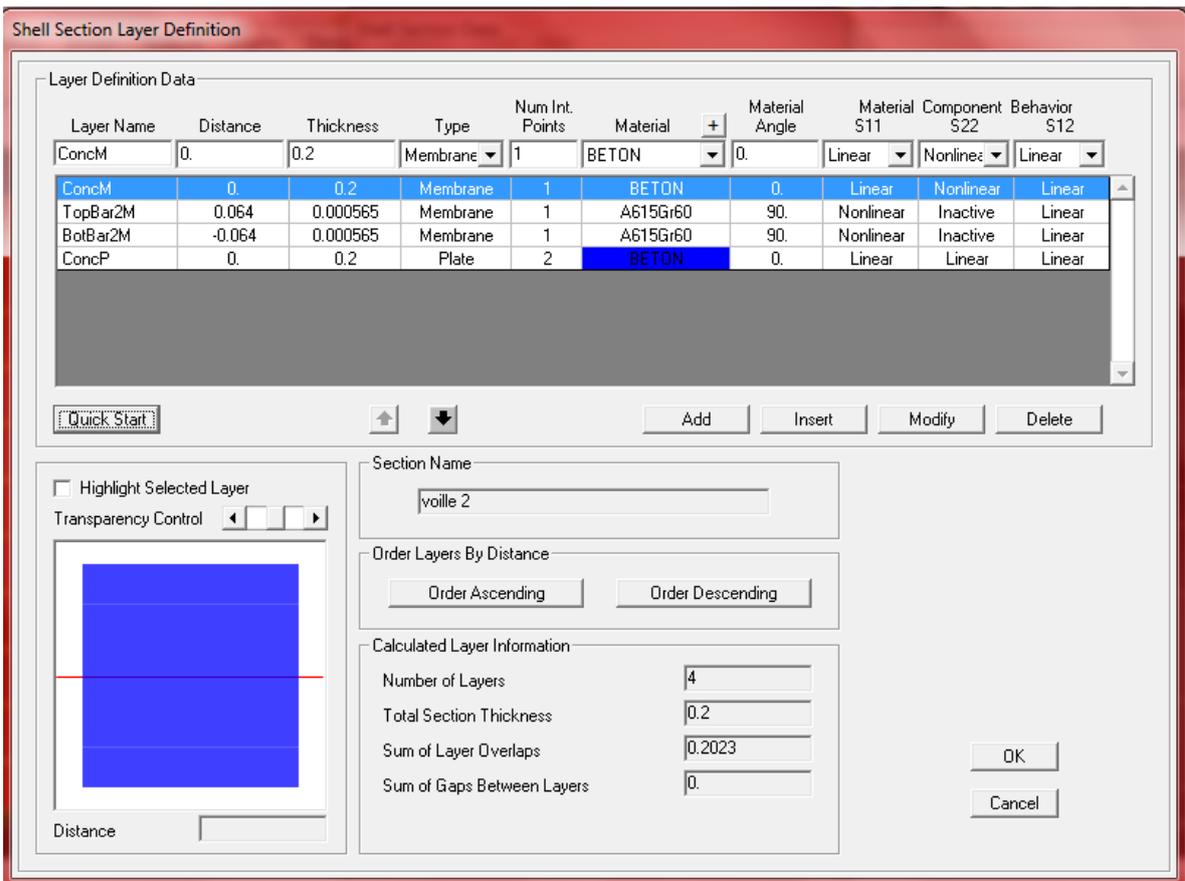
Figure VII.18: Introduction des rotules plastiques aux poutres

VII.3.1.3 Définition du comportement non linéaire des voiles :

Dans notre étude, nous avons utilisé la méthode « **MULTICOUCHE** » pour créer le comportement non linéaire des voiles car SAP2000 permet l'insertion de ces dernières seulement aux éléments frame, Les étapes de modélisation sont les suivantes :

- Définir un matériau non linéaire pour le béton confiné et l'acier ;
- Définir l'élément non linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire).
- Defin /section properties/ area section/ voile (modify show section) (Shell layer; non linéaire) modify/show layer definition/ Quick start.

Affectation de la non linéarité et attribution du ferrailage de voile déjà calculer dans le chapitre V.



Cette case permet de définir les propriétés des matériaux ainsi que l'épaisseur des voiles

Cette case permet la modélisation non linéaire de l'élément avec le choix de la direction

Cette option permet de définir le ferrailage et l'espacement vertical et transversal du mur voile ainsi que le recouvrement des armatures

Figure VII.19 : Introduction des non linéarité des voiles

VII.3.1.4 Définition du chargement de l'analyse pushover :

VII.3.1.4.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Cette analyse consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire. Le chemin pour y accéder est:

define/ load cases /G /Dead modify: show load cases.

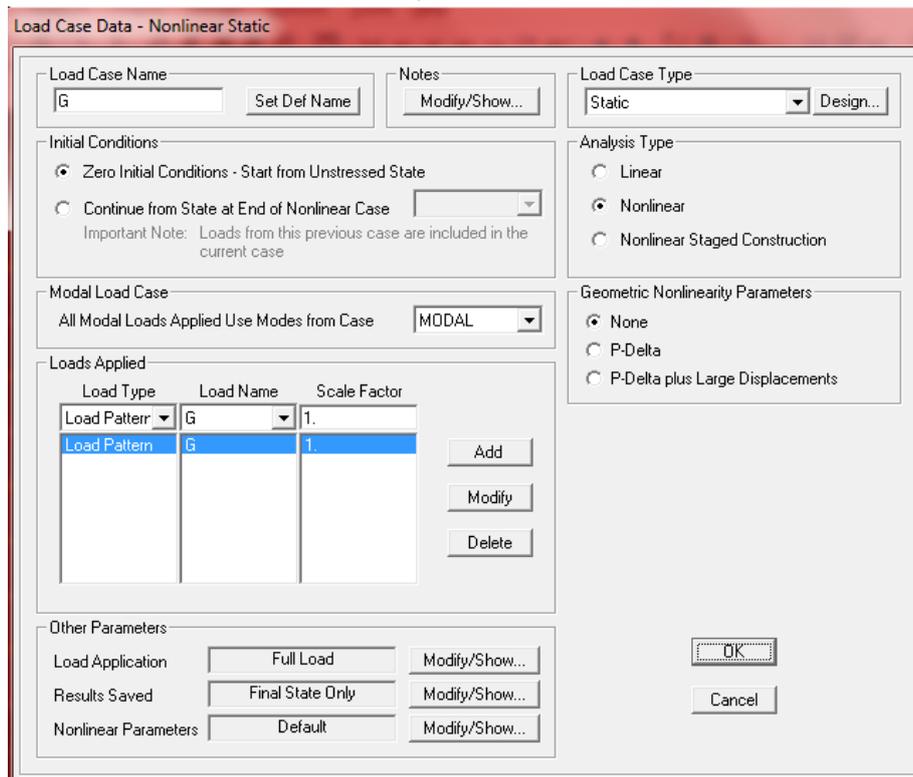


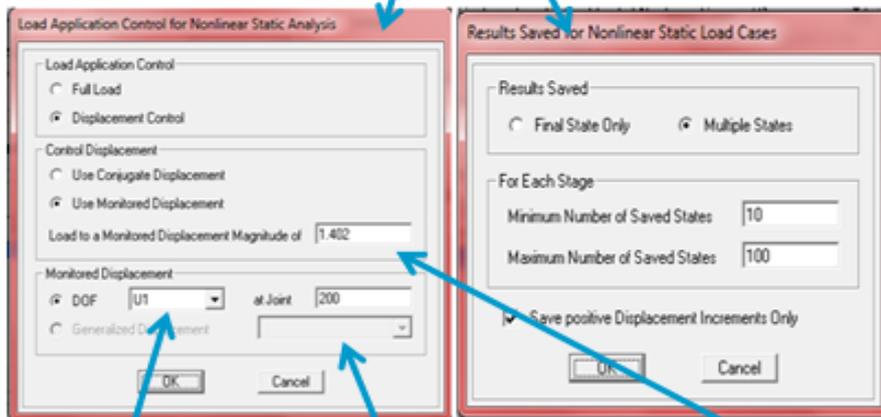
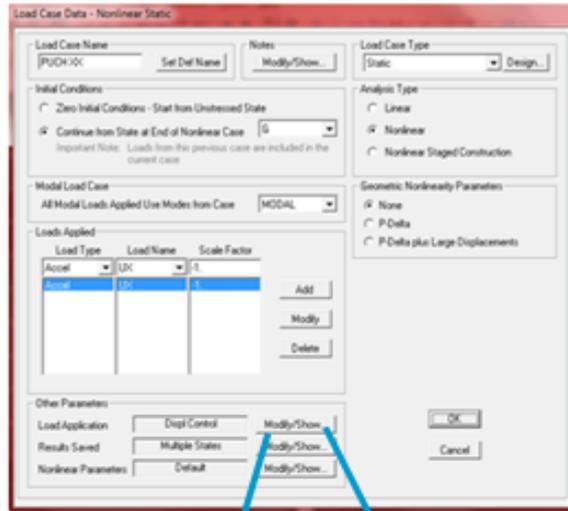
Figure VII.20 : Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges verticales

VII.3.1.4.2 Définition de l'analyse sous charges horizontal :

La répartition des charges horizontales est l'un des aspects les plus importants du processus de la critique de la méthode du pushover, car elle repose sur l'hypothèse selon laquelle la méthode est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la réponse de l'appareil est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et reste constante pendant toute la durée de l'excitation sismiques [20].

Le chemin est: Define /Load cases /add new load case.

Pour y accéder deux types de distribution sont faite une selon le sens (x-x) et une autre selon le sens (y-y)



La direction

Les points de control situées au sommet de la construction

$$D_{cible} = \frac{h_{totale}}{25} = 1,402$$

Figure VII.21 : Définition du chargement de l'analyse pushover (sens x-x).

VII.3.1.5 Résultats de l'analyse pushover :

VII.3.1.5.1 Courbe de capacité :

On a effectué une analyse statique non-linéaire, cette analyse nous a permis d'obtenir la courbe de capacité du bâtiment qui représente la variation de l'effort tranchant à la base du portique en fonction du déplacement en toit, on remarque que la courbe de capacité est constituée d'une partie linéaire (élastique), et une deuxième partie non linéaire qui correspond à la plastification de certains éléments du bâtiment, et pour faire, on doit suivre le schéma suivant :

analyse/ run static non linear analysis/ display//show statique pushover curve / PUCH Y-Y

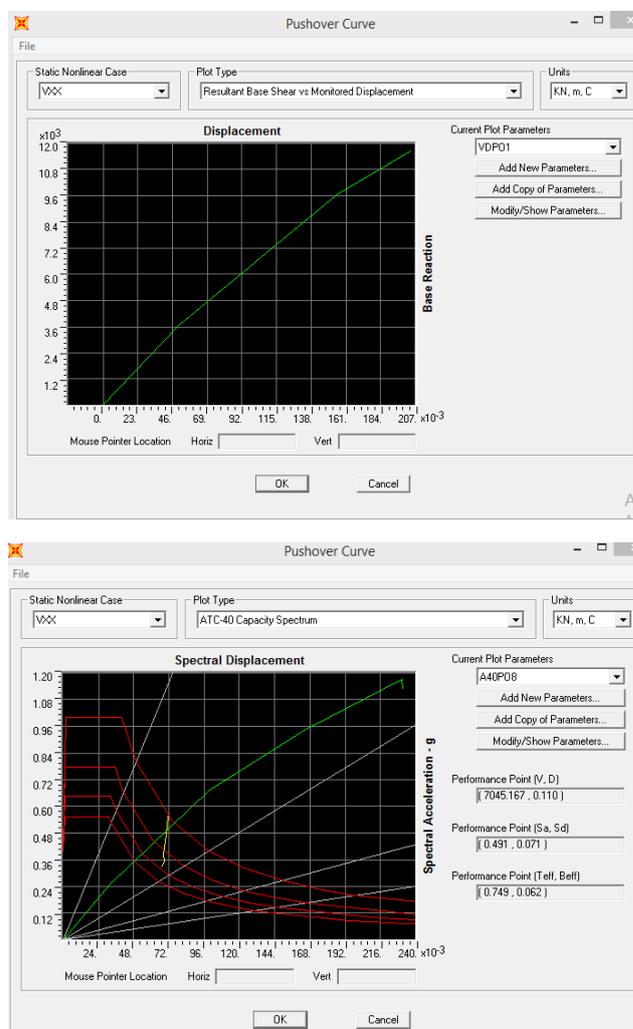


Figure VII.22 : Résultats de l'analyse pushover

➤ **L'interprétation :**

• **Suivant x-x :**

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure. ($V_p = 7045.167 \text{ KN}$; $D_p = 0.110 \text{ m}$).

• **Suivant y-y :**

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure. ($V_p = 5725.320 \text{ KN}$; $D_p = 0.017 \text{ m}$).

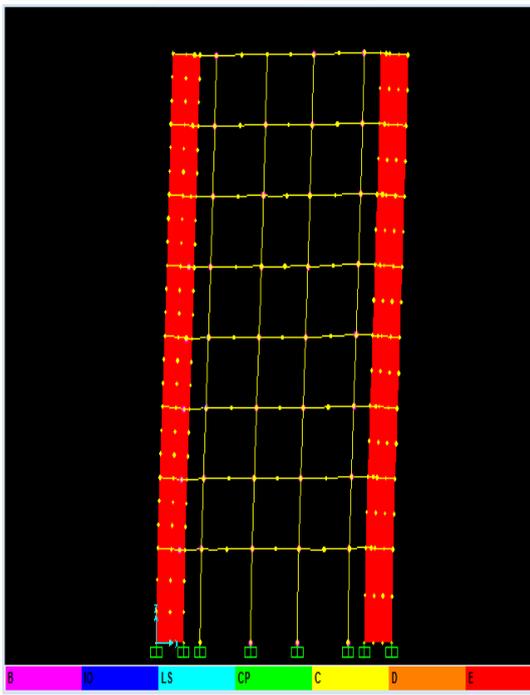
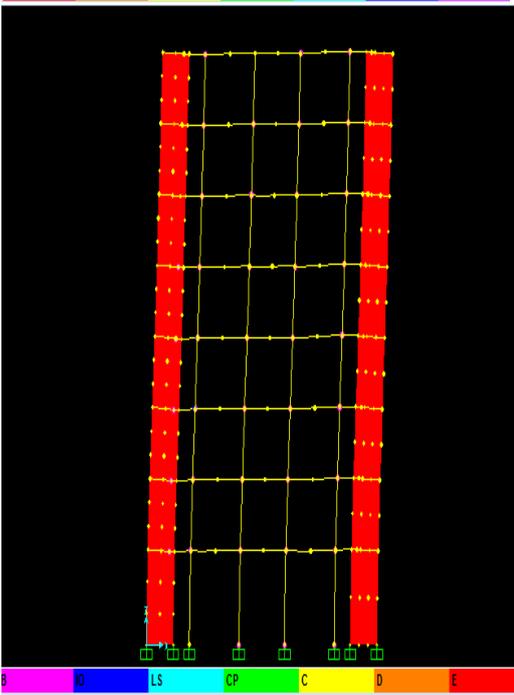
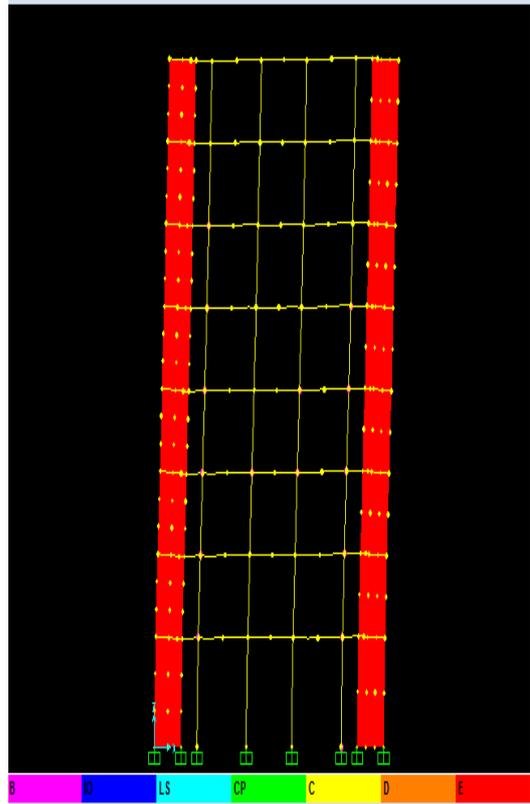
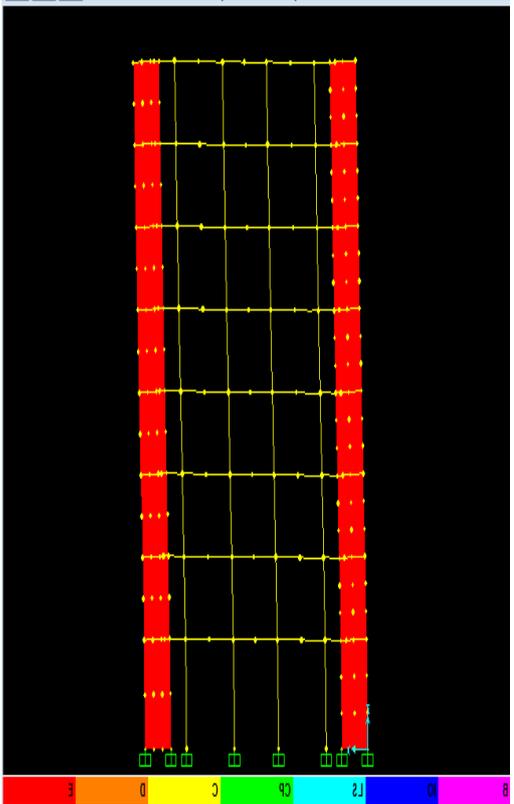
File		Edit		Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - VXX					
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi	
			m		m				
0	0.718839	0.050000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	
1	0.718839	0.050000	0.032474	0.252997	0.000000	0.000000	0.909658	1.562318	
2	0.772390	0.071553	0.099382	0.670616	0.000000	0.000000	0.896028	1.562447	
3	0.839917	0.105106	0.167705	0.957003	0.000000	0.000000	0.882311	1.561147	
4	0.839889	0.105024	0.167780	0.957492	0.000000	0.000000	0.882314	1.561151	
5	0.890614	0.121353	0.230691	1.170822	0.000000	0.000000	0.866520	1.560892	
6	0.908129	0.140753	0.231231	1.128731	0.000000	0.000000	0.864391	1.557364	

Figure VII.23 : La capacité spectrale de la structure dans la forme (Sa-Sd) sens x-x

VII.3.2 Mécanisme de ruine :

VII.3.2.1 Distribution des rotules plastiques dans le portique à la ruine :

- Sens X-Z :



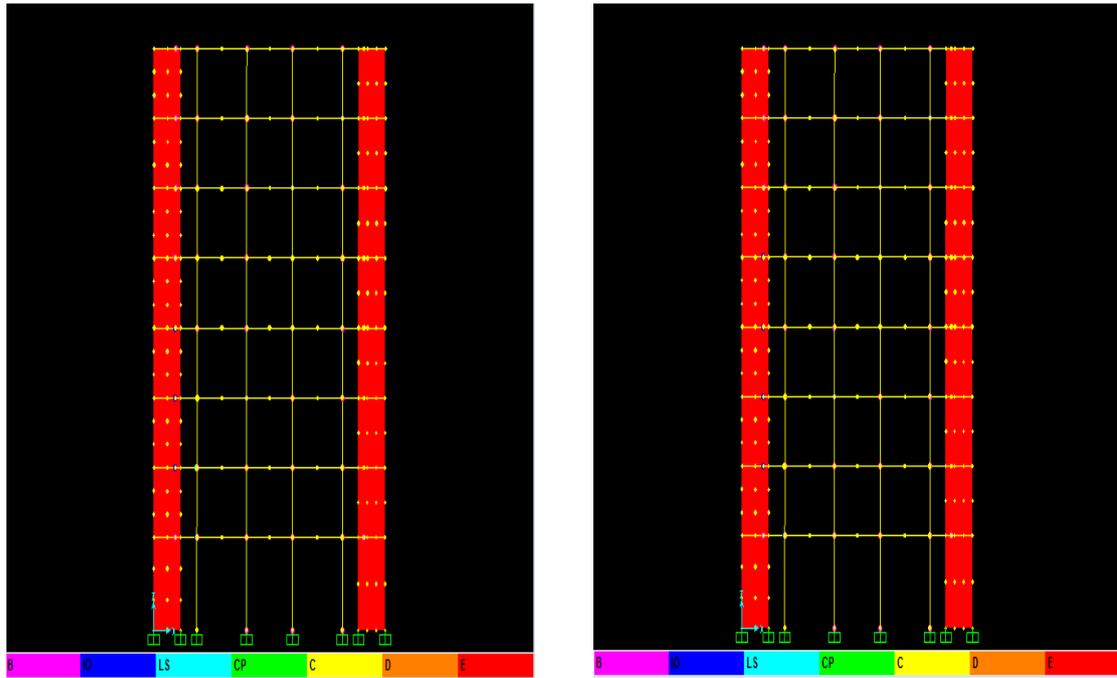


Figure VII.24 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens x-z

- Sens X-Y :

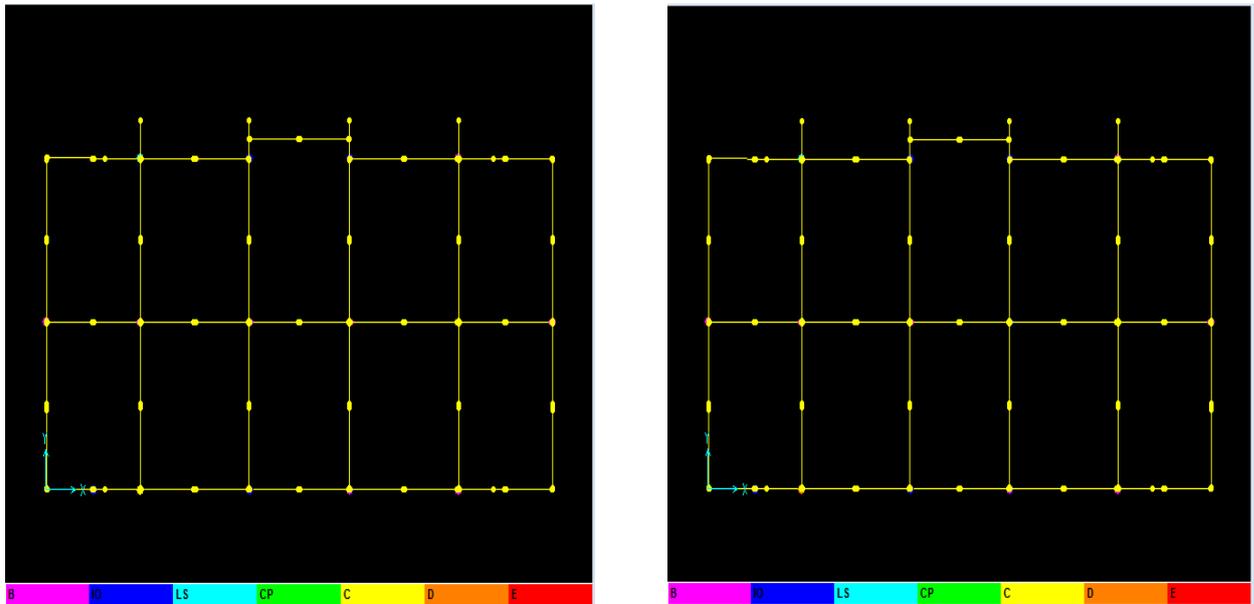


Figure VII.25 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens x-y

Tableau VII.1 : Développement des Rotules Plastiques

Étage	Élément	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
Sous-sol	Poteaux	13	0	0	0	0	0	0	0
	Poutres	11	0	0	0	0	0	0	0
RDC	Poteaux	18	4	5	0	0	0	0	0
	Poutres	11	4	1	0	0	0	0	0
1 ^{er} étage	Poteaux	12	3	1	0	0	0	0	0
	Poutres	9	2	0	0	0	0	0	0
2 ^{eme} étage	Poteaux	10	9	5	0	1	0	0	0
	Poutres	8	11	4	0	0	0	0	0
3 ^{eme} étage	Poteaux	11	10	5	0	0	0	0	0
	Poutres	5	5	3	0	0	0	0	0
4 ^{eme} étage	Poteaux	10	5	2	0	0	0	0	0
	Poutres	10	4	2	0	0	0	0	0
5 ^{eme} étage	Poteaux	11	7	0	0	0	0	0	0
	Poutres	13	5	1	0	0	0	0	0
6 ^{eme} étage	Poteaux	10	4	1	0	0	0	0	0
	Poutres	11	5	1	0	0	0	0	0
7 ^{eme} étage	Poteaux	9	2	0	0	0	0	0	0
	Poutres	11	3	0	0	1	0	0	0
Terrasse	Poteaux	1	0	0	0	0	0	0	0
	Poutres	1	0	0	0	0	0	0	0

➤ **Interprétation des résultats :**

Le tableau représente les différentes étapes de distribution des rotules plastiques, on remarque que les poteaux sont fots par rapport aux poutres parce qu'elles se plastifient avant les poteaux.

En conclusion, que les dommages des poteaux sont très dangereux à la structure, parce qu'ils détruisent les éléments verticaux du système structural.

VII.3.2.2 Le déplacement cible :

Le déplacement cible c'est un déplacement maximum attendu de la structure. À partir des résultats de l'analyse de poussée progressive, qui caractérisent l'offre de déformation, à la demande de déformation correspondant au déplacement cible [9].

Pour obtenir le déplacement cible, on utilise Le FEMA 356, qui propose la formule suivante :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

avec :

C₀: Coefficient modificateur qui relie le déplacement d'un SSDDL équivalent au déplacement du système réel SPDDL. Les valeurs de C₀ sont regroupées dans le tableau ci-après :

g : L'accélération de la pesanteur.

S_a : Sollicitation sismique, obtenue à partir du spectre de réponse.

Tableau VII.2 : Valeurs de coefficient C₀

Valeurs du coefficient C ₀			
Nombre d'étage	Nombre d'étage		Autres bâtiments
	Chargement triangulaire	Chargement Uniform	Tout chargement
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
+10	1.3	1.2	1.5

Il est à noter que pour les valeurs intermédiaires, l'interpolation est linéaire.

C_1 : Coefficient modificateur pour lier le déplacement maximum inélastique et celui de la réponse élastique linéaire. Les valeurs de C_1 sont données par les équations citées ci-dessous.

$$C_1 = 1 \quad \text{Si} \quad T_e \geq T_0$$

$$C_1 = [1 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e}] / R \quad \text{Si} \quad T_e < T_0$$

avec :

T: La période de vibration fondamentale effective de la structure. Elle est calculée par la formule suivante :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

T_i : Période de vibration fondamentale de la structure.

K_i : Rigidité initiale de la structure.

K_e : Rigidité (pente) élastique de la structure.

T₀ : Période caractéristique du sol définie à la fin du palier du spectre de réponse.

R : Coefficient qui exprime le rapport de l'effort sismique sur l'effort élastique effectif.

C₂ : Coefficient modificateur pour tenir compte de la dégradation de rigidité et de la résistance au déplacement maximum.

Les valeurs de C_2 sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Valeurs du coefficient C_2

Valeurs du coefficient C_2				
Niveau du performance structurale	$T \leq 0.1 \text{ s}$		$T > T_0$	
	Portique type 1	Portique type 2	Portique type 1	Portique type 2
Occupation immédiate	1.0	1.0	1.0	1.0
Sécurité des vies	1.3	1.0	1.1	1.0
Prévention contre la ruine	1.5	1.0	1.2	1.0

Avec:

Portique type 1 : structures dont plus de 30% des efforts latéraux sont repris par une combinaison des systèmes suivantes portiques, contreventement, murs en maçonnerie, pierres.

Portiques type 2 : pour des valeurs de période qui sont intermédiaires les valeurs de C_2 sont obtenues par une interpolation linéaire [10].

C_3 : Coefficient modificateur pour tenir compte de l'effet dynamique. Pour les structures qui ont un post-élastique positif, il est pris égal à 1. Pour celles qui ont une pente négative, ils seront calculés selon la formule suivante :

$$C_3 = 1 + \frac{\alpha / (R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

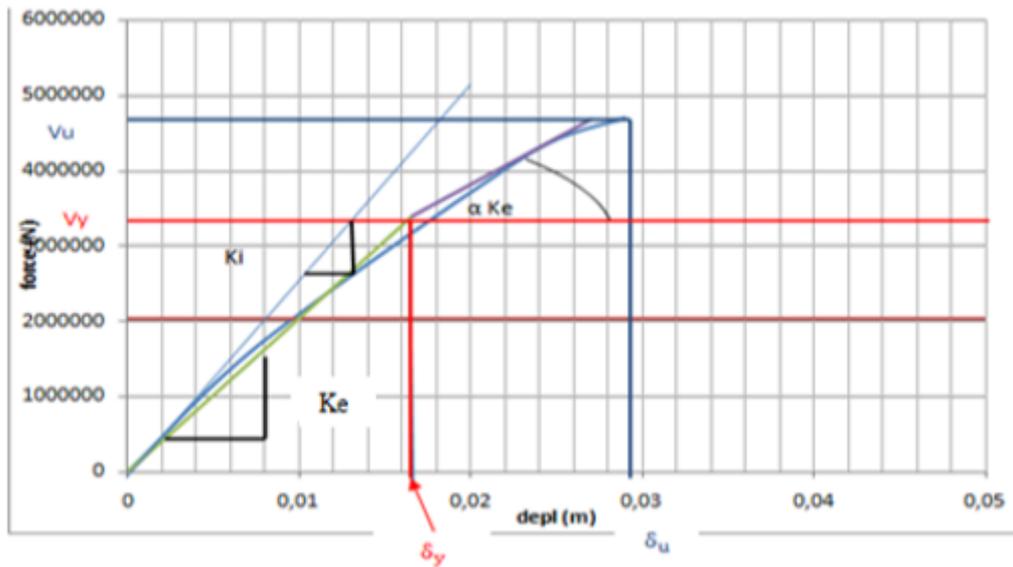


Figure VII.26 : Idéalisation selon le FEMA – 356 sens X-X.

Paramètres utilisés pour le calcul du déplacement cible suivant les deux directions est engendré dans le tableau ci- dessous :

Tableau VII.4: Paramètres utilisés pour le calcul du déplacement cible.

Paramètre	C ₀	C ₁	C ₂	C ₃	T _e (s)	δ _t (m)
Valeurs (sens X-X)	1,2	1	1	1,02	0,15	0,19
Valeurs (sens Y-Y)	1,2	1	1	1,15	0,40	0,49

VII.3.2.3 La ductilité :

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique.

La ductilité est par définition, la capacité d'un matériau, un élément ou une structure à se déformer dans le domaine plastique sans rupture. La rupture se fait lorsqu'un défaut (fissure) induit par la déformation plastique, devient critique et se propage, La ductilité est donc l'aptitude d'un matériau à résister à cette propagation, s'il y résiste bien, il est dit ductile, sinon il est dit fragile [20]

La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de déformation ultime « δ_u » au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale « δ_e ».

Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation est défini comme suite :

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

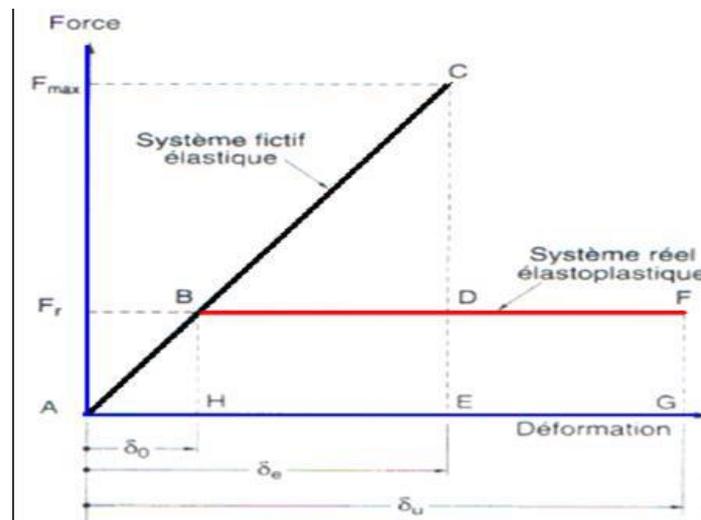


Figure VII.27 : Ductilité en déformations.[20]

VII.3.2.4 Détermination du facteur de comportement :

Le facteur de comportement est défini comme le rapport entre la force latérale maximal élastique (V_e) et la force latérale inélastique de dimensionnement (V_e).

Des études récentes, y compris celles de l'ATC-34, appuient une nouvelle formulation du « R » c'est une formulation dans laquelle « R » est exprimé comme le produit de trois facteurs, à savoir un facteur qui compte pour la ductilité, un autre qui exprime la réserve de résistance et un autre qui exprime la réserve de résistance, troisième pour tenir compte de la redondance [11].

$$R = R_{\mu} R_s R_R$$

R_{μ} : Facteur de ductilité.

R_s : Facteur de sur-résistance.

R_R : Facteur de redondance.

VII.3.2.4.1 Facteur de ductilité R_{μ} :

Le facteur de ductilité est une mesure de la réponse non linéaire globale d'un système de et non celle de ces composants [11]. Il exprime la relation entre la force latérale élastique maximale (V_e), et l'effort tranchant maximale à la base (V_u) obtenue à partir d'une analyse non linéaire (PUSHOVER).

❖ Méthode de New mark et Hall

La méthode de New mark et Hall [21] est la plus simple de toutes les méthodes d'où la ductilité est fonction de la période de vibration de l'oscillateur (T) et de sa ductilité (μ).

$$R_{\mu} = 1 \quad \text{Si} \quad T < 0,03$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu} - 1 \quad \text{Si} \quad 0,2 < T < 0,5$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{Si} \quad T > 0,5$$

T : Période fondamentale de la structure.

VII.3.2.4.2 Facteur de sur-résistance (R_s) :

Le facteur de sur-résistance est défini comme le rapport entre l'effort tranchant ultime calculé à l'aide d'analyses statiques et dynamiques inélastiques et l'effort tranchant de dimensionnement calculée par des méthodes élastiques linéaires.

VII.3.2.4.3 Facteur de redondance (R_R) :

Une structure redondante doit être composée de plusieurs lignes verticales. Malgré cette forte demande de redondance les gens continuent à construire des structures composées d'un nombre minimum de lignes verticales, ce qui les classent dans les catégories suivantes un peu redondant. Ce résultat est dû principalement à la mauvaise compréhension des ingénieurs de la parasismiques du rôle important que joue cette redondance dans la réponse sismique de la structure lors des séismes dévastateurs [22].

Le règlement parasismique algérien RPA99 – version 2003 introduit cette pénalité à travers un coefficient de qualité égal 1.3 (majoration de l'effort tranchant de 30%), ce qui donne un coefficient.

$$R_R = \frac{1}{Q}$$

Tableau VII.5 : Paramètres utilisés pour le calcul du coefficient de comportement.

Paramètre	δ_u (m)	δ_y (m)	K_i (KN.m)	K_e (KN.m)	T_e (s)	μ	A	V_d (KN)	V_u (KN)
Valeurs (sens X-X)	0,0289	0,0166	163000	203947.140	0,564	1.74	0,1	4881.658	4710.947
Valeurs (sens Y-Y)	0,085	0,03	65500	99637.300	0.514	2.863	0,1	4416.175	4397.261

➤ Calcul du coefficient de comportement R :

- Suivant x-x :

$$R_x = R_\mu R_S R_R$$

$$R_\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = 1.74$$

$$R_S = \frac{V_u}{V_d} = 0.0963$$

$$R_R = \frac{1}{Q} = 0,83$$

$$R_x = 0.139$$

- Suivant y-y :

$$R_y = R_\mu R_S R_R$$

$$R_\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = 2.836$$

$$R_S = \frac{V_u}{V_d} = 0.995$$

$$R_R = \frac{1}{Q} = 0,909$$

$$R_y = 2.56$$

Tableau VII.6 : Valeurs du coefficient de comportement.

		R_S	R_u	R_R	R
Méthodes New mark et hall	Valeurs (sens X-X)	0.0963	1.74	0,83	0.139
	Valeurs (sens Y-Y)	0.995	2.836	0,909	2.56

➤ **Interprétation des résultats :**

Le tableau précédant montre l'influence de plusieurs paramètres qui influent sur la valeur du facteur de comportement de cette structure renforcée par des voiles en béton armé, le facteur de ductilité « R_u » est égale à **1.74** dans le sens (x-x) et **2.836** dans le sens (y-y), le deuxième facteur R_s (facteur de sur résistance), est égale à **0.0963** dans le sens (x-x) et **0.995** dans le sens (y-y), par contre le facteur R_R (facteur de redondance), est égale à **0,83** dans le sens (x-x) et **0,909** dans le sens (y-y), Pour le coefficient de comportement, on le trouve après multiplication de l'indice les facteurs R_s , R_u et R_R mentionnés ci-dessus est de l'ordre de **0.139**. dans le sens (x-x) et **2.56** dans le sens (y-y). et puisque le domaine de la ductilité est large, sa signifiera que cette forte ductilité donnera une grande résistance à l'état plastique.

VII.3.2.5 Raideur de la structure au point de performance K_p et

indicateur de dégradation globale la structure I_d :

- **Suivant x-x :**

Soit une raideur initiale (élastique) : $K_e = 125523.4 \text{ KN/m}$

- **Suivant y-y :**

Soit une raideur initiale (élastique) : $K_e = 342203.2 \text{ KN/m}$

Les éléments de la structure se plastifient, donc la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale K_e

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$V_p = 7045.167 \text{ Kn}$$

$$D_p = 0.110\text{m}$$

$$K_{px} = \frac{V_p}{D_p} = \frac{7045.167}{0,110} = 64046.972\text{KN/m}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par.

$$I_d = \left(1 - \frac{K_p}{K_e}\right) \cdot 100\%$$

$$I_{dx} = \left(1 - \frac{64046.972}{203947.140}\right) \cdot 100\% \quad I_{dx} = 68.59\%$$

Tableau VII.7 : Paramètres utilisés pour le calcul du K_p et du I_d

	Vp (KN)	Dp(m)	Kp(KN/m)	I_d%
Sens (X-X)	7045.167	0, 110	64046.972	68.59
Sens (Y-Y)	5725.320	0, 100	5725.320	42.53

➤ **Interprétation des résultats :**

On constate au point de performance, la plastification de la structure dans le sens (x-x) engendre une diminution de la raideur initiale de 39,67%, et la plastification de la structure dans le sens (y-y) engendre une diminution de la raideur initiale de 50,07%.

VII.4 Conclusion :

Pushover est une méthode d'analyse de structures qui permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumise à un chargement statique croissant. Le but essentiel de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure et la détermination du point de performance par cette méthode est très utile car il donne une idée claire sur le degré de dommage de la structure

Conclusion générale :

Les travaux réalisés dans le cadre de notre projet de fin d'étude consistent à étudier un bâtiment R+7 à double usage (habitation et commerce), ces travaux sont réalisés avec le matériau de couple (acier-béton).

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises au cours de notre cycle, d'approfondir nos connaissances à partir des documents techniques et réglementaires, d'appliquer les méthodes de calcul les plus récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception des structures des bâtiments.

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.

Par la suite, la méthode statique non linéaire "PUSHOVER" a été appliquée au même bâtiment, l'analyse "PUSHOVER" est un outil puissant et très utile qui peut aider les ingénieurs en structure à étudier plusieurs schémas de renforcement de bâtiments et à étudier de nouvelles structures qui se comporteront de manière appropriée lors de futurs séismes.

Les résultats obtenus à partir de l'analyse statique des structures en termes de capacité, et la détermination du point de performance qu'il donne une idée claire sur le degré de dommage de la structure et le mécanisme de ruine donnent une vue d'ensemble sur le comportement réel de la structure post élastique.

Références Bibliographiques :

- [1] Règlement Parasismique Algérien, document technique réglementaire DTR B.C 2-48, Modificatifs et compléments aux RPA 99, révision 2003.
- [2] Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-BAEL 91 révisé 99.
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, document technique réglementaire D.T.R- B.C 2-41, 1993.
- [4] Dar Kebira. M., Etude technique et analyse non linéaire d'un bâtiment R+8 en béton armé Mémoire d'obtention du diplôme du Master en génie civil, 2018, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 212 p.
- [5] Dr HOUTI FARID BRAHIM, Cours de Béton Armé
- [6] Dr BENMANSOUR-MEDDANE Nassima, Cours de génie parasismique, Justification de la sécurité.
- [7] AIT-RAMDANE I., Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques, Mémoire de Magister, soutenue en décembre 2014, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie, 96 p.
- [8] ZEBECHI.R.I. Etude comparative d'une structure en béton armé dans le domaine non linéaire au moyen d'un modèle en fibres et un autre en rotules plastiques. Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil, 2016, Université M'hamed-Bougara Boumerdes, 178p.
- [9] BOULAOUAD .A. ANALYSE NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE EN VOILE. . Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil, Universit. Mohamed Boudiaf - M'sila, 2016.
- [10] Boubegtiten. L, Bouziane A. Modélisation Nonlinéaire et Evaluation de la capacité sismique des voiles. Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil, 2015, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 94p.
- [11] Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic évaluation and rétrofit of concrète buildings", vol 1. Redwood City, California, 1996.
- [12] FEMA-365, "Prestandard and commentary for the seismic réhabilitation of buildings", Fédéral Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000.

- [13] Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance", Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, Belgium, Ref n° prEN 1998-1 :2004, 2004.
- [14] BELKHEIR, M.A., Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, Mémoire de Magister, Tizi-Ouzou, Algérie, 105 p.
- [15] Krawinkler H. and Seneviratna K, Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Engineering Structures, Vol.20, (452-464), 1998.
- [16] : Krawinkler H. Pushover Analysis: Why, How, When, and When Not to Use It, Proceedings of the 65th Annual Structural Engineers Association of California Convention, Maui, Hawaii, October 1-6, 1996.
- [17] LABIOD, Y. et CHAOUACHE, S., Vulnérabilité sismique d'un bâtiment d'habitation en portique auto-stable par la méthode Push-Over, Mémoire de Master, 2013, Constantine, Algérie, 107 p.
- [18] MAHBOUB, L. et MOULESSEHOUL, S., Etude des systèmes de contreventements des structures en béton armé par matériaux composites, Mémoire de Master, 2013, Tlemcen, Algérie, 113 p.
- [19] DROUNA, K., Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP, Mémoire de Magister, Constantine, Algérie, 146 p.
- [20] Evaluation des performances parasismiques des portiques en B.A renforcés par chemisages en béton armé et par bandage en CFRP, Mémoire de Magistères présenté à l'université de constantine Département de génie civil Spécialité Mécaniques des Matériaux sol et structures, présenté par : Drouna Karima ,146 page.
- [21] **Drouna .k**, Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP, Mémoire de Magister, 2010, UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU, Algérie, 146 p.
- [22] ZEBDJI, S. et BEN BOUZID, M., Analyse statique non linéaire par poussée progressive « push over » d'un bâtiment renforcé, Projet de fin d'études, 2008, 123 p.
- [23] Fédéral emergency management agency (FEMA 356). Prestandard commentary for the seismic rehabilitations of buildings. FEMA, 2000. Washington D.C.
- [24] KASSOUL, A., le Comportement Non Linéaire des Structures en Béton Armé, 2014, 38 p.
- [25] TEDJDITI, A, K. Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale. Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Ingénierie des structures. Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen. Soutenu le 12 Juin 2017,138 page.

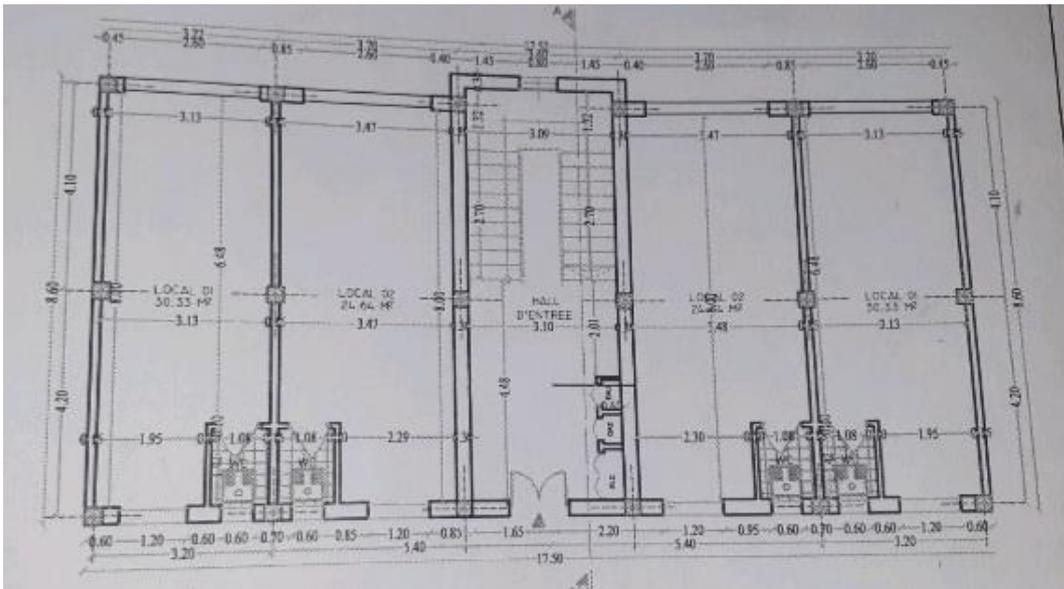
[26] Louzai, A. Evaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton armésur la base d'analyses statique et dynamique non-linéaires. Thèse en vue de l'obtention du doctorat en génie civil. Université de Tizi-Ouzou, 2016, Algérie, 118 p.

[27] Applied technology Council (ATC19). Structural réponse modification factors.ATC, 1995.

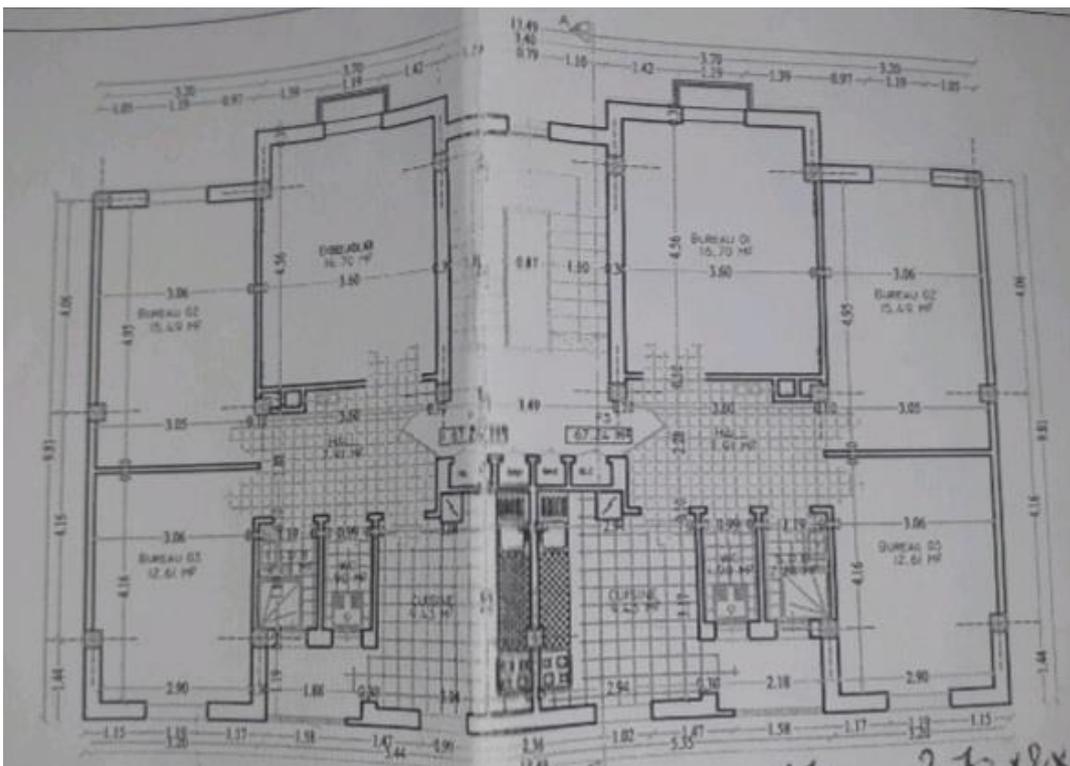
[28] DROUNA, K., Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP, Mémoire de Magister, Constantine, Algérie, 146 p.

[29] Hemsas Miloud, 2010, Modélisation par macro-élément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique, thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France.

Annexe :



Plan RDC



Plan Etage courant