

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 أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



## MEMOIRE

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

**En** : Génie Civil

**Spécialité** : Structure

**Par** : Bab El Ayat Mohammed

Grari Nadir

### Sujet

**DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION D'UN BATIMENT  
« R+8 AVEC SOUS SOL » AVEC MODELISATION DE JOINT  
SISMIQUE ENTRE 2 BLOCS « GAP »**

Soutenu publiquement, le 29/09/2022, devant le jury composé de :

Mme BENMANSOUR.N

Présidente

Mme BENADLA .Z

Examinatrice

Mme MEDJAHED.A

Encadrant

Mr BENYACOUB.A

Encadrant

Année universitaire : 2021 /2022



## Remerciements :

C'est une tâche remercions Dieu, le Tout Puissant, de nous avoir donné la volonté, le courage, la santé et la patience afin d'arriver à la finalité de ce modeste travail.

Notre cher Prophète « sallallahou alaihi oua sallam », dit bien difficile de trouver les plus justes mots pour exprimer ses mercis. C'est paradoxalement la dernière page que l'on rédige, mais qu'on croise en premier.

Tout d'abord, nous

:

"N 'a pas remercié Dieu, celui qui ne remercie pas les gens".

- Nous remercions nos parents qui nous ont beaucoup soutenus pendant toute la vie et qui continuent à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que nos frères et sœurs et certains membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre vie.
- Sans oublier nos chers et précisément amis que nous avons rencontrés à l'école ou même à l'extérieur nos chers amis de notre promotion.
- Nous remercions très sincèrement nos encadreurs, Mr.BENYACOUB Abdelhakim et Mme .MDJAHED Amina pour tous le savoir qui nous a apporté en master ainsi de nous avoir encadrer et diriger au cours de nos projet de fin d'étude. Aussi, pour leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances qui nous ont beaucoup aide pour élaborer ce travail.
  - Notre pensée va à tous les enseignants qui ont contribués à notre formation depuis le primaire.
  - Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Merci à tous.

## Dédicaces

" وما توفيقي الا بالله عليه توكلت و اليه انيب "

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail a :

Ma très chère mère, et la plus belle maman dans le monde qui m'a toujours  
donné l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi,

Mon très cher père, pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son  
amour et son sacrifice pour mener à terme mes études,

Mes frères et sœurs et ma famille « Bab El Ayat », et « Grari »

Mes meilleurs amis« B.oussama ,B.ilyas ,B.yassine, T.omar ,H.yacine » .et mes  
chers collègues.

BAB EL AYAT MOHAMED

GRARI NADIR

## RESUME

Ce projet présente une étude technico-dynamique d'une structure en béton armé à usage d'habitation, commerce et parking constitué d'un sous-sols et rez de chaussée plus (8) étages, implantée dans la wilaya TLEMEN. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003. Ce travail qui nous a été confié d'une part il est constitué d'une étude technique, qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91 modifiée 99) et d'autre part une modélisation du joint sismique entre deux blocs adjacents avec élément « GAP »

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, Modélisation, Séism, joint, RPA,BAEL91.

## ABSTRACT

This project presents a technico-dynamic study of a reinforced concrete structure for residential, commercial and parking consisting of a basement and ground floor plus (8) floors, located in the wilaya TLEMEN. This region is classified in seismic zone I according to the RPA99 version 2003. This work entrusted to us on the one hand it is constituted of a technical study, which is the analysis and the dimensioning of the building while applying the rules of construction in force (RPA99 version 2003, BAEL91 modified 99) and on the other hand modeling the seismic joint between two adjacent blocks with "GAP" element

**Key works:** Building, Reinforced concrete, Modelisation, Earthquake, joint, RPA,BAEL91.

## ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تقنية للهيكال الخرساني المقوى للسكن والتجاري وموقف للسيارات يتكون من طابق سفلي وطابق أرضي بالإضافة إلى (8) طوابق تقع في ولاية تلمسان. هذه المنطقة مصنفة في المنطقة الزلزالية I وفقاً لنسخة RPA99 2003. هذا العمل الذي كلفنا به من ناحية ، وهو مكون من دراسة فنية ، وهو تحليل وابعاد المبنى مع تطبيق قواعد البناء في القوة (RPA99) الإصدار 2003 ، BAEL91 تعديل (99) ومن ناحية أخرى نمذجة المفصل الزلزالي بين كتلتين متجاورتين مع العنصر « GAP »

مفصل , زلزال,تصميم , المسلحة الخرسانة , البناء :الكلمات المفتاحية

Remerciements :	2
Dédicaces .....	3
RESUME .....	4
ABSTRACT.....	4
ملخص.....	4
LISTE DE FIGURES.....	9
Listes des tableaux.....	11
Liste des notations et abréviations.....	13
Chapitre I : Présentation du projet .....	16
I.1.Introduction: .....	17
I.2.Présentation de l’ouvrage:.....	17
I.2.1.Présentation de l’ouvrage en carte:.....	17
I.2.2.Description géométrique de la structure:.....	17
I.3. Caractéristiques géotechniques du sol:.....	18
I.4. Conception de l’ouvrage : .....	18
I.4.1. Ossature :.....	18
I.4.2. Planchers :.....	18
I.4.3 Escalier : .....	19
I.4.4. Revêtement : .....	19
I.4.5. Isolation : .....	19
I.4.6 Maçonnerie : .....	20
I.4.7 Acrotère : .....	20
I.4.8. Ascenseur : .....	21
I.4.9. Fondations: .....	21
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	22
I.5.1. Béton: .....	22
I.5.1.1.Résistance du béton.....	22
I.5.1.2. Module de déformation longitudinale du béton:.....	23
I.5.1.3. Coefficient de poisson:.....	23
I.5.1.4 .Contrainte admissible de cisaillement :.....	23
I.5.1.5 . Les états limites :.....	23
I.5.2.Les armatures ( Les aciers ):.....	25
I.5.2.1 Les types d’aciers : .....	25
I.5.2.2 Contraintes limites :.....	25
I.5.2.3 Module d’élasticité longitudinal :.....	26
I.6. Hypothèses de calcul : .....	26
I.6.1 Béton : .....	26
I.6.2 Acier : .....	26
I.7 Sollicitations de calcul vis-a-vis des etats limite:.....	26
CHAPITREII:.....	28

Descente Des Charges .....	28
II.1.Introduction:.....	29
II.2 Détermination de la hauteur du plancher : .....	29
II.3.Descente des charges: .....	30
II.3.1.Plancher terrasse accessible: .....	30
II.3.2.Plancher terrasse inaccessible: .....	31
II.3.3.Plancher sous-sol:.....	31
II.3.4 Plancher RDC: .....	32
II.3.5.Plancher Etage courant :.....	32
II.3.7.Murs extérieurs(double parois): .....	33
II.3.8 Murs intérieures (cloisons):.....	33
II.4 .Escaliers: .....	34
II.4.1.Pré-dimensionnement:.....	34
II.5. Pré-dimensionnement :.....	37
II.5.1PLANCHER :.....	37
II.5.2 Les poutrelles:.....	37
II.5.3POUTRES:.....	38
II.5.3.1.Poutres Principales:.....	38
II.5.3.2.Poutres secondaires :(Chainages).....	38
II.5.3.3.Poteaux:.....	39
II.5.3.4.Pré-dimensionnement des voiles:.....	40
CHAPITREIII.....	42
III.Introduction :.....	46
III .1.Etude de l' Acrotère :.....	46
III.2.Etude de l'escalier:.....	56
III.2.1.Introduction :.....	56
III.3.Les types des poutrelles :.....	73
III.3.1.Détermination des efforts internes :.....	74
III.3.2.Résumé des sollicitations maximales pour les types des poutrelles : .....	80
III.3.3.Ferraillage des poutrelles : (flexion simple).....	81
III.3.4.Vérification de la flèche :.....	86
III.3.5. Longueur d'ancrage :.....	87
III.3.6.Tableau récapitulatif du ferraillage des poutrelles :.....	88
IV. Introduction: .....	91
IV.1.Méthodes d'estimation des forces sismiques :.....	91
IV.1.1Choix de la méthode de calcul :.....	93
Conclusion : .....	94
IV.2.La modélisation de la structure :.....	94
Vérification de la période fondamentale.....	98
IV.3.Détermination de la force sismique de chaque niveau : .....	101

IV.4.Vérification du coefficient de comportement R :.....	101
IV.5.Vérification vis-à-vis des déformations :.....	103
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : .....	105
IV.7. Justification de l'effort normal réduit :.....	107
Chapitre V :.....	109
V.1.Introduction :.....	110
V.2.Etude des poteaux :.....	110
V.2.1.Combinaisons de calcul :.....	110
V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :.....	110
V.2.3 Calcul du ferrailage :.....	112
V.2.3.1. Armatures longitudinales :.....	112
V.2.3.3. Vérification à l'état limite de service (ELS) :.....	122
V.2.4. Vérification au flambement :.....	123
V.2.5. Schéma du ferrailage :.....	125
V.3. Etude des poutres :.....	125
V.3.1. Introduction :.....	125
V.3.2.Combinaisons des charges :.....	125
V.3.3. Les recommandations du RPA99/V2003 : .....	126
V.3.4. Moments fléchissant et efforts tranchants :.....	126
V.3.5.Calcul de ferrailage :.....	128
V.3.6. Vérification des contraintes tangentielle.....	131
V.3.7.Tableau Récapitulatif :.....	131
V.3.8. Calcule des longueurs d'ancrage et de recouvrement :.....	132
V.3.9. Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :.....	133
V.3.10.Vérification de la flèche : D'après (C.B.A.93).....	133
V.3.11.Vérification des zones nodales :.....	134
V.4.Les voiles :.....	137
V.4.1.Introduction :.....	137
V.4.2. Combinaisons des charges :.....	137
V.4.3. Les recommandations du RPA99/V2003 : .....	138
V.4.3. Disposition des voiles :.....	139
V.4.4.Calcul des armatures :.....	140
V.4.4.2.Armatures horizontales :.....	145
V.4.5. Schéma du ferrailage:.....	149
Chapitre VI :.....	150
VI.1 Introduction :.....	151
V 2.Analyse statique non linéaire (PUSHOVER) :.....	151
VI.2.1 Définition:.....	151
VI.2.2 But de l'analyse Pushover :.....	152
VI.2.3 Les différents guides de l'analyse Pushover :.....	152

VI.2.4 Hypothèse d'élaboration de l'analyse « PUSHOVER » :	153
VI.2.5 Étapes de l'analyse pushover :	153
VI.2.6 Formulation de l'analyse statique non linéaire par poussée progressive (push over):	153
VI.2.7 Principes théoriques du calcul Pushover :	154
VI 2.8 Courbe de capacité :	154
VI2.8.1 Point de performance :	154
VI.2.8.2 Niveaux de dommages :	155
VI.2.8.3 Idéalisations bilinéaires de la courbe de Capacité :	156
VI.3 Application de l'analyse de « pushover » sur notre structure :	156
VI.3.1 Définition du comportement non linéaire de la structure :	156
VI.3.2 Définition du chargement de l'analyse pushover :	161
VI.4 Résultats de l'analyse pushover :	162
VI.4.1 Courbe de capacité :	162
VI.4.2 Mécanisme de ruine :	166
VII.5 Conclusion :	177
CHAPITRE VII	178
VII 1 Introduction :	179
VII 2. Histoires et pathologie de l'effet d'entrechoquement :	179
VII 3. Définition de l'entrechoquement :	179
VII 4. Solution de l'entrechoquement :	182
VII 5. Calcul de la distance entre les deux blocs :	184
VII 6. Évaluation d'entrechoquement par l'élément « Gap » :	186
VII 7. Gap élément:	186
VII. Les points d'entrechoquement de chaque étage :	190
VII 8 Conclusion :	196
ANNEXE :	<a href="#">197</a>

## LISTE DE FIGURES

Figure.I 1:Présentation de l'ouvrage en carte. ....	18
Figure.I 2Dimension en plan. ....	19
Figure.I 3: Plancher en corps creux. ....	20
Figure.I 4:Les éléments des escaliers ..... 20	20
Figure.I 5:le vide d'air entre les deux parois ..... 21	21
Figure.I 7:acrotère. .... 22	22
Figure.I 8:ascenseur..... 22	22
Figure.I 9:fondation ..... 23	23
Figure.I 10 : Diagramme contrainte de compression ..... 24	24
Figure.I 11: Diagramme de calcul à l'état limite de service..... 25	25
Figure.I 12: diagramme contrainte-déformation d'acier. .... 26	26
<b>Figure II 1Plancher terrasse accessible. .... 29</b>	<b>29</b>
Figure II 2: Dimension le panneau le plus grande..... 31	31
Figure II 3:Plancher terrasse inaccessible. .... 32	32
Figure II 4:Plancher dalle pleine..... 33	33
Figure II 5:Coupe transversale des murs extérieurs..... 34	34
Figure II 7: Schéma d'un escalier ..... 37	37
Figure II 8: Coupe transversale du plancher. .... 39	39
Figure III 1:Schéma de l'Acrotère ..... 44	44
Figure III 2:la section de calcul d'acrotère ..... 49	49
Figure III 3:Schéma du ferrailage del'acrotère60cm..... 52	52
Figure III 4:schéma d'un escalier..... 56	56
Figure III 5: Des escaliers..... 56	56
Figure III 6: Schéma d'un escalier avec une seule volée ..... 53	53
Figure III 7Schéma statique de l'escalier avec une seule volée..... <b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
Figure III 8:Schéma d'un escalier avec une seul ..... 67	67
Figure III 9: les types des poutrelles..... 74	74
Figure III 10: shéma statique la poutrelle de type 6 ..... 74	74
Figure III 11: shéma statique type 03 ..... 77	77
Figure III 12:d'ancrage des armatures..... 87	87
Figure III 13shéma de ferailage des poutrelles de la RDC..... 89	89
FigureIV 1: Spectre de réponse de l'accélération ..... 94	94
FigureIV 2:Translation selon XZ ..... 97	97
Figure:IV3Translation selon YZ ..... 97	97
Figure IV.4 : mode 03 rotation..... 98	98
Figure IV 5: schéma des forces..... 107	107
Figure V.1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux) ..... 113	113
Figure .V 2: Longueur de recouvrement..... 119	119
Figure V.3 : Ferrailage des poteaux (Etage 3) ..... 125	125
Figure V.4 : Ferrailage des poutres principales et secondaires..... 133	133
Figure V.5. Répartition des moments dans les zones nodales ..... 135	135
Figure V.6.1 : Disposition des voiles ..... 139	139
Figure V.6.2 : Disposition des voiles ..... 140	140
Figure V.7 : Voile soumis à la flexion..... 143	143
Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile (1) pour l' étage 1,2,3..... 149	149
Figure VI-1: Chargement incrémental distribué ..... 151	151
Figure VI-2: Endommagement correspondant à la Figure (VII-1) ..... 152	152
Figure VI-3 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [7]..... 153	153
Figure VI-4: Calcul Push over et courbe de capacité [10]..... 154	154
Figure VI-5: Courbe force-déplacement ou moment- rotation (courbe de déformation plastique)[8] ..... 155	155

Figure VI-6: Modèle bilinéaire équivalent. 1 .....	156
Figure VI-7 : Fenêtre principale d'USC_RC. ....	157
Figure VI-8 : Courbe moment – courbure.....	157
Figure VI-9 : Affectation des rotules plastique au Poteau choisit .....	158
Figure VI-10 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	159
Figure VI-11: Introduction des rotules plastiques aux poutres.....	160
Figure VI-12: Introduction des non linéarité des voiles.....	161
Figure VI-14: Définition du chargement de l'analyse push over (sens x-x).....	162
Figure VI 15 : Résultats de l'analyse push over.....	163
Figure VI 16 : Résultats de l'analyse push over .....	163
Figure VI 117 : Résultats de l'analyse push over.....	164
Figure VI 18 : Résultats de l'analyse push over .....	164
Figure VI 19 : Résultats de l'analyse push over .....	165
Figure VI-20 : Résultats de l'analyse push over.....	165
Figure VI-21 : La capacité spectrale de la structure dans la forme (Sa-Sd) sens x-x .....	166
Figure VI-22 : Capacité spectrale de la structure dans la forme (Sa-Sd) sens y-y. ....	166
Figure VI-23 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens y-z.....	167
Figure VI-24 : Développement des rotules plastiques obtenues par .....	168
Figure VI-25 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens x-y. ....	169
Figure VI 26 : Développement des rotules plastiques .....	169
Figure VI-27 : Idéalisation selon le FEMA – 356 sens X-X.....	172
Figure VI-28 : Idéalisation selon le FEMA – 356 sens Y-Y.....	172
Figure VI-29 : Ductilité en déformations. [13] .....	173
Figure VI 30 : Résultats de l'analyse push over. L'interprétation .....	177
Figure VII 1 : a) l'entrechoquement de deux bâtiments similaire .....	179
Figure VII 2.: Comportement des bâtiments adjacents lors du séisme. ....	180
Figure VII 3.: Représentation de différentes situations d'entrechoquement .....	180
Figure VII 4: Ouverture entre deux bâtiments(Boumer des, .....	180
figure VII 5 :: Séparation des deux bords des bâtiments adjacents.....	181
Figure VII 6:: Effondrement des planchers du milieu.....	181
Figure VII 7 : largeur minimum du jointsismique selon.....	183
FigureVIII 8: Modélisation des deux blocs adjacents. ....	185
Figure VIII 9 : Graphe d'accélération en fonction du temps du séisme .....	185
Figure VII.10 : L'élément non linéaire GAP .....	186
Figure VII11 : Photos d'un Gap entre les deux blocs .....	187
Figure VII12 : Mouvement harmonique des deux blocs .....	188
Figure VII.13 : Mouvement harmonique des deux blocs.....	188
Figure VII.14 : Mouvement des deux blocs pour Mode 1 .....	189
Figure VII.15 : Mouvement des deux blocs pour Mode 2 .....	189
Figure VII.16 : Mouvement des deux blocs en 3D .....	190
Figure VII.17: Les points d'entrechoquement 1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 6 .....	190
Figure VII.18 : Les points d'entrechoquement 7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 11 .....	191
Figure VII.19 : Les points d'entrechoquement 12 ; 13 ; 14 ; 15 ; 16 .....	191
Figure VII.20 : Les points d'entrechoquement 17 ; 18 ; 19 ; 20 ; 21 .....	192
Figure VII.21 : Les points d'entrechoquement 22 ; 23 ; 24 ; 25 ; 26 .....	192
Figure VII.22 : Les points d'entrechoquement 27 ; 28 ; 29 ; 30 ; 31.....	193
Figure VII.23 : Les points d'entrechoquement 37 ; 38 ; 39 ; 40 ; 41 .....	193
Figure VII.24 : Les points d'entrechoquement 37 ; 38 ; 39 ; 40 ; 41 .....	194
Figure VII.25 : Les points d'entrechoquement 42 ; 43 ; 44 ; 45 ; 46.....	194
Figure VII.26 : Les points d'entrechoquement 47 ; 48 ; 49 ; 50 ; 51 .....	195

## Listes des tableaux

Tableau I 1:Dimension en élévation .....	19
Tableau II 1:Plancher terrasse accessible. ....	31
Tableau II 2:Plancher terrasse inaccessible.....	32
Tableau II 3:Plancher sous-sol. ....	32
Tableau II 4:Plancher RDC.....	33
Tableau II 5:Plancher étage courant. ....	33
Tableau II 6: Descente de charges balcon en dalle pleine. ....	34
Tableau II 7:Murs extérieurs(double parois) .....	34
Tableau II 8: Murs intérieurs.....	34
Tableau II 9:Charges appliquées à l'escalier .....	37
Tableau II 10: récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux et des poutres.....	41
Tableau II 11:valeurs d'épaisseurs de voiles .....	42
Tableau III 1:les charges de l'acrotère.....	47
Tableau III 2:Efforts et moments des acrotères.....	48
Tableau III 3: Ferrailage de l'acrotère60cm .....	50
Tableau III 4: Ferrailage de l'acrotère120cm .....	53
Tableau III 5: évaluation des sollicitations(2volées) .....	60
Tableau III 6: Ferrailage des escaliers(2volées) .....	62
Tableau III 7: Récapitulation du ferrailage des escaliers .....	65
Tableau III.9 : Evaluation des sollicitations (1 volée).....	67
Tableau III 10: Ferrailage d'escaliers(1volée) .....	69
Tableau III 10:Ferrailage des deux types d'escalier .....	73
Tableau III 11:Tableau des moments et efforts tranchants type01.....	80
Tableau III 12:Tableau des moments et efforts tranchantstype02. ....	80
Tableau III 13:Tableau des moments et efforts tranchants type03.....	80
Tableau III 14:Tableau des moments et efforts tranchants type04.....	80
Tableau III 15:Tableau des moments et efforts tranchants type05.....	80
Tableau III 16:Tableau des moments et efforts tranchants type06.....	81
Tableau III.17 : Tableau d'ancrage des armatures .....	88
Tableau III.18 : Tableau du ferrailage des poutrelles.....	88
Tableau IV.1 : Classification de site.....	93
Tableau IV2 : Valeurs des pénalités Pq (Portiques seulement).....	95
Tableau IV.3 : périodes et pourcentages de participation massique.....	96
Tableau IV.4 : Poids des différents étages.....	100
Tableau IV.5 : La force sismique de chaque niveau.....	102
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -x-.....	104
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -y-.....	104
Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -x-)......	104
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -y-)......	105
Tableau IV.10 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit .....	106
Tableau V.1 Sollicitations maximales à ELU :.....	111
Tableau V.2 : Sollicitations maximales accidentelles (G+Q±E).....	111
Tableau V.3 : Sollicitations maximales accidentelles (0,8G±E) .....	112
Tableau V.4 : Sollicitations maximales à ELS.....	112
Tableau V.5 : La longueur de la zone nodale pour les poutres.....	113
Tableau V.6 : La longueur de la zone nodale pour les poteaux .....	114
Tableau V.7 : les sollicitations des poteaux ( $N_{max}$ , $M_{cor}$ ).....	114
Tableau V.8: les sollicitations des poteaux ( $M_{max}$ , $N_{cor}$ ).....	116
Tableau V.9: Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.....	117

Tableau V.10 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/V2003 .....	118
Tableau V.11 : Ferrailages longitudinaux adopté pour les poteaux.....	118
Tableau V.12 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.....	119
Tableau V.13 : Vérification spécifique sous sollicitations Normales.....	120
Tableau V.14 : Les armatures transversales des poteaux.....	122
Tableau V.15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers.....	123
Tableau V.16 : Vérification du flambement pour les poteaux.....	125
Tableau V.17 : Sollicitations maximales dans les poutres principales.....	127
Tableau V.18 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaires.....	128
Tableau V.19 : Vérification des contraintes en travée.....	129
Tableau V.20 : vérification des contraintes en travée.....	130
Tableau V.21 : Vérification des contraintes tangentielles.....	131
Tableau V.22 : Ferrailage des poutres principales.....	132
Tableau V.23 : Ferrailage des poutres secondaires.....	133
Tableau V.24 : Tableau d'ancrage des armatures.....	133
Tableau V.25 : Les valeurs des flèches des poutres sont résumées dans le tableau suivant :.....	134
Tableau V.26 : Moments résistants dans les poteaux.....	136
Tableau V.27 : Moment résistant dans les poutres.....	136
Tableau V.28 : Vérification de la zone nodale.....	136
Tableau V.29 : Sollicitations maximales des voiles (1).....	140
Tableau V.30 : Sollicitations maximales des voiles (2).....	141
Tableau V.31 : Sollicitations maximales du voile (3).....	141
Tableau V.35 : Vérification des voiles au cisaillement.....	145
Tableau V.36 : Ferrailage des Voiles (1).....	147
Tableau V.37 : Ferrailage des Voiles (1).....	147
Tableau V.38 : Ferrailage des Voiles (2).....	148
Tableau V.39 : Ferrailage des Voiles (3).....	148
Tableau VI-1: Développement des Rotules Plastiques.....	170
Tableau VI-2 : Valeurs de coefficient $C_0$ [12].....	171
Tableau VI-3 : Valeurs du coefficient $C_2$ [12].....	172
Tableau VI-4 : Paramètres utilisés pour le calcul du déplacement cible.....	172
Tableau VI-5: Paramètres utilisés pour le calcul du coefficient de comportement.....	174
Tableau VI-6 : Valeurs du coefficient de comportement .....	175
Tableau VI-7 : Paramètres utilisés pour le calcul du $K_p$ et du $I_d$ .....	177

## Liste des notations et abréviations

- G** : Action permanente.  
**Q** : Action d'exploitation.  
**E**: Action accidentelle.  
**S<sub>g</sub>**: Accélération à la base due à l'activité sismique.  
**ATC** : Applied Technology Council.  
**BAEL** : Béton Armé aux Etats Limites.  
 $\bar{\sigma}_{bc}$ : Contrainte admissible du béton.  
 $\sigma_{bc}$ : Contrainte du béton.  
 $\bar{\sigma}_{st}$ : Contrainte admissible d'acier.  
 $\sigma_{st}$  : Contrainte d'acier.  
 $\bar{\tau}$ : Contrainte admissible de cisaillement  
 $\tau_u$ : Contrainte ultime de cisaillement.  
 $f_{bc}$ : Contrainte de calcul  
 $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité de béton.  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité d'acier.  
 $\Theta$  : Coefficient d'application.  
**C. V** : Condition vérifié.  
**v** : Coefficient de poisson.  
**A** : Coefficient d'accélération de zone.  
**R**: Coefficient de comportement global de la structure.  
 **$\beta$** : Coefficient de pondération.  
 **$\beta_0$**  : coefficient d'amplification spectrale.  
**C<sub>t</sub>** : Coefficient de période.  
**K** : Coefficient de raideur du sol.  
 $\phi$  : Courbure.  
 $\phi_y$  Courbure élastique.  
 $\phi_u$  Courbure ultime.  
**E<sub>ij</sub>**: Déformations instantanées.  
**E<sub>vi</sub>**: Déformations différées.  
**d**: Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures  
**d'** : Distance entre les armatures et la fibre neutre.  
**DDL** : Degré De Liberté.  
**(a ; b)** : Dimensions du poteau.  
 $\phi_l$ : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal.  
 $\phi_t$ : Diamètre d'une barre d'acier transversale.  
 $\Delta_k$ : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1.  
 **$\delta_e$** : déplacement élastique.  
 **$\delta_u$** : déplacement ultime.  
 $\sigma_{bc}$ : Déformation du béton en compression.  
**H<sub>p</sub>** : Epaisseur de plancher.  
**T<sub>u</sub>** : Effort tranchant ultime.  
**T** : Effort tranchant.  
**V** : Effort tranchant à la base.  
**St**: Espacement zone nodale.  
**St'**: Espacement zone courante.  
**N**: Effort normal.  
**V<sub>K</sub>**: effort tranchant d'étage au niveau 'K'.  
**P –  $\Delta$**  : est un effet non linéaire de second ordre  
**ELU** : Etat limite ultime.  
**ELS** : Etat limite service

**EC** : Eurocode.  
 **$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement.  
**D** : Facteur d'amplification dynamique.  
 **$\xi$** : Facteur d'amortissement critique.  
**Q**: Facteur de qualité.  
 **$\mu$** : Facteur de ductilité de la structure  
**FEMA** : Federal Emergency Management.  
**he** : Hauteur libre d'étage.  
**H<sub>K</sub>** : Hauteur d'étage 'K'.  
 **$\lambda$**  : L'élancement mécanique des poteaux.  
**T** : La période fondamentale de la structure.  
**L<sub>f</sub>**: Longueur de flambement.  
 **$\lambda_g$** : L'élancement géométrique  
**l<sub>s</sub>**: Longueur de scellement droit.  
**R**: Le facteur de comportement  
**R <sub>$\mu$</sub>** : Le facteur de ductilité.  
**f<sub>e</sub>**: Limite élastique d'acier.  
 **$\delta$**  : le drift.  
**R<sub>s</sub>**: Le facteur de sur-résistance  
**RR**: Le facteur de redondance  
**RPA** : le règlement parasismique Algérien  
**I<sub>x</sub>, I<sub>y</sub>**: Moment d'inertie.  
 **$\mu$**  : Moment ultime réduit.  
**M<sub>u</sub>** : Moment fléchissant à l'état limite ultime.  
**M<sub>s</sub>** : Moment fléchissant à l'état limite service.  
**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.  
**M<sub>a</sub>** : Moment en appuis.  
**[K]** : Matrice de rigidité à la flexion de la structure.  
**G** : Module de cisaillement.  
**MEF**: Méthode des Eléments Finis.  
**T** : Période propre.  
**WT**: Poids total de la structure.  
**W<sub>i</sub>** : Poids sismique au niveau « i ».

**K<sub>v</sub>**: Rigidité de translation verticale de la fondation  
**K<sub>H</sub>**: Rigidité de translation horizontale de la fondation  
**ROT R1,2,3** :Rigidité de rotation autour x,y,z  
**RDC** : Rez-de-chaussée.  
**f<sub>cj</sub>**: Résistance à la compression.  
**f<sub>jt</sub>**: Résistance à la traction.  
**f<sub>c28</sub>**: Résistance caractéristique a 28jours.  
**A<sub>st</sub>**: Section d'armature.  
**i<sub>x</sub>, i<sub>y</sub>** : Rayon de giration.  
**.Br** : Section réduite.  
**.v** : viscosité.  
 .

## Introduction général :

La moitié environ de la croissance urbaine au niveau mondial est due à l'accroissement naturel de la population. Cette croissance augmente la demande de construction urbanisme .pour cela il faut faire des études sur tous les constructions pour éviter toutes les pertes matérielles et humaines. La structure qui concerne l'aménagement des espaces publics et privés dans le monde, ainsi que le degré de connectivité et d'accessibilité. Il est également lié à l'espace .un ensemble de théories et de techniques d'analyse.

Notre projet se trouve à Tlemcen sur un site classé en zone de faible sismicité (zone 1). Le but est basé sur le calcul non linéaire par, l'analyse push over des deux bâtiments adjacent en béton armé avec un joint sismique plus une étude détaillée. Le bâtiment est constitué essentiellement d'un sous-sol plus rez de chaussé et huit étage sont à usage d'habitation.

L'objectif de notre travail se résume en trois points essentiels. Le premier est consacré à une étude détaillée d'une structure en béton armé. Ce bâtiment sera étudié en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99V2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R BC2.2. ..., le deuxième concerne l'analyse dynamique non linéaire de ce même bâtiment par la méthode statique non linéaire en poussée progressive « Push over »et pour le troisième point contient l'étude de joint sismique entre deux blocs avec élément « GAP ».

Notre travail est structuré comme suit :

- Le premier chapitre consiste à la présentation du bâtiment.
- Le deuxième chapitre est consacré a la descente des charges et 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 avec méthode statique équivalente.
- Le cinquième chapitre contient l'étude des élément structuraux (poteaux-poutre-voile) avec leur ferrailage.
- Sixième chapitre : Analyse statique non linéaire méthode « push over ».
- Septième chapitre c'est l'étude d'entrechoquement entre deux blocs adjacent élément « GAP ».

# **Chapitre I :** **Présentation du** **projet**

## I.1.Introduction:

En génie civil, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur les quelles l'ingénieur va prendre appui pour répondre à certaines exigences indispensable à son exploitation, afin d'assurer la sécurité, la durabilité, ainsi que le facteur d'économie qui doit être pris en compte.

## I.2.Présentation de l'ouvrage:

Le projet à étudier est un bâtiment de R+8 à usage commercial et habitation, constitué de:

- Un sous-sol désigné comme parking .
- RDC usage particulier local commercial + appartement (F2).
- 8 étages comportant des habitations composées de 61 logements (F2,F3).

Le bâtiment sera implanté à Tlemcen, classé selon règlement parasismique Algérien (RPA,99) v2003, zone faible sismicité(ZI).

### I.2.1.Présentation de l'ouvrage en carte:

#### Position de projet

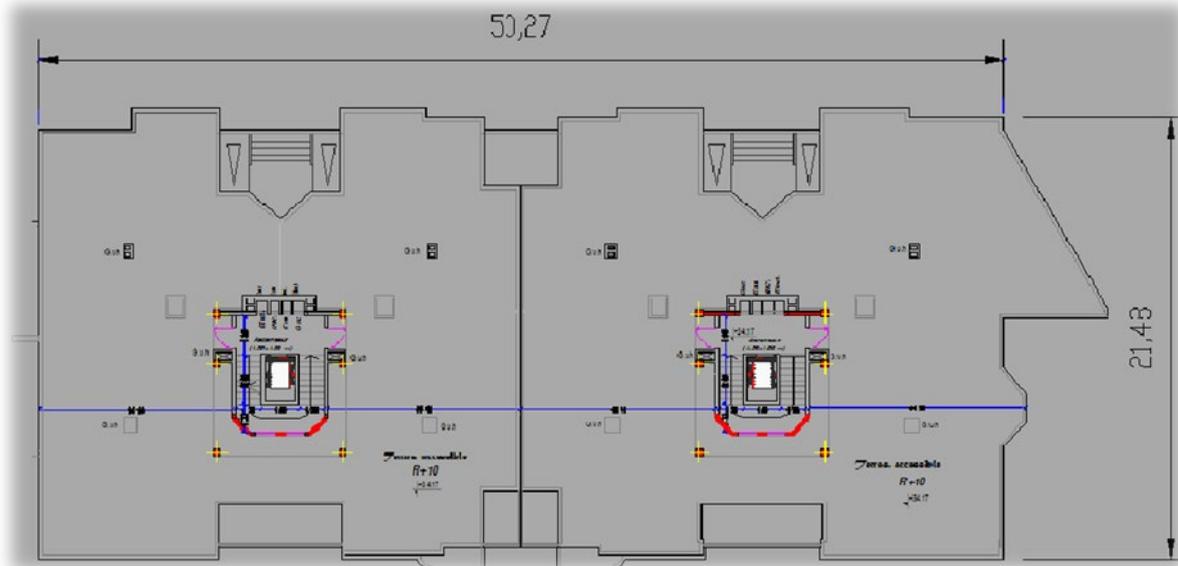


[1]Figure.I 1:Présentation de l'ouvrage en carte.

### I.2.2.Description géométrique de la structure:

#### a) Dimensionnement en plan:

La structure étudiée présente une forme rectangulaire, nous présentons dans la figure I. 2



**Figure.I 2:**Dimension en plan (21.48x50.27) m<sup>2</sup>.

Les caractéristiques géométriques sont représentées dans le tableau suivant :

HAUTEUR (m)	H <sub>(tot)</sub>	H <sub>(Entresol)</sub>	H <sub>(RDC)</sub>	H <sub>(1<sup>er</sup> Etage courant)</sub>	( Etage courant)reste
<b>Bloc</b>	30.93	-2.88	0	3.57	3,06

**Tableau I 1:**Dimensions en élévation

### I.3. Caractéristiques géotechniques du sol:

D'après le rapport du sol, le sol d'assise de construction présente les caractéristiques suivantes:

- La contrainte du sol est  $\sigma_{sol} = 3$  bars, pour un ancrage  $D = 2$ m.
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 35^\circ$ .
- La cohésion  $C = 0$  (sol pulvérulent).

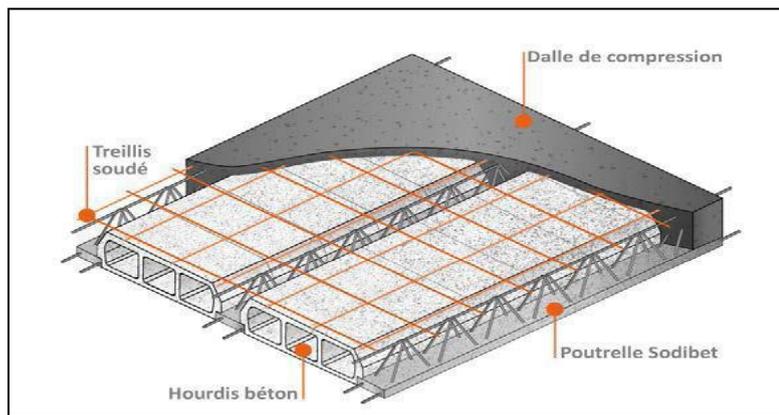
### I.4. Conception de l'ouvrage :

#### I.4.1. Ossature :

Cette structure est 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.4.2. Planchers :

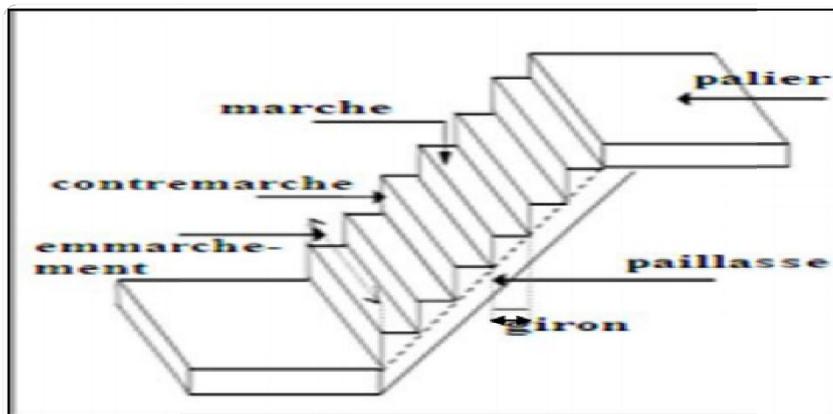
- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux (Figure I.3)
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (étanchéité multicouche) et une pente moyenne de 10% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Les planchers des balcons sont prévus en dalle pleine.



**Figure. I 3:** Plancher en corps creux.

### I.4.3 Escalier :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse réalisés en béton armé coulé surplace.



**Figure. I 4:** Les éléments des escaliers

### I.4.4. Revêtement :

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

### I.4.5. 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

L'isolation thermique(FigureI.5) est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.



**Figure. I 5:**le vide d'air entre les deux parois

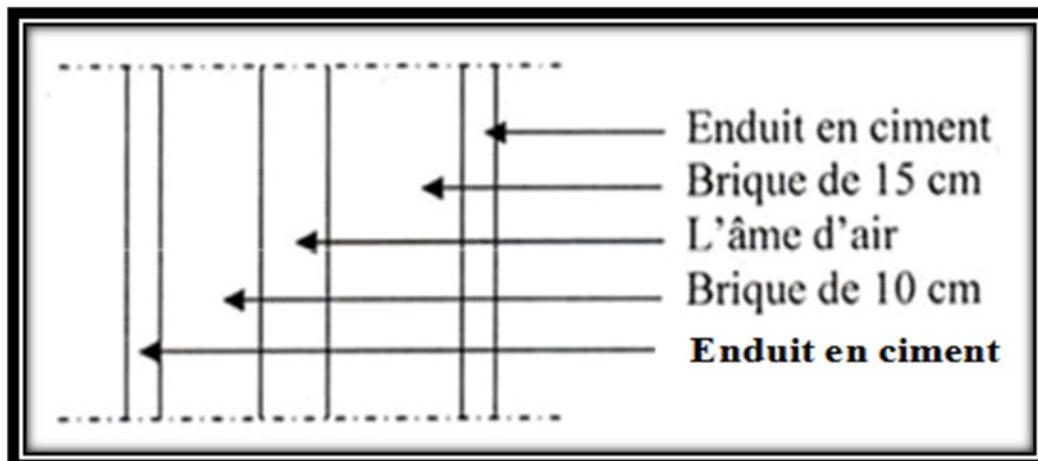
## I.4.6 Maçonnerie :

### a. Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuse extérieur de 15 cm d'épaisseur et intérieur de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm pour l'isolation thermique, d'où l'épaisseur du mur est de 30 cm.

### b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en 2 types de briques creuses de 10 et de 15 cm d'épaisseur.



**Figure. I 6:**mur extérieur (double parois)

## I.4.7 Acrotère :

La terrasse étant accessible et inaccessible sont entourée d'un mur de garde-corps en béton armé d'une hauteur de 120 cm et 60cm d'une épaisseur de 10cm.

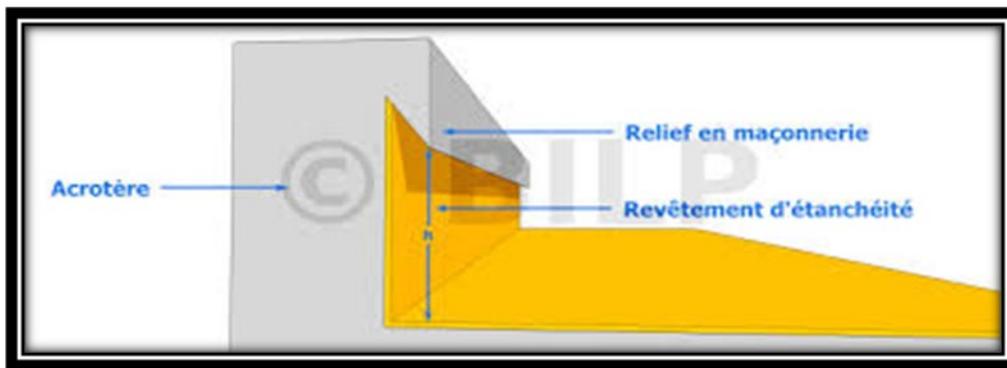


Figure. I 7:acrotère.

### I.4.8. Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur, comportant une cabine permettant le déplacement des personnes entre les différents étages du bâtiment.

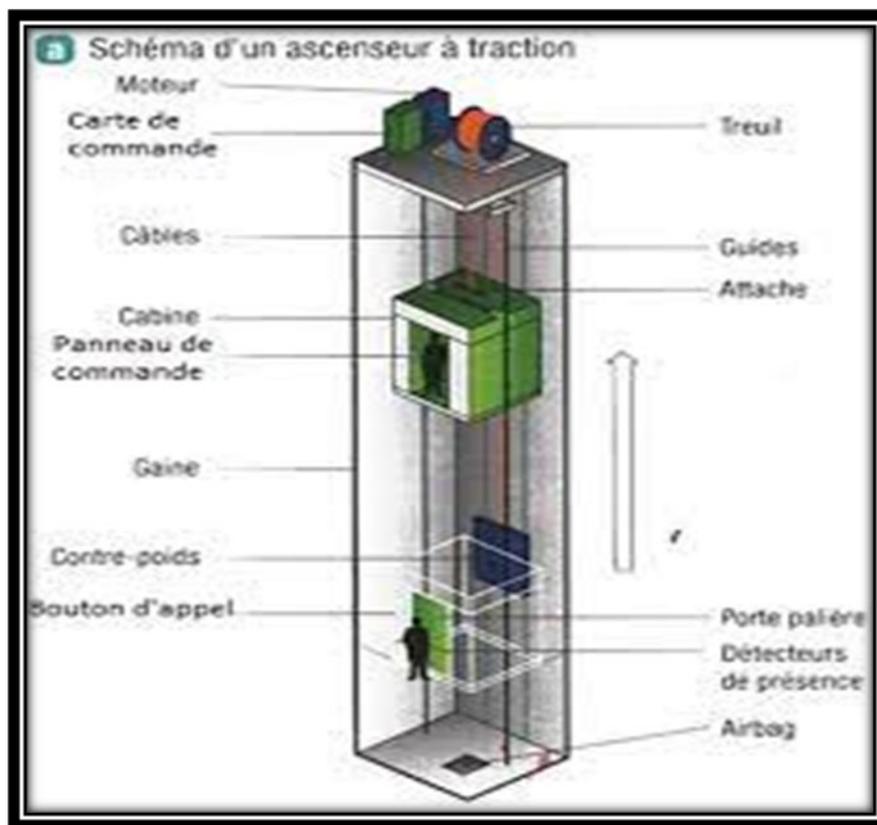


Figure. I 8:ascenseur.

### I.4.9. Fondations:

Le poids du bâtiment repose sur le sol (ou la roche). Donc les fondations transfèrent le poids du bâtiment au sol. La plupart des bâtiments ont une sorte de structure de fondation directement sous chaque poteau principal, de manière à transférer les charges du poteau directement au sol.

La transmission des charges par la super structure au sol est assurée par le radier nervuré.



Figure. I 9:fondation

## I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les règles techniques 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 99v2003 sont exigés et doivent caractériser les matériaux utilisés dans la construction

### I.5.1. Béton:

Le béton est un mélange de sable, de ciment, de granulats et d'eau.

Lorsque nous parlons de béton dans le secteur du bâtiment, nous parlons de béton armé. Son nom complet est béton de ciment renforcé, c'est un béton qui contient des barres d'acier. Cette combinaison fonctionne très bien, car le béton est très résistant à la compression, facile à produire sur place et peu coûteux, et l'acier est résistant à la traction.

#### I.5.1.1.Résistance du béton

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm<sup>2</sup> de section, avec une hauteur de 32 cm et un diamètre de 16 cm.

##### • Compression :

Pour  $f_{c28} \leq 40$  MPa :  $f_{cj} = \frac{j}{+0.83j} f_{c28}$  Si  $j < 28$  jours

$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$  Si  $j > 28$  jours

Pour  $f_{c28} > 40$  MPa :  $f_{cj} = \frac{j}{0.95j} f_{c28}$  Si  $j < 28$  jours

$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$  Si  $j > 28$  jours

• **Traction** : La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

### I.5.1.2. Module de déformation longitudinale du béton:

• Module instantané :  $E_i = 11000 f_{t28} = 32164,195 \text{ MPa}$ .

Pour le calcul sous charges de courte durée (<24h)

- Module différé :  $E_v = 3700 f_{t28} = 10818,9 \text{ MPa}$ .
- Pour le calcul sous charges de courte durée (>24h)

### I.5.1.3. Coefficient de poisson:

$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

### I.5.1.4 .Contrainte admissible de cisaillement :

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

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

La contrainte ultime de cisaillement dans une section en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $T_u$ .

Avec :  $b_0$  : Largeur de la section ;  $d$  : Hauteur utile ( $d=0.9h$ )

### I.5.1.5. Les états limites :

• Etat limite ultime de résistance « ELU » :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

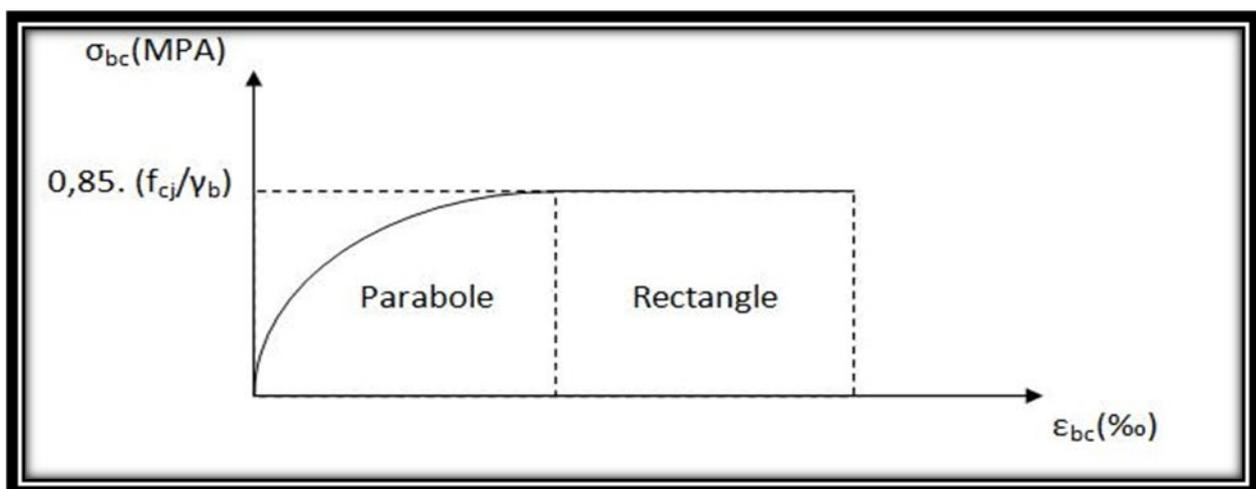


Figure. I 10 : Diagramme contrainte de compression

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité  $\left\{ \begin{array}{l} 1.5 \text{ cas général} \\ 1.15 \text{ cas accidentel} \end{array} \right.$

$$f_{c,j} = \frac{0,85 \times f_{c,j}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec  $f_{bc}$  : Déformation de béton à l'ELU

$\theta$  : Facteur de durée d'application des charges  $\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ durée} > 24\text{h} \\ 0,9 \text{ durée} < 24\text{h} \\ 0,85 \text{ durée} < 1\text{h} \end{array} \right.$

Contrainte de calcul pour  $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

$\epsilon_{bc}$  : La déformation du béton à la compression

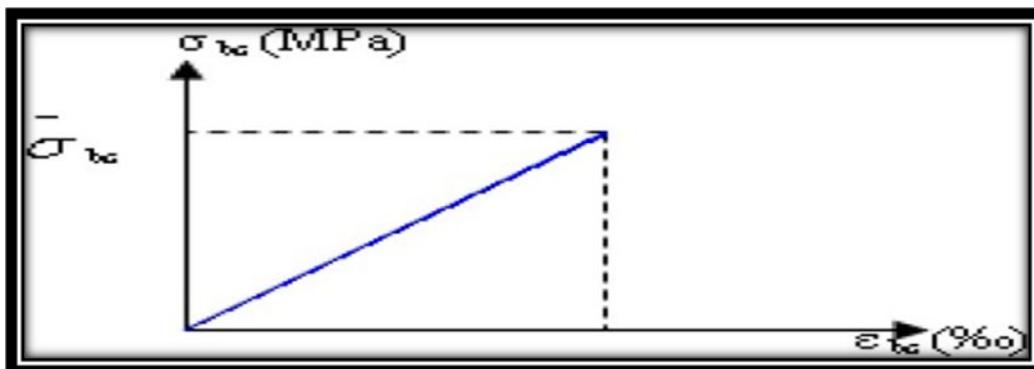
$f_{c,j}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

D'où la contrainte  $\sigma_{bc}$  est en fonction de son raccourcissement:

$$\left. \begin{array}{l} 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \implies \sigma_{bc} = \frac{f_{bc} \cdot (1 - (2 \times 10^{-3} - \epsilon_{bc})^2)}{2 \times 10^{-3}} \\ 2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \implies \sigma_{bc} = f_{bc} \end{array} \right\}$$

- **Etat limite service de résistance « ELS » :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique.



**Figure.I 11:** Diagramme de calcul à l'état limite de service

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

## I.5.2. Les armatures (Les aciers):

Les armatures en acier doivent supporter les efforts de traction dans les éléments fléchis et tendus, et de renforcer les sections des pièces comprimées. La caractéristique importante de l'ossature en acier est sa flexibilité. Il peut se courber sans se fissurer, ce qui est un autre grand avantage. La troisième caractéristique de l'acier est sa plasticité ou sa ductilité, cette propriété permet aux bâtiments en acier de se déformer, avertissant ainsi les habitants de s'échapper.

Dans la plupart des cas, l'acier est beaucoup plus performant en tremblement de terre que la plupart des autres matériaux en raison de ces propriétés.

### I.5.2.1 Les types d'aciers :

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

#### ❖ Les ronds lisses (R.L) :

- Fe E 215 MPa
- Fe E 235 MPa

#### ❖ Les hautes adhérences (H.A) :

- Fe E 400 MPa
- Fe E 500 MPa

#### ❖ Les treillis soudés (T.S) :

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 3,5$  mm
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 5$  mm

### I.5.2.2 Contraintes limites :

#### ❖ Etat limite ultime « ELU » :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation, tels que représenté sur la figure I.12

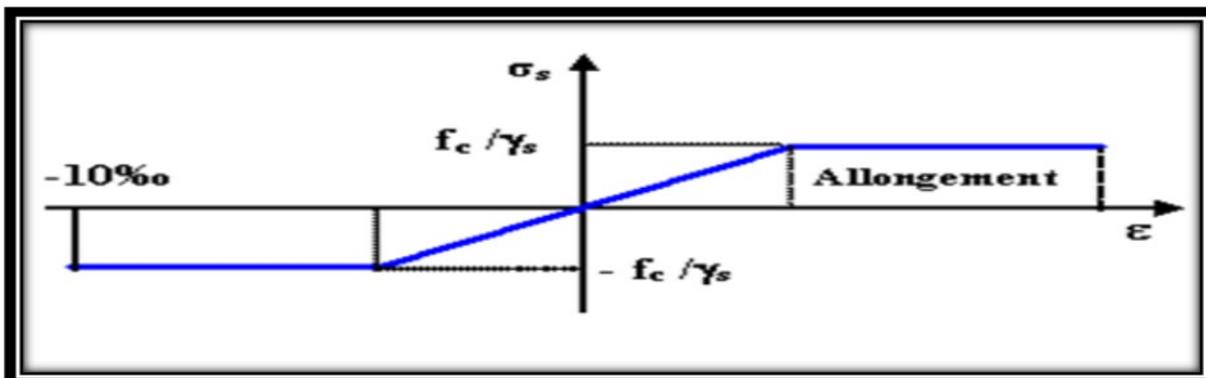


Figure. I 12: diagramme contrainte-déformation d'acier.

Tels que :

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas de situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$  cas de situation générale.

❖ **Etat limite de service« ELS » :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures

- Fissuration peu nuisible  $\implies \overline{\sigma_{st}}$  pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable  $\implies \overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} = \min (2/3f_e ; 110 \eta f_{tj})$ .
- Fissuration très préjudiciable  $\implies \overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} = \min (1/2f_e ; 90\eta f_{tj})$ .

$\eta$  : Coefficient de fissuration:

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :  $\sigma_{st} = 25$  MPa.

### **I.5.2.3 Module d'élasticité longitudinal :**

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier :  $E = 200000$  MPa.

## **I.6. Hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

### **I.6.1 Béton :**

La résistance du béton à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa

La résistance du béton à la traction à 28 jours :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1$  MPa

Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours :  $E_i = 32164,20$  MPa

Le module d'élasticité différé de béton :  $E_{v28} = 10818,87$  MPa

### **I.6.2 Acier :**

Armatures longitudinales : FeE400 HA  $f_e = 400$  MPa

Armatures transversales : FeE235 HA  $f_e = 235$  MPa

Treillis soudés (pour la dalle de compression)  $150 \times 150$  mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 6$  mm

Module d'élasticité longitudinal :  $E_s = 200000$  MPa.

## **I.7 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limite:**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes :

**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 :

$G+Q\pm E$

$G+Q\pm 1,2E$

$0,8G\pm E$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

# **CHAPITRE II:**

## **Descente Des Charges**

## II.1.Introduction:

L'évaluation des différents éléments résistants : poteaux, poutres, voiles et autres, passent impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré-dimensionnement qui sera fait selon les règles du **B.A.E.L 91** et du **RPA99 V 2003**. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharge pour chaque élément porteur de tous les niveaux et jusqu'à la fondation.

Les charges réglementaires sont:

- **Les charges permanentes « G »** : présentent le poids mort, ce sont des actions dont les intensités sont constantes ou très peu variables dans le temps.
- **Les charges d'exploitation « Q »** : sont des actions dont les intensités varient de façon importante dans le temps et qui sont définies par les conditions d'utilisation de l'ouvrage.

## II.2 Détermination de la hauteur du plancher :

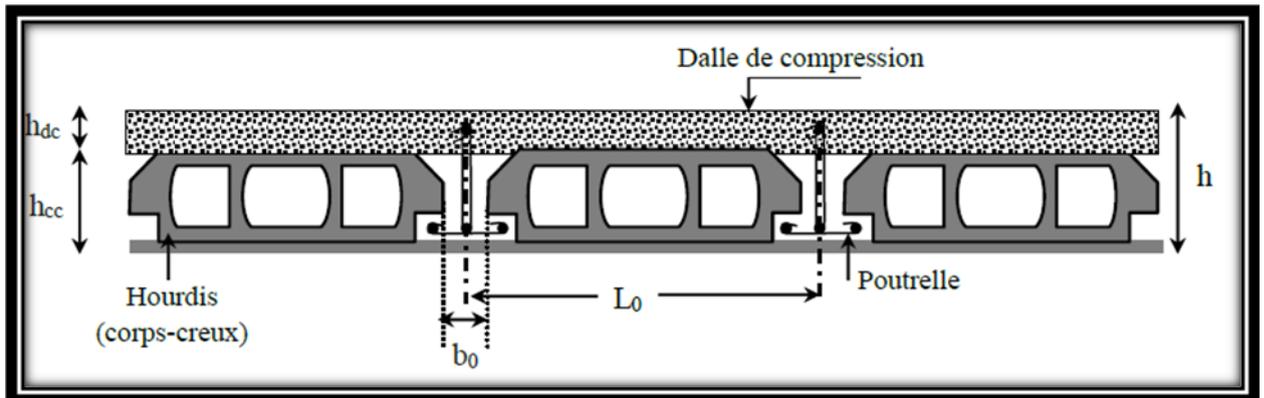


Figure II 1:Plancher terrasse accessible.

L'épaisseur des planchers à corps creux est estimée à partir de la condition de la flèche admissible :  $ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

L : longueur de la poutrelle entre nus d'appui

ht: Hauteur du plancher

Dans le projet, on aura :  $ht \geq \frac{436}{22.5} = 19.37 \text{ cm}$

On peut donc conclure que la hauteur du plancher est 25 cm (20 + 5).

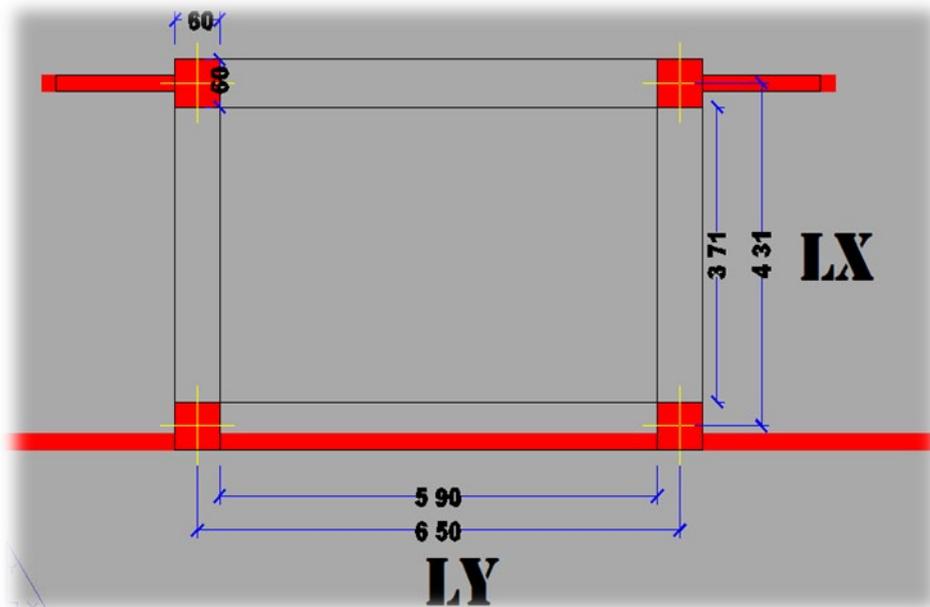


Figure II 2: Dimensions du panneau le plus grande

## II.3.Descente des charges:

### II.3.1.Plancher terrasse accessible:

Désignation	e(m)	poids(kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage + mortier de pose	0.02	1.18
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle en corp creux	0.25	3.30
Isolation thermique	0.04	0,16
Enduit en plâtre	0.02	0.2
<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>5.20</b>	
<b>Q(KN/ m<sup>2</sup>)</b>	<b>1,50</b>	

Tableau II 1:Plancher terrasse accessible.

### II.3.2. Plancher terrasse inaccessible:

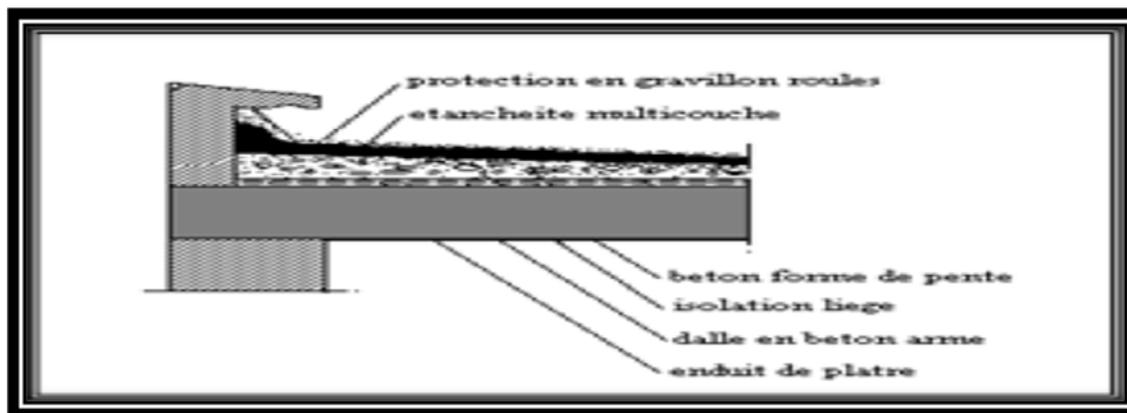


Figure II 3: Plancher terrasse inaccessible.

Designation	e(m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Protection gravillon</b>	<b>0.04</b>	<b>0.80</b>
<b>Forme de pente en béton léger</b>	<b>0.1</b>	<b>2.20</b>
<b>Etanchéité multicouche</b>	<b>0.02</b>	<b>0,12</b>
<b>Isolation thermique</b>	<b>0.04</b>	<b>0.16</b>
<b>Dalle en corp creux</b>	<b>0.25</b>	<b>3.30</b>
<b>Enduit en plâtre</b>	<b>0.02</b>	<b>0.2</b>
<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>6.78</b>	
<b>Q(KN/ m<sup>2</sup>)</b>	<b>1,00</b>	

Tableau II 2: Plancher terrasse inaccessible.

### II.3.3. Plancher sous-sol:

Désignation	e(m)	$\rho$ (kN/)	G(KN/m <sup>2</sup> )
<b>Charpe en béton</b>	0.04	18	0.72
<b>Dalle en corp creux</b>	0.25	13.2	3.30
<b><sup>2</sup>Enduit en ciment</b>	0.02	18	0.36
<b>G(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>4.38</b>		
<b>Q(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>2,5</b>		

Tableau II 3: Plancher sous-sol.

### II.3.4 Plancher RDC:

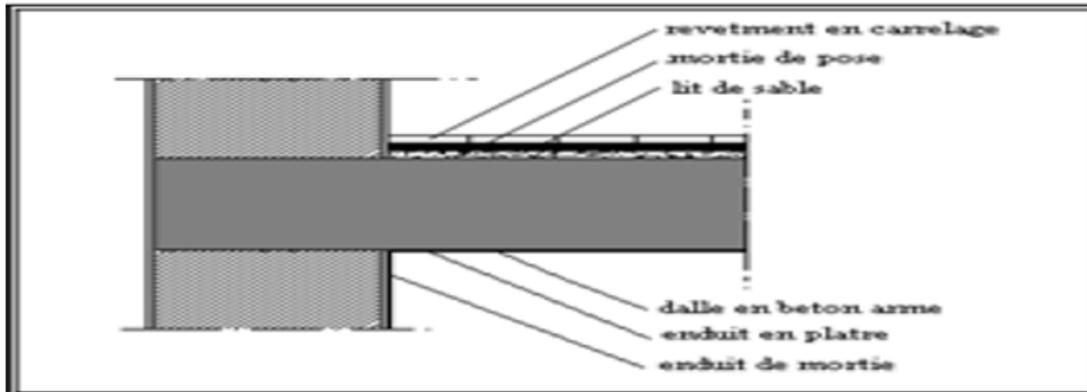


Figure II 4:Plancher dalle pleine.

Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(kN/m <sup>2</sup> )
<b>Carrelage</b>	0.02	20	0.40
<b>Mortier de pose</b>	0.02	20	0.4
<b>Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>Dalle encorps creux</b>	0.25	14.76	3.3
<b>Cloisons intérieures</b>	0.1	10	1
<b>Enduit en plâtre</b>	0.02	10	0.2
<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>5.66</b>	
<b>Q(KN/ m<sup>2</sup>)</b>		<b>1.5</b>	

Tableau II 5:Plancher RDC

### II.3.5.Plancher Etage courant :

Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(kN/m <sup>2</sup> )
<b>Carrelage</b>	0.02	20	0.40
<b>Enduit en plâtre</b>			
<b>Mortier de pose</b>	0.02	20	0.4
<b>Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>Dalle en corp creux</b>	0.25	14.76	3.3
<b>Cloisons intérieurs</b>	0.1	10	1
<b>Enduit en plâtre</b>	0.02	10	0.2
<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>5.46</b>	
<b>Q(KN/ m<sup>2</sup>)</b>		<b>1.50</b>	

Tableau II 6:Plancher étage courant.

Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(kN/m <sup>2</sup> )
<b>Carrelage</b>	0.02	20	0.40
<b>Mortier de pose</b>	0.02	20	0.4
<b>Lit de sable</b>	0.02	18	0.38
<b>Dalle Pleine en BA</b>	0.15	25	3.75
<b>Enduit en plâtre</b>	0.02	10	0.2
<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>5.13</b>		
<b>Q(KN/ m<sup>2</sup>)</b>	<b>3,5</b>		

Tableau II 7: Descente de charges balcon en dalle pleine.

### II.3.7.Murs extérieurs (double parois):

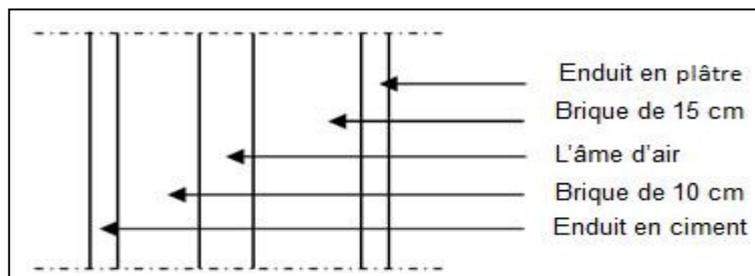


Figure II 5: Coupe transversale des murs extérieurs

Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G
<b>Enduit en ciment</b>	0.02	18	0.36
<b>Brique creuse.</b>	0.15	9	1.35
<b>L'âme d'air</b>	0.05	-	-
<b>Brique creuse</b>	0.1	9	0.9
<b>Enduit en plâtre</b>	0.02	10	0.2
<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>2,81</b>		

Tableau II 8: Murs extérieurs (double parois)

### II.3.8 Murs intérieures (cloisons):

Designation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(KN/m <sup>2</sup> )
<b>Enduit en plâtre</b>	0.02	10	0.2
<b>Brique creuse</b>	0.1	9	0.9
<b>Enduit en plâtre</b>	0.02	10	0.2
<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>1,3</b>		

Tableau II 9: Murs intérieurs

## II.4 .Escaliers:

### II.4.1.Pré-dimensionnement:

✓ Etage courant:

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :On a  $59 < 2h+g < 66$

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

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

Pour la vérification, on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$m = 2h + g$$

On a :

$$H = 153 \text{ cm}$$

$$Lr = 257 \text{ cm}$$

$n=9$  contre marches.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} \Rightarrow h = 17 \text{ cm} \in [14 ; 20]$$

$$a = \frac{lr}{n-1} = \frac{257}{8} \Rightarrow g = 30 \text{ cm} \in [22 ; 33]$$

Vérification :

$$m = 2h + g = 2 * 17 + 30 = 64 \text{ cm} \in [59 ; 66]$$

L'angle d'inclinaison de la pailasse :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \Rightarrow \tan \alpha = 0,5666 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

✓ RDC:

D'après la formule de BLONDEL :

$$0,59 \leq 2h + g \leq 0,66$$

$g$  : étant la largeur de marche en prend dans notre cas  $g=30 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } 0,59 \leq 2h + 0,3 \leq 0,66 \Rightarrow 0,29 \leq h \leq 0,36 \Rightarrow 0,145 \leq h \leq 0,18$$

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

$$h = 17 \text{ cm}$$

• Nombre de contres marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{357}{17} = 21$$

$$n-1 = 20$$

$$n_{\text{c.march}} = 21$$

$$n_{\text{march}} = 20$$

- Longueur de linge de foulée (L) :

$$L = g\left(\frac{n}{2} - 1\right) \Rightarrow L = 0,3\left(\frac{21}{2} - 1\right) = 2,85 \text{ m}$$

$$L = 2,85 \text{ m}$$

- Epaisseur de Palier :

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{285}{20} \leq e \leq \frac{285}{15} \Rightarrow 14,25 \leq e \leq 19$$

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

- Epaisseur de paille : :

$$e = \max(L/20 ; L/30)$$

$$e = \max(2,85/20 ; 2,85/30) \quad e = \max(0,14 ; 0,095)$$

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

- calcul de l'inclinaison de la paille :

$$\text{tg } \alpha = h/l$$

$$0,17 / 0,3 = 0,56$$

$$\alpha = 29,68^\circ$$

✓ Sous sol :

D'après la formule de BLONDEL :

$$0,59 \leq 2xh + g \leq 0,66 \quad \text{---} \quad 0,59 \leq 0,64 \leq 0,66$$

g : étant la largeur de marche en prend dans notre cas g=30 cm

$$\text{Donc : } 0,59 \times h + 0,3 \leq 0,66 \quad \Rightarrow 0,29 \times h \leq 0,36 \quad \Rightarrow 0,1451 \leq 0,18$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

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

- Nombre de contres marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{288}{17} = 17$$

$$n-1 = 16$$

$$n_{\text{march}} = 17$$

$$n_{\text{march}} = 16$$

- Longueur de linge de foulée (L) :

$$L = g\left(\frac{n}{2} - 1\right) \Rightarrow L = 0,3\left(\frac{17}{2} - 1\right) = 2,25 \text{ m}$$

$$L = 2,25 \text{ m}$$

- Epaisseur de Palier :

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{225}{20} \leq e \leq \frac{225}{15} \Rightarrow 12,75 \leq e \leq 17$$

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

- **Epaisseur de paillasse :**  
 $e = \max (L/20 ; L/30)$   
 $e = \max (2,25/20 ; 2,25/30) e = \max (0,11 ; 0,75)$

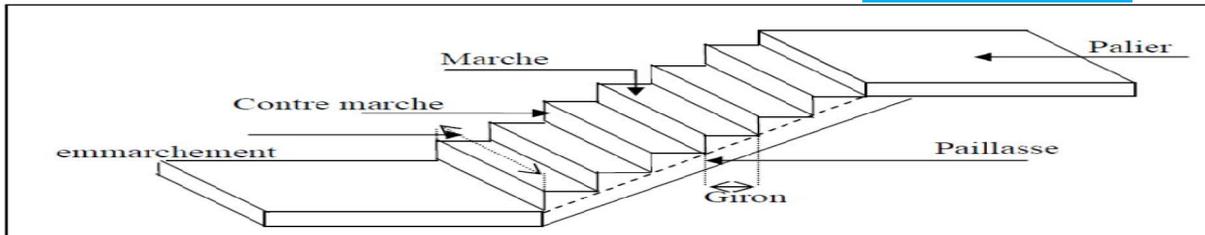
$$e=8cm$$

- **calcul de l'inclinaison de la paillasse:**

$$\text{tg } \alpha = h/l$$

$$0.17 / 0.3 = 0.56$$

$$\alpha = 29,68^\circ$$



**Figure II 6:** Schéma d'un escalier.

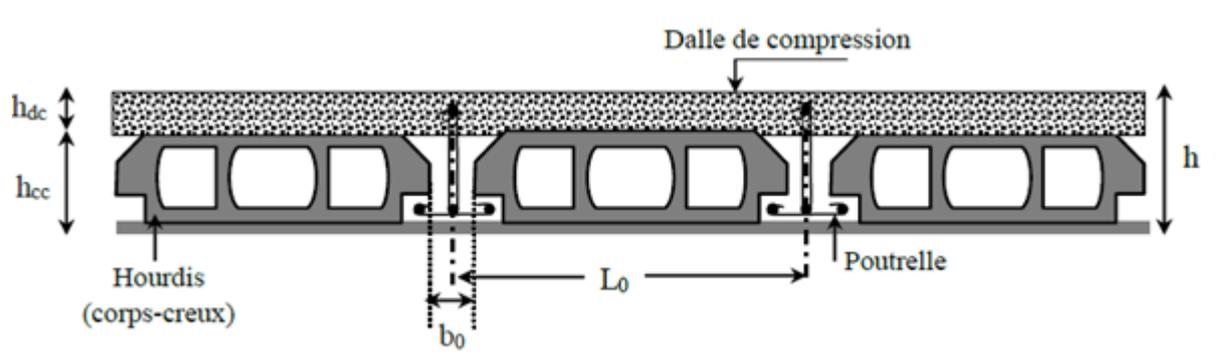
Nature	Désignation	e(m)	$\rho(kN/m^3)$	G(KN/m <sup>2</sup> )
<b>Palier De repos</b>	Carrelage	0,02	20	0,4
	Mortier de pose	0,02	20	0,4
	Lit de sable	0,02	18	0,36
	Poid propre de palier	0,15	25	3,75
	Enduit en ciment	0,02	20	0,40
<b>Q et G</b>	$G_{pr}=5,31 \text{ kN/m}^2$		$Q_{pr}=2,50 \text{ kN/m}^2$	
<b>Paillasse</b>	Carrelage horizontal	0,02	20	0,4
	Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
	Carrelage vertical	0,02	$\frac{20 \cdot 0,17}{0,3}$	0,23
	Mortier de pose vertical	0,02	$\frac{20 \cdot 0,17}{0,3}$	0,23
	Contre marche	$\frac{0,17}{2}$	25	2,125
	Enduit en ciment	0,02	$\frac{18}{\cos 29,53}$	0,413
	Poid proper de paillasse	0,15	$\frac{25}{\cos 29,53}$	4,309
<b>Q et G</b>	$G_{ps}= 8,107 \text{ kN/m}^2$		$Q_{ps}= 2,50 \text{ kN/m}^2$	

**Tableau II 10:** Charges appliquées à l'escalier

## II.5. Pré-dimensionnement :

Dans cette partie nous procéderons à une étude de dimensionnement du bâtiment, suivant les règles BAEL et RPA2003

### II.5.1 PLANCHER :



- **Hauteur du Plancher :**

L'épaisseur des planchers à corps creux est estimée à partir de la condition de la flèche admissible :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

L : longueur de la poutrelle entre nus d'appui

ht: Hauteur du plancher

Dans le projet, on aura :  $ht \geq \frac{436}{22.5} = 19.37 \text{ cm}$

On peut donc conclure que la hauteur du plancher est 25 cm (20 + 5).

### II.5.2 Les poutrelles:

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

La hauteur du plancher étant  $ht = 25 \text{ cm}$  :

$$0.4 \text{ ht} \leq b_0 \leq 0.8 \text{ ht}$$

$$0.4 \times 25 \leq b_0 \leq 0.8 \times 25$$

$$10 \leq b_0 \leq 20 \text{ cm} \rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$$

$b_0 = 12 \text{ cm}$  (Épaisseur de l'âme de la poutrelle)

$h_1 = 16 \text{ cm}$  (Hauteur de la poutrelle sans la table)

$b = 65 \text{ cm}$  (Largeur de la table)

$h_0 = 5 \text{ cm}$  (Hauteur de la table)

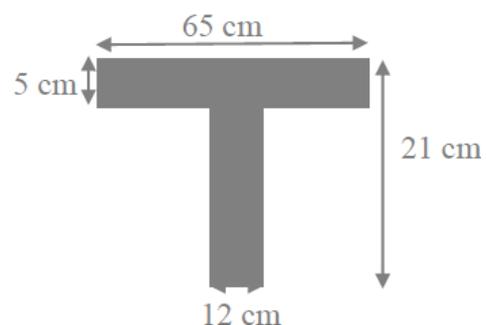
$ht = 25 \text{ cm}$  (Hauteur totale de la poutrelle).

Selon RPA99v2003 on a :

$$b_1 \leq b - (b_0/2) = 65 - (12/2) \rightarrow 26.5 \leq 59 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{1}{10} \frac{436}{10} \rightarrow 26.5 \leq 43.6 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq (6h_0, 8h_0) = (6 \times 5, 8 \times 5) \rightarrow 26.5 \leq (30, 40) \text{ cm}$$



## II.5.3 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.5.3.1. Poutres Principales:

Pour les poutres principales, la portée maximale (entre-axe de deux poteaux successif) vaut

$$L = 6.5 \text{ m.}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$43.33 \leq h \leq 65$$

On prend  $h = 55 \text{ cm.}$

$$0.3 \cdot H \leq b \leq 0.7 \cdot H$$

$$16.5 \leq b \leq 38.5$$

On prend  $b = 35 \text{ cm.}$

Donc la dimension de la poutre principale serait  $(35 \times 55) \text{ cm}^2$

Vérification (PRA99)

$$B=35 \geq 20 \text{ cm} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

$$h=55 \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

$$h/b=1,57 < 4 \text{ cm} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

### II.5.3.2. Poutres secondaires :(Chainages)

Pour les poutres secondaires, la portée maximale (entre-axe de deux poteaux successif) vaut :

$$L = 4.36 \text{ m.}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$29.06 \leq h \leq 43.6$$

On prend  $h = 0.40 = 40 \text{ cm.}$

$$0.3 \cdot H \leq b_p \leq 0.7 \cdot H$$

$$12 \leq b_p \leq 28$$

On prend  $b = 0.35 = 35 \text{ cm.}$

Donc la dimension des chainages serait  $(40 \times 35) \text{ cm}^2$ .

Vérification : (PRA99) :

$$B=35 \geq 20 \text{ cm} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

$$H=40 \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

$$h/b=1.14 < 4 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

### II.5.3.3.Poteaux:

Notre site qui se trouve à Tlemcen, est dans la Zone I

D'après la Carte de zonage sismique du territoire national algérien Durant le projet, on préconise des poteaux de section carrée .Les poteaux doivent respecter les dimensions ci-après (RPA 99 version 2003 page 63 ) :

$$Br \geq \frac{\beta * Nu}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 * f_s}{100 * \delta_s}}$$

$$Nu = P * S * n$$

$$P : 1 \text{ [t / m}^2\text{]}$$

S : Surface du plancher que reprenne le poteau=28.34 m<sup>2</sup>

n : nombre des dalles=11

$$Nu = 1 * 28.34 * 11 = 311.74 \text{ t/m}^2$$

Br: Section brute du poteau ;

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.2$$

$$\gamma \lambda_s = 1.15$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ Mpa}$$

$$Br \geq \frac{1.2 * 3.1174}{\frac{17}{0.9} + \frac{0.85 * 400}{100 * 1.15}} = 0.1712 \text{ m}^2 = 1712 \text{ cm}^2$$

$$Br \geq (a - 0.02)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{1712} + 0.02 = 41.39 \text{ cm}^2$$

On prend : a = 50 cm<sup>2</sup>

Donc la dimension des poteaux serait (50 × 50) cm<sup>2</sup>.

Vérification par RPA99(zones I et IIa)

Le dimensionnement d'un poteau d'une section rectangulaire (b1, h1) [RPA99\_v2003

Page 113] est :

min (b1,h1) =50cm ≥ 25cm (zones I et IIa) (Condition Vérifiée).

min (b1,h1)=50cm ≥ he/20=306/20=15.3(Condition Vérifiée) pour étage (1 ;2 ;3 ;....10)

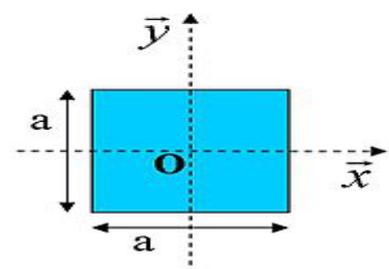
min (b1,h1)=50cm ≥ he/20=357/20=17.85 (Condition Vérifiée) pour R]

1/4 < b1/h1=1 < 4(Condition Vérifiée).

b1: longueur du poteau.

h1: Largeur du poteau.

he: Hauteur du poteau (Du plancher jusqu'au plafond).



Vérification au flambement :

a) Calcul des moments d'inertie :

$$I_y = I_x = b \cdot h^3 / 12 = 504 / 12 = 520833.33 \text{ cm}^4$$

b) Calcul des rayons de giration :

$$i_y = i_x = \sqrt{\frac{I_x}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{520833.33}{50 \times 50}} = 14.43 \text{ cm}$$

c) Calcul de la longueur de flambement :

$$L_f = 0.7 \cdot 3.57 = 2.499 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{249.9}{14.43} = 17.31 \leq 50 \text{ (Cond Vérifiée)}$$

niveau	poteau	PP	PS
Sous-sol	50*50	35*55	40*35
RDC	50*50	35*55	40*35
Etage 1	50*50	35*55	40*35
Etage 2	45*45	35*55	40*35
Etage 3	45*45	35*55	40*35
Etage 4	45*45	35*55	40*35
Etage 5	40*40	35*55	40*35
Etage 6	40*40	35*55	40*35
Etage 7	35*35	35*55	40*35
Etage 8	35*35	35*55	40*35

Tableau II 11: récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux et des poutres

### II.5.3.4. Pré-dimensionnement des voiles:

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

On a deux types des voiles :

**\*Voile de soutènement:** Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité.

**\*Voile de contreventement :** C'est l'ensemble des éléments reprenant des efforts horizontaux.

Le R.P.A 99(version 2003) exige que les voiles de contreventement vérifient les conditions suivantes :

$$L \geq 4a$$

$$a \geq h_e / 20$$

✓ **Pour type 1 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur du voile} \\ a : \text{épaisseur des voiles (a =15 cm)} \\ h_e : \text{hauteur libre d'étage (3,57)} \\ 1a \geq 357/20=17.85 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend  $a= 20$  cm.

✓ **Pour type 2:**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e : \text{hauteur libre d'étage} = 306 \text{ cm} \\ a \geq 306/20=15.3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend  $a= 15$  cm.

Type	Epaisseur des voiles (cm)
01	20
02	15

**Tableau II 12:**valeurs d'épaisseurs de voiles

# **CHAPITRE III**

## **Etude des Eléments**

### **Secondaires**

### III. Introduction :

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

La cage d'escalier, l'acrotère et l'ascenseur sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

#### III.1. Etude de l'Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un petit garde-corps.

Il est considéré comme une console encadrée au niveau des planchers terrasses (inaccessible, accessible) Il a pour rôle de :

- ✓ Empêcher l'écoulement de l'eau.
- ✓ Avoir un aspect esthétique.
- ✓ Protéger les personnes

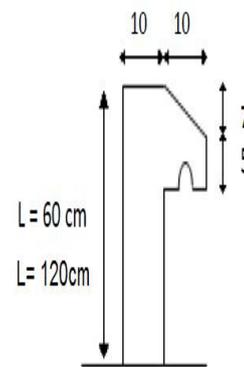


Figure III.1 : Schéma de l'Acrotère

#### Evaluation des charges :

- **Le poids propre :**

L'acrotère est fait en béton armé. Pour 01 mètre de longueur, On a :

$$G = Wp$$

$$= 25 * S$$

Avec :

$Wp$  : poids propre de l'acrotère

$S$  : surface de l'acrotère.

$$S_1 = (0,1 \times 0,6) + [(0,05 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) / 2] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (0,1 \times 1,2) + [(0,05 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) / 2] = 0,1285 \text{ m}^2$$

La charge due à l'acrotère

:

$$G = \frac{0,0685 \times 25}{1} = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = \frac{0,1285 \times 25}{1} = 3,2125 \text{ KN/ml}$$

La charge due à la main courante de personne est supposée= 1 kN/ml

- **Charge horizontales**

Force sismique:  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$  . **RPA99 (Art 6.2.3)**

avec :

$A = 0,10$  (zone I): coefficient d'accélération de de la zone.

$C_p = 0,8$  : facteur de force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 3,2125 = 1,028$$

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,548$$

<b>Acrotère (120cm)</b>	<b>G ( KN/ml)</b>	<b>3,2125</b>
	<b>Q (KN/ml)</b>	<b>1</b>
	<b>Fp (KN/ml)</b>	<b>1.028</b>
<b>Acrotère (60 cm)</b>	<b>G (KN/ml)</b>	<b>1.7125</b>
	<b>Q (KN/ml)</b>	<b>1</b>
	<b>Fp (KN/ml)</b>	<b>0.548</b>

**Tableau III.1** : les charges de l'acrotère

**Évaluation des sollicitations :**

Le calcul se fera en flexion composée, la section d'encastrement est prise pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS

	Acrotère (garde-corps) de 120cm		Acrotère de 60cm	
ELU	$N_u = 1,35 G \text{ (kN)}$	4,33	$N_u = 1,35 G \text{ (kN)}$	2.31
	$T_u = 1,5 Q \text{ (kN)}$	1,50	$T_u = 1,5 Q \text{ (kN)}$	1,50
	$M_u = 1,5Q*h \text{ (kN.m)}$	1,80	$M_u = 1,5 Q*h \text{ (kN.m)}$	0,90
ELS	$N_s = G \text{ (kN)}$	3,2125	$N_s = G \text{ (kN)}$	1,7125
	$T_s = Q \text{ (kN)}$	1,00	$T_s = Q \text{ (kN)}$	1,00
	$M_s = Q*h \text{ (kN.m)}$	1,20	$M_s = Q*h \text{ (kN)}$	0,60

**Tableau III.2 : Efforts et moments des acrotères**

**Excentricité :**  $c$ 'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité de la section considérée

**Hauteur :  $h=60\text{cm}$**

$$e_0 = \frac{a}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$e > e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central

**Hauteur ;  $h=120\text{cm}$**

$$e_0 = \frac{a}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,8}{4,33} = 0,415\text{m} = 41.5 \text{ cm}$$

$e_1 > e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

## Calcul du ferrailage :

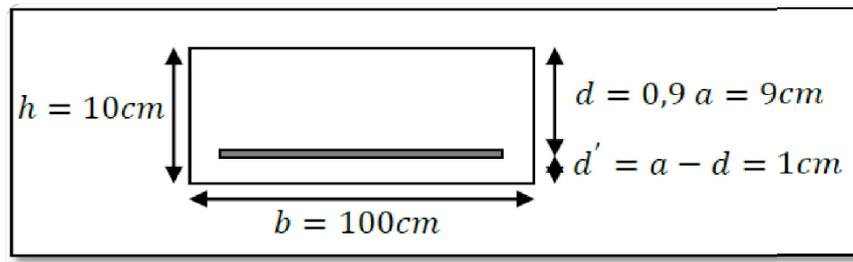


Figure III.2 : la section de calcul d'acrotère

**d** : la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

**d'** : la distance entre l'armature inférieure et la fibre la plus tendue.

### Acrotère 60 cm :

✓ à l'ELU

▪ **Moment de flexion fictif « Ma » :**

$$Ma = N_u * e_a$$

$$e_a = \frac{h}{2} - d + e = 5 - 9 + 39 = 35 \text{ cm.}$$

$$Ma = N_u * e_a = 2,31 * 0,35$$

$$\Rightarrow Ma = 0,805 \text{ KN. m}$$

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,805 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 7,01 \times 10^{-3}$$

$$\mu_u = 7,01 * 10^{-3} \text{ kn.m} = 0,00701 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé: Asc = 0).}$$

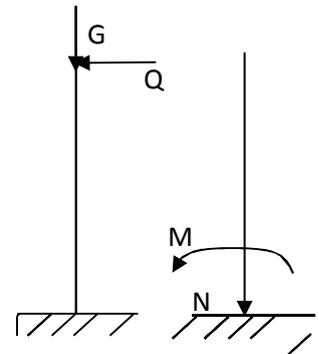
$$A_{st} = 1 / \sigma_{st} * \left[ \frac{Ma}{z} - N_u \right]$$

$$\alpha = 1,25 (\sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (\sqrt{1 - (2 * 0,00701)}) = 0,0088$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,09 (1 - 0,4 * 0,0088) = 0,0896$$

$$A_{st} = 1/347,83 * \left[ \frac{10^{-3}}{0,0896} * 0,805 - 2,31 * 10^{-3} \right] = 0,19 \text{ cm}^2.$$

Faible section donc  $A_{st}$  est pris selon la formule de non fragilité



▪ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 9 \left(\frac{2,1}{400}\right) = 1,0867 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage  $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$  de **4T8**

▪ **Armatures de répartitions :**

$$\checkmark A_r = \frac{A_{st}}{\sqrt{4}} = 0.5052$$

Acrotère	$A_{st} [\text{cm}^2]$	$A_{st \text{ min}}$	<i>ferr. adopté</i>	$A_{st} [\text{cm}^2]$	$A_r [\text{cm}^2]$	<i>ferr. adopté</i>
De (60cm)	0,19	1,0867	<b>4T8</b>	2,01	0,85	<b>3T6</b>

**Tableau III.3 :** Ferrailage de l'acrotère 60cm

✓ **Espacement maximal :**

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 * 10 ; 33) = 30 \text{ cm}$$

$$St = \frac{b - (2c + 7 \Phi)}{6} = \frac{100 - (2 * 3 + 7 * 1,0)}{6} = 10,87 < 33 \text{ cm}$$

✓ **à ELS :**

$$e = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.6}{1.7125} = 0.35 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 0.0166 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e > \frac{h}{6}$$

**: donc**  $x = \frac{h}{6} + e_1 - e$

\* $e_1$  sera défini par l'équation du 3<sup>ème</sup> degrés suivante :  $e_1^3 + p \cdot e_1 + q = 0$ .

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6 \cdot n \cdot A_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d'\right) = -0,275275 \text{ m}^3 .$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 + \frac{6 \cdot n \cdot A_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 = 0,54835 \text{ m}^4$$

✓ **Méthode des interactions successives :**

On calcule  $e_1$  par la méthode des itérations successives

$$e_1 = \sqrt[3]{-p \cdot e_1 - q}$$

On prend la valeur de  $e_1 = 0,3 \text{ m}$

$$e_1 = 0,3 \text{ m} \rightarrow 0,28167$$

$$0,28167 \text{ m} \rightarrow 0,41611$$

$$0,41611 \text{ m} \rightarrow 0,3908$$

$$0,3908 \text{ m} \rightarrow 0,3705$$

$$0,3705 \text{ m} \rightarrow 0,3644$$

$$-0,3313 \text{ m} \rightarrow 0,3313$$

$$\text{Donc } e_1 = 33,13 \text{ cm}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,3313 - 0,36$$

$$x = 0,213 \text{ m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

**a. Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{S} \cdot X$$

avec :

$$S = \frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - X)$$

$$S = 1,447 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,6 \cdot 10^{-3} \cdot 2,13 \cdot 10^{-2}}{1,447 \cdot 10^{-2}}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0088 \text{ MPa}$$

**b. Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot N_s(d-x)}{S} = \frac{15 \cdot 0,6 \cdot 10^{-3} \cdot (0,09 - 2,13 \cdot 10^{-2})}{1,447 \cdot 10^{-6}}$$

$$\sigma_{st} = 0,0286 \text{ MPa .}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

**a. Béton :**

$$\sigma_{bc(adm)} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 15 \text{ MPa.}$$

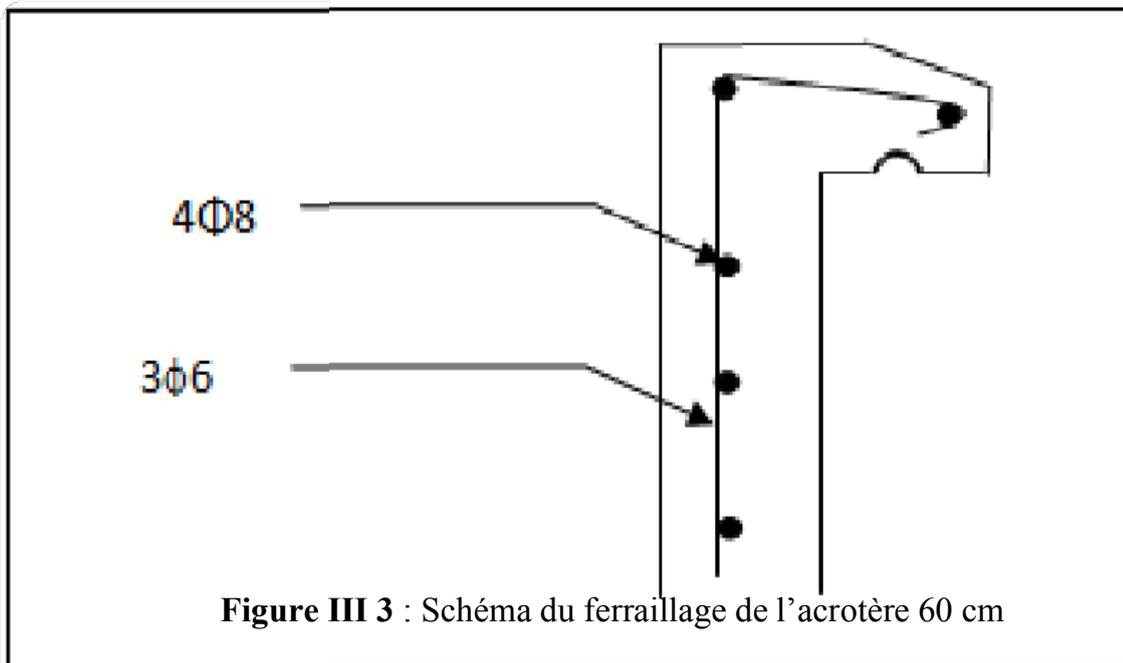
**b. Acier :**

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{(1.6 \cdot 25)}\right) = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

**Verification :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 0,0088 \text{ MPa} < \sigma_{bc(adm)} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = 0,0286 \text{ MPa} < \sigma_{st(adm)} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$



### Acrotère 120cm :

✓ à l'ELU :

$f_{c28}=25 \text{ MPa}$ ;  $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc}=14,17 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st}=347,83 \text{ MPa}$ .

▪ **Moment de flexion fictif « Ma » :**

$$Ma = N_u * e_a$$

$$e_a = \frac{h}{2} - d + e$$

$$Ma = 4,27 * 0,3815$$

Donc  $Ma = 1,63 \text{ KN.m}$

▪ **Moment réduit :**

$$\mu u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,63 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 0,014$$

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

$\mu u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  S. S. A. (pas d'acier comprimé:  $A_{sc} = 0$ ).

$$\Rightarrow A_{st} = 1 / \sigma_{st} * [ \frac{Ma}{z} - N_u ]$$

$$\alpha = 1,25 [ 1 - \sqrt{1 - 2\mu u} ] = 1,25 [ 1 - \sqrt{1 - (2 * 0,0142)} ] = 0,018$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,09 (1 - 0,4 * 0,0186) = 0,089$$

$$\Rightarrow A_{st} = 1 / 347,83 * [ \frac{1,63 * 10^{-3}}{0,0893} - 4,27 * 10^{-3} ] = 0,4 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 9 * \frac{2,1}{400} = 1,0867 \text{ cm}^2$$

**Armatures de répartition**

$$\input type="checkbox" A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

Acrotère	$A_{st} [\text{cm}^2]$	$A_{st \text{ min}}$	ferr. adopté	$A_{st} [\text{cm}^2]$	$A_r [\text{cm}^2]$	ferr. adopté
De (120cm)	0,4	1,1	<b>4T8</b>	2,01	0,85	<b>3T6</b>

**Tableau III.4 :** Ferrailage de l'acrotère 120cm

▪ **Espacement maximal :**

$$St \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3 * 10 ; 33) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{b - (2c + 7\phi)}{6} = \frac{100 - (2 * 3 + 7 * 10)}{6} = 10.87 < 33 \text{ cm}$$

✓ à ELS :

$$e = \frac{M_g}{N_g} = \frac{0.6}{1.7125} = 0.38 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 0.2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e > \frac{h}{6} : \text{donc } x = \frac{h}{2} + e - e_1$$

\* $e_1$  sera défini par l'équation du 3ème degré suivante :  $e_1^3 + p * e_1 + q = 0$ .

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6.n.A^2}{b} * \left(e - \frac{h}{2} + d'\right) = -0,31714\text{m}^3 .$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 + \frac{6.n.A^2}{b} * \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 = 0,68046\text{m}^4 .$$

**Méthode des interactions successives :**

$$\text{On a } e_1 = \sqrt[3]{-p * e_1 - q}$$

On prend la valeur de  $e_1 = 0,4\text{m}$

$$e_1 = 0,4 \text{ m} \rightarrow 0,3888$$

$$0,3888 \text{ m} \rightarrow 0,3809$$

$$0,3809 \text{ m} \rightarrow 0,3750$$

$$0,3750 \text{ m} \rightarrow 0,3671$$

$$0,3671 \text{ m} \rightarrow 0,3644$$

$$0,3523\text{m} \rightarrow 0,3523$$

Donc  $e_1 = 35,23\text{cm}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0.1}{2} + 0.3523 - 0.38$$

$$x = 0,0233\text{m}$$

**Calcul des contraintes :**

**c. Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{S} * X$$

Avec:  $S = \frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) \iff S = 1,5609 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.163 \cdot 10^{-3} \cdot 2.33 \cdot 10^{-2}}{1.560 \cdot 10^{-6}} = 4.72 \text{ Mpa}$$

**d. Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{N_s(d-s)}{S} = \frac{3.163 \cdot 10^{-3}(0.09 - 2.33 \cdot 10^{-2})}{1.560 \cdot 10^{-6}}$$

$$\sigma_{st} = 0.136 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

**c. Béton :**

$$\sigma_{bc(adm)} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 15 \text{ MPa}$$

**d. Acier :**

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{(1.6 \cdot 25)}\right) = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_{st(adm)} = 201,63 \text{ MPa}$$

**Vérification :**

**Béton :**  $\sigma_{bc} = 0,047 \text{ MPa} < \sigma_{bc(adm)} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.v}$

**Acier:**  $\sigma_{st} = 0,136 \text{ MPa} < \sigma_{st(adm)} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.v}$

▪ **Vérification au cisaillement :**

$$r_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \geq r_u(adm)$$

avec :

$$r_u(adm) = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$T_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$r_u = \frac{1,5 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,9} = 1,66 \cdot 10^{-3} \leq 2,5 \text{ MPa.}$$

## III.2. Etude de l'escalier:

### III.2.1. Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

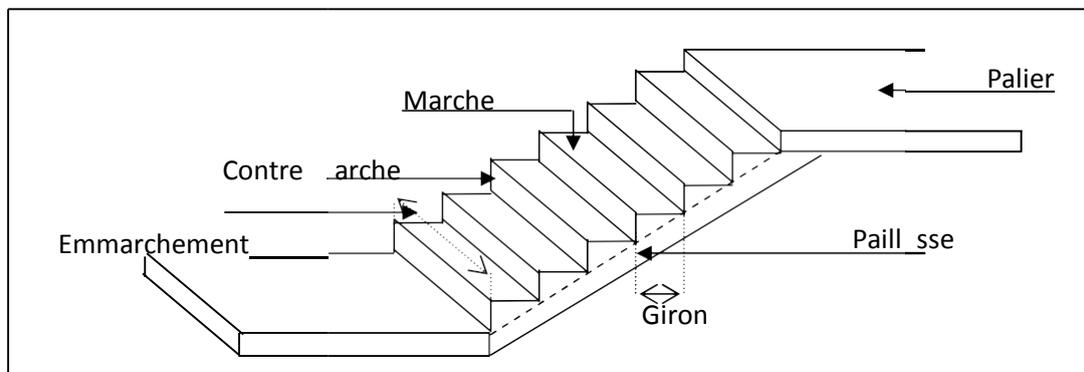


Figure III.4 : schéma d'un escalier

### Etudes des escaliers à deux volées avec paliers intermédiaires :

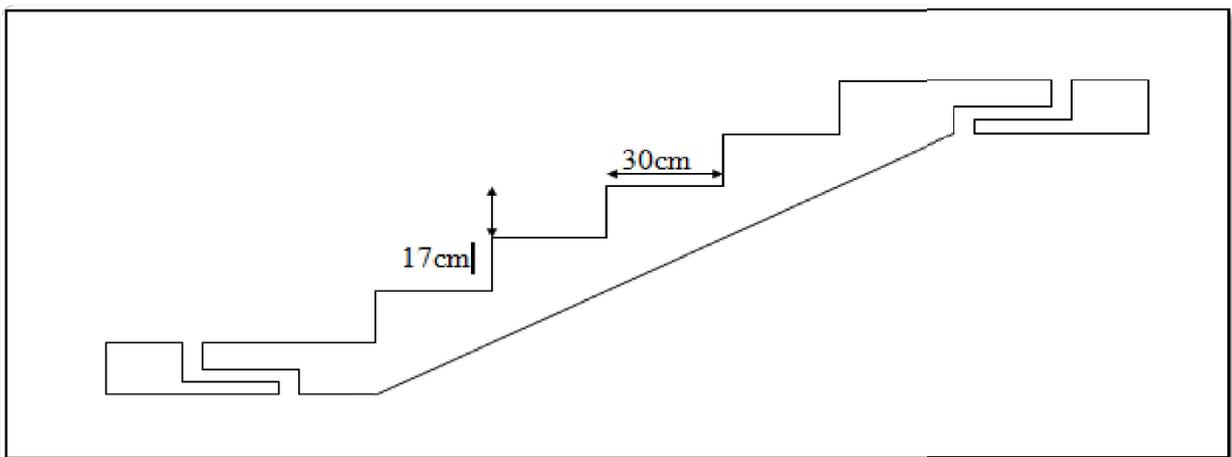


Figure III.5 : Des escaliers

### ❖ Calcul des marches et des contres marches :

Pour dimensionner des marches « g » et contre marches « h », on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

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

avec :

H : la hauteur verticale entre deux marches « contre marche »  
G : la distance horizontale entre deux contre marche « giron »

$$\text{On a : } \begin{cases} 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \\ 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm} \end{cases}$$

Et on a comme donnée :

$$H = 153 \text{ cm}$$

$$Lr = 257 \text{ cm}$$

$$k = 9 \text{ contre marches}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} \Rightarrow h = 17 \text{ cm} \in [14 ; 20]$$

$$g = \frac{Lr}{n-1} = \frac{257}{8} \Rightarrow g = 30 \text{ cm} \in [22 ; 33]$$

Vérification :

$$m = 2h + g = 2 * 17 + 30 = 64 \text{ cm} \in [59 ; 66]$$

L'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \Rightarrow \tan \alpha = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

### ❖ Les charges et les sur charges de l'escalier

Le palier :

$$*G_{ps} = 5,31 \text{ KN/m}^2$$

$$* Q_{ps} = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

- $q_{u1} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 1\text{m} = 10,91 \text{ KN/ml}$ .
- $q_{s1} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7,81 \text{ KN/ml}$ .

Paillasse :

$$* G_{pr} = 8,107 \text{ KN/m}^2$$

$$* Q_{pr} = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

- $q_{u2} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 14,69 \text{ KN/ml}$ .
- $q_{s2} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,61 \text{ KN/ml}$ .

## Epaisseur de la paillasse et de palier :

### a)- Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{257}{\cos\alpha} = 2,95 \text{ cm.}$$

L: la longueur de la ligne de foulée

$$9.83 \leq ep \leq 14.75$$

on prend  $ep = 12 \text{ cm}$

### b)- Epaisseur de palier :

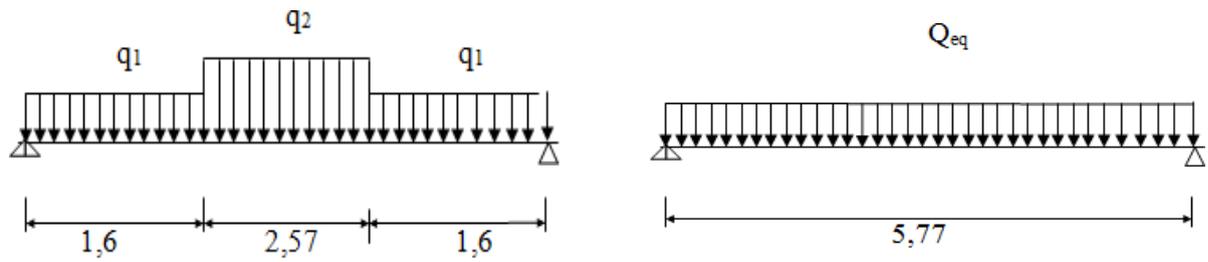
$$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{12}{\cos\alpha}$$

$e_{\text{palier}} = 13,79 \text{ cm}$ , on prend

$e_{\text{palier}} = 14 \text{ cm}$ . On adopte :

$e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 14 \text{ cm}$ .

❖ **Détermination des sollicitations :**



**Figure III.6 : Schéma statique de l'escalier avec 2 volées**

**Les charges équivalentes**

à **ELU** ;  $q_{u \text{ éq}} = \frac{(1,6 \cdot 2 \cdot 10,91) + (2,57 \cdot 14,69)}{5,77} = 12,59 \text{ KN/ml}$

à **ELS** ;  $q_{s \text{ éq}} = \frac{(1,6 \cdot 2 \cdot 7,81) + (2,57 \cdot 10,61)}{5,77} = 9,05 \text{ KN/ml}$

Calculs les moments :

✓ moment isostatique :  $M_0 = q_{\text{éq}} \cdot \frac{l^2}{8}$

- ✓ moment en appuis :  $0.3 M_0$
- ✓ moment en travée :  $0,85 M_0$
  
- ✓ effort tranchant  $ql/2$

Les valeurs des moments calculés sont données dans le tableau suivant :

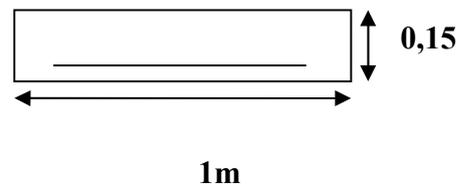
	$M_0$ [KN.m]	$M_t$ [KN.m]	$M_a$ [KN.m]	T [KN]
ELU	52,39	44.5315	15.717	36.32
ELS	37,66	32.011	11.298	26.10

**Tableau III.5** : évaluation des sollicitations (2 volées)

❖ **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait par une bande de 1ml, soumise à la flexion simple

**En travée :**



**Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{44.531 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.135^2 \cdot 14.17} = 0.1724$$

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

$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  S. S. A. (Les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ ).

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,172)} \right) = 0,23$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,135 (1 - 0,4 \times 0,23) = 0,122 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{44.5135}{0,122 \times 348} = 10,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte un ferrailage de **8T14**  $\rightarrow A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \left( \frac{2,1}{400} \right) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \text{C.V}$$

**Section minimum en RPA 99 v2003 :**

$$A_{min} = 5\%_0 B = 0,005 (1 \cdot 0,15) = 7,5 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \text{C.V}$$

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte de 3T12 avec  $A_r = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

**En Appui :**

**Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,717 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,0608$$

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

$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  S. S. A. (pas d'acier comprimé:  $A_{sc} = 0$ ).

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0608)}) = 0,078$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \cdot 0,078) = 0,130 \text{ m}$$

$$A_{st} = 1/347,83 \cdot \frac{15,71 \cdot 10^{-3}}{0,130} = 3,47 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte de 4T12 avec  $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Condition de non-fragilité ;**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{fe}} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \left(\frac{2,1}{400}\right) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**Section minimum en RPA 99 v2003 :**

$$A_{min} = 5\%_0 B = 0,005(1 \cdot 0,15) = 7,5 \cdot 10^{-4} \cdot \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq A_{st}$$

Donc on adopte un ferrailage de 8T12 de section a égalé 9,05 cm<sup>2</sup>/ml

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,2625 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte e un fer raillage, avec 3T10  $A_r = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

### Récapitulation du ferrailage :

	Ferrailage longitudinal	Ferrailage de réparation
En travée	8T14	3T12
En Appui	8T12	3T10

**Tableau III.6 : Ferrailage des escaliers (2 volées)**

### Espacement maximal :

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (3*15; 33) = 33\text{cm}.$$

### En travée :

$$St = \frac{100 - (15*2)}{7} = 13,85 < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

### En Appui :

$$St = \frac{100 - (15*2)}{7} = 13,85 < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

### Vérification à l'ELS :

#### En travée :

- **Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{x^2}{2} - n. Ast (d - x) = 0$$

$$100 \frac{x^2}{2} - 15 * 12,32 (13,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{D} = 730,144 \rightarrow x = 5,45 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = b \frac{x^3}{3} + n. Ast (d - x)^2$$

$$I = 1,75 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul les contraintes :**

**Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{st} \cdot x}{i}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{32.011 \cdot 10^{-3} \cdot 5,45 \cdot 10^{-2}}{1,75 \cdot 10^{-3}}$$

$$\sigma_{bc} = 9.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > 9.97 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Acier:**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{st}}{I} \cdot (d-x) = 15 \cdot \frac{32.011 \cdot 10^{-3}}{1.75 \cdot 10^{-4}} \cdot (0.135 - 5.45 \cdot 10^{-2}) = 220.87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 220.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{St(adm)} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 220.87 \text{ MPa.}$$

**En Appui :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) = 0$$

$$100 \frac{x^2}{2} - 15 \cdot 9,05 (13,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{D} = 589.997 \rightarrow x = -7.55 \quad \text{et} \quad x = 4,846 \text{ cm}$$

**On prend la valeur : x = 4,84 cm**

❖ **Moment d'inertie :**

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

$$I = 2.1518 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul les contraintes :**

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{st} \cdot x}{I} = \frac{11.298 \cdot 10^{-3} \cdot 4.84 \cdot 10^{-2}}{2.1518 \cdot 10^{-4}} = 2.5412 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > 2.5412 \text{ MPa} . \text{C.V}$$

- **Acier :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{st}}{I} (d-x) = 15 * \frac{11.298.10^{-3}}{2.1518.10^{-4}} (0,135 - 4,84. 10^{-2})$$

$$\sigma_{st} = 68.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st(adm)} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_{\mu} = \frac{T_{\mu \max}}{b \cdot d} \leq \tau_{\mu (adm)}$$

Avec :  $\tau_{\mu (adm)} = \min \left( \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{( fissuration préjudiciable)}$

$$T_{u \max} = 36.32 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_{\mu} = \frac{36.32 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.135} = 0,27 \leq 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

**Vérification de la flèche :**

$$- \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{3,57}{6,5} > 0,0625 \dots\dots \text{C.V}$$

Avec : H : hauteur de la cage d'escalier  
L : la distance entre appuis

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_s} \Leftrightarrow \frac{12,32 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,135} \geq \frac{4,2}{f_s} = 9,12 \cdot 10^{-3} \geq 0,0105 \quad \text{c.v}$$

On a :  $9,125 \cdot 10^{-3} \leq 1,05 \cdot 10^{-2} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_{ST}}{10 \cdot M_X} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{3,57}{6,5} \geq \frac{32,011 \cdot 10^{-3}}{10 \cdot 52,39 \cdot 10^{-3}}$$

On a :  $0,549 \geq 0,0611 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Récapitulation du ferrailage des escaliers:**

	Ast (cm/ml)	Choix	St (cm)	Ar (cm/ml)	Choix
Travée	12,32	8T14	13,85	3,39	3T12
Appuis	9,05	8T12	13,85	2,26	3T10

**Tableau III.7 :** Récapitulation du ferrailage des escaliers

### Etudes des escaliers à une seule volée:

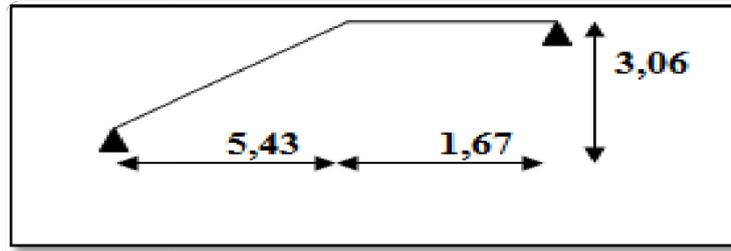


Figure III.8 : Schéma d'un escalier avec une seule

On utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$$

$$m = 2h + g$$

On a :

$$H = 306 \text{ cm}$$

$$Lr = 543 \text{ cm}$$

$$n = 18 \text{ contre marches}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{306}{18}$$

$$h = 17 \text{ cm} \in [14 ; 20]$$

$$g = \frac{Lr}{n-1} = \frac{543}{17}$$

$$g = 30 \text{ cm} \in [22 ; 33]$$

### Vérification :

$$m = 2h + g = 2 * 17 + 30 = 64 \text{ cm} \in [59 ; 66]$$

L'angle d'inclinaison de la pailasse :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = \frac{h}{g} \quad \rightarrow \quad \tan \alpha = 0.57$$

$$\Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

### - Les charges sur la volée d'escalier :

$$G = 8.107 \text{ KN/m}^2$$

$$.Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$



$$qu = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 14,69 \text{ KN/ml.}$$

$$qs = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,61 \text{ KN/ml.}$$

### Les charges sur la dalle

$$G=5.46 \text{ KN/m}^2.$$



$$q_u = (1,35G+1,5Q).1 \text{ m} = 9.62 \text{ KN/ml.}$$

$$Q=1.50 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = (G+Q).1 \text{ m} = 6.96 \text{ KN/ml.}$$

On utilise le logiciel SAP2000 pour calculer le moment fléchissant et effort tranchant

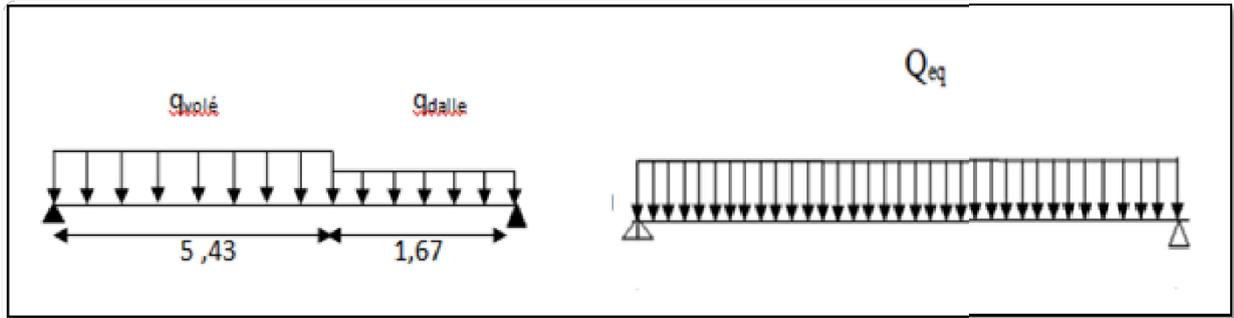


Figure III.8 : Schéma statique de l'escalier avec une seule volée.

### ❖ Les charges équivalentes

$$\text{à ELU ; } q_{u \text{ eq}} = \frac{(1,67 \cdot 9.62) + (5,43 \cdot 14,69)}{7,1} = 13.49 \text{ KN/ml}$$

$$\text{à ELS ; } q_{s \text{ eq}} = \frac{(1,67 \cdot 6.96) + (5,43 \cdot 10,61)}{7,1} = 9.75 \text{ KN/ml}$$

Calculs les moments :

- ✓ moment isostatique :  $M_0 = q_{\text{eq}} \cdot \frac{l^2}{8}$
- ✓ moment en travée :  $0,85 M_0$
- ✓ moment en appuis :  $0,3 M_0$

Les valeurs des moments calculés sont données au tableau suivant :

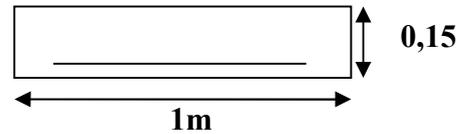
	$M_0$ [KN.m]	$M_t$ [KN.m]	$M_a$ [KN.m]	T [KN]
ELU	85	72.25	25.5	47.88
ELS	61.43	52.21	18.43	34.61

Tableau III.9 : Evaluation des sollicitations (1 volée)

❖ **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait par une bande de 1ml, soumis à la flexion simple

**En travée :**



✓ **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{72,25 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,279$$

$$\mu_u = 0,279$$

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 12,92 \text{ MPa}$$

$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  S. S. A. (pas d'acier comprimé:  $A_{sc} = 0$ ).

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,279)}) = 0,418$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,135 (1 - 0,4 \times 0,418) = 0,112 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,83} \frac{72,25 \cdot 10^{-3}}{0,112 \cdot 10^{-2}} = 11,98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de 8T14  $\rightarrow A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✓ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \left( \frac{2,1}{400} \right) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **Section minimum en RPA 99 v2003 :**

$$A_{min} = 5\%_0 B = 0,005 (1 \times 0,15) = 7,5 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte de 3T12 avec  $A_r = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

### En Appui :

#### ✓ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25,5 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,098.$$

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{y_b} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} \quad ,$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé: Asc = 0)}.$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{Z \cdot \sigma}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,098)}) = 0,129$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \cdot 0,129) = 0,128 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,83} \frac{25,5 \cdot 10^{-3}}{0,128} = 5,72 \text{ cm}^2.$$

#### ✓ Condition de non-fragilité ;

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \left(\frac{2,1}{400}\right) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

#### • Section minimum en RPA 99 v2003 :

$$A_{min} = 5\%_0 B = 0,005(1 \cdot 0,15) = 7,5 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq A_{st}$$

Donc on adopte un ferrailage de 8T12 de section égale à 9,03 cm<sup>2</sup>/ml

#### ✓ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,03}{4} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte un ferrailage a 3T10 avec , Ar=2.26 cm<sup>2</sup> /ml.

### Récapitulation le ferrailage :

	Ferrailage longitudinale	Ferrailage de réparation
En travée	8T14	3T12
En Appuis	8T12	3T10

Tableau III.10: Ferrailage d'escaliers (1 volée)

✓ **Espacement maximal :**

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (3*15; 33) = 33\text{cm}.$$

**En travée :**

$$St = \frac{100-(1,5*2)}{7} = 13,85 < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**En Appui :**

$$St = \frac{100-(1,5*2)}{7} = 13,85 < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

**En travée :**

⇒ **Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) = 0$$

$$100 \frac{x^2}{2} - 15 * 12,32 (13,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{D} = 730,144 \rightarrow x = 5,45 \text{ cm}$$

⇒ **Moment d'inertie :**

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

$$I = 1,75 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul les contraintes :**

**Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{52,21 * 10^{-3} * 5,45 * 10^{-2}}{1,75 * 10^{-4}} = 16,26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > 10,75 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Acier:**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{st}}{I} (d-x) = 15 * \frac{52,21 * 10^{-3}}{1,75 * 10^{-4}} (0,135 - 5,45 * 10^{-2})$$

$$\sigma_{st} = 360,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st(adm)} = \min \left( \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{n \cdot ft28} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

**En Appui :**

⇒ **Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) = 0$$

$$100 \frac{x^2}{2} - 15 * 9,03 (13,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{D} = 619,721 \rightarrow x = 4,84 \text{ cm}$$

⇒ **Moment d'inertie :**

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

$$I = 1,406 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul les contraintes :**

**Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{St} * X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{18,43 * 10^{-3} * 4,84 * 10^{-2}}{1,406 * 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} > 4,21 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**Acier :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{st}}{I} (d-x) = 15 * \frac{18,43 * 10^{-3}}{1,406 * 10^{-4}} (0,135 - 4,21 * 10^{-2})$$

$$\sigma_{st} = 182,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st(adm)} = \min \left( \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{n \cdot ft28} \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} \leq \tau_{u(adm)}$$

$\tau_{u \max} = 47.88 \quad \text{Kn}$

avec :  $\tau_{u(adm)} = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$

$$\tau_{u(adm)} = \frac{47.88 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135} = 0,354 \leq 2,5\text{Mpa}$$

=  
4

❖ **Vérification de la flèche :**

-  $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \qquad \frac{3,06}{5} > 0,0635 \dots\dots \text{C.V}$

avec : { *H* : hauteur de la cage escalier  
*L* : distance entre Appuis

-  $\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \iff \frac{12,32 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,135} \leq \frac{4,2}{f_e}$

On a :  $9,125 \cdot 10^{-3} \leq 1,05 \cdot 10^{-2} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$$\frac{h}{L} \approx \frac{M_x}{10.M_x} \approx \frac{3.06}{5} \approx \frac{52.21 \times 10^{-2}}{10 \times 85 \times 10^{-2}}$$

On a :  $0,612 \geq 0,0614$  .....C.V

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

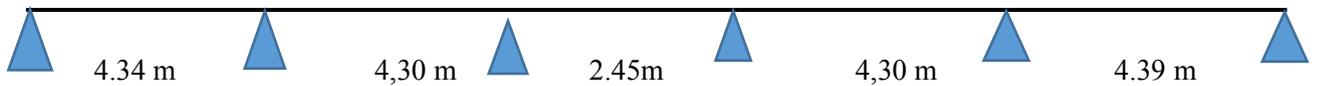
**Récapitulation du ferrailage des escaliers:**

		Ast (cm <sup>2</sup> /ml)	A Choix	St (cm)	Ar (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix
<b>Escalier à deux volées</b>	Travée	12,32	8T14	13,85	3,39	3T12
	Appui	9,03	8T12	13,85	2,26	3T10
<b>Escalier à une volée</b>	Travée	12,32	8T14	13,85	3,39	3T12
	Appui	9,03	8T12	13,85	2,26	3T10

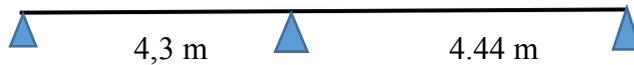
**Tableau III.10** : Ferrailage des deux types d'escaliers

**III.3.Les types des poutrelles :**

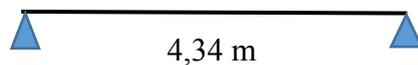
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :



Type 05 :



Type 06 :

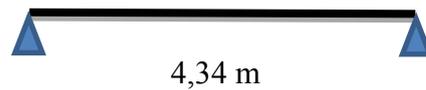


Figure III.9: Les types des poutrelles.

### III.3.1. Détermination des efforts internes :

Ils ont à six types des poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 05 par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.

✚ **ELU :**

L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_{i-1} M_{i-1} + 2(L_{i-1} + L_i) M_i + L_i M_{i+1} + 6A_i = 0 \quad \text{Avec } A_i = R_{ig} + R_{id}$$

$$q_u = 6,6 \text{ KN/m}$$

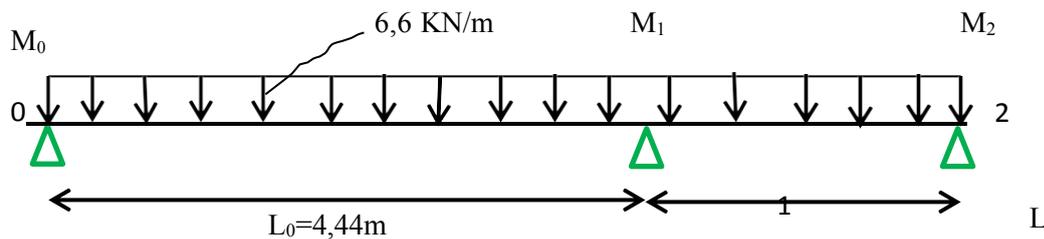


Figure III.10: Schémas statique la poutrelle de type06 (ELU)

Nombre d'équation =  $r-2$  avec  $r$  : Nombre d'appui.

On obtient une seule équation car  $3-2=1$

$$L_0 M_0 + 2 \times (L_0 + L_1) \times M_1 + L_1 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

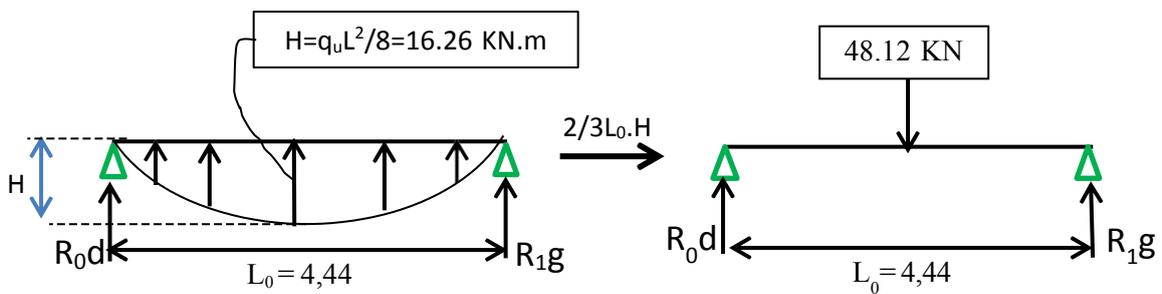
Supposant :  $M_0 = M_2 = 0$  KN.m

$$4,44M_0 + 2 \times (4,44+ 4.3) \times M_1 + 4.3 \times M_2 + 6 A_1 = 0 \quad \rightarrow 17.48M_1+6A_1=0$$

**-Calcul d'A<sub>1</sub> :**

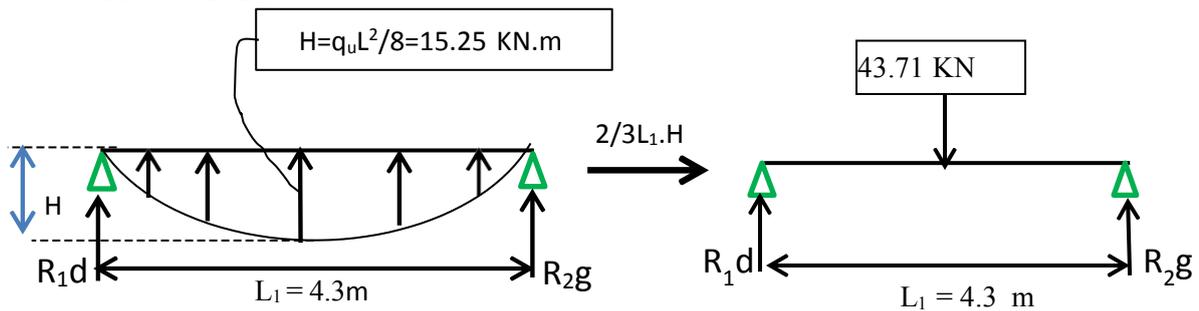
$$A_1=R_{1g}+R_{1d}$$

- **Travée 0-1 :**



$$R_{0d} = 48.12/2 = 24.06 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_{1g} = 24.06 \text{ KN}$$

- **Travée 1-2 :**



$$R_{1d} = 43.71/2 = 21.85 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_{2g} = 21.85 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } A_1 = 24.06 + 21.85 \quad \rightarrow \quad A_1 = 45.91 \text{ KN.}$$

**-Calcul d'M<sub>1</sub> :**

$$17.48M_1+6A_1=0 \quad \rightarrow \quad M_1= - 6(45.91)/17.48= - 15,75 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant en travée :

• **Travée 0-1 :**

$$R_0 + R_1 = q_u \cdot L_0 = 29.30 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/0 = 0 :$$

$$-R_1 \cdot L_0 + q_u \cdot L_0^2 / 2 - M_1 = 0.$$

$$R_1 = 18.19 \text{ KN} \quad R_0 = 11.11 \text{ KN.}$$

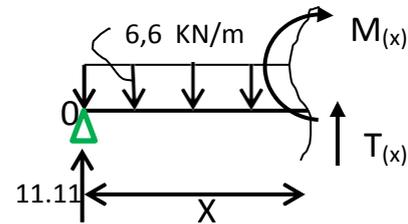
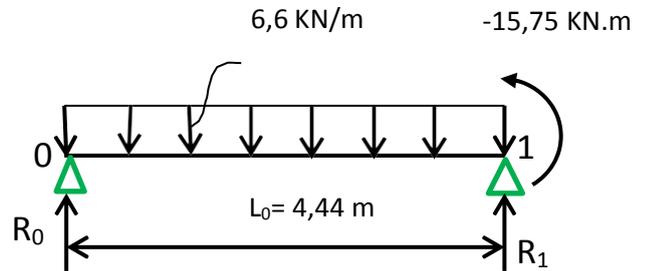
$$0 \leq x \leq 4,44 \text{ m}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4.44) = -15.72 \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 11.11 \text{ KN} \\ T(4.44) = -18.19 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max}: \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_0 / q_u \rightarrow x = 1,68 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 21.24 \text{ KN.m}$$



• **Travée 1-2 :**

$$R_1 + R_2 = q_u \cdot L_1 = 28.38 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_2 \cdot L_1 - q_u \cdot L_1^2 / 2 - M_1 = 0.$$

$$R_1 = 10.52 \text{ KN} \quad R_2 = 17,86 \text{ KN.}$$

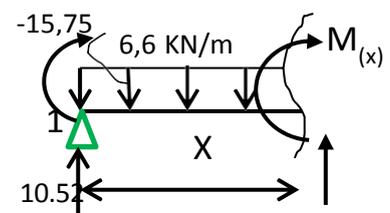
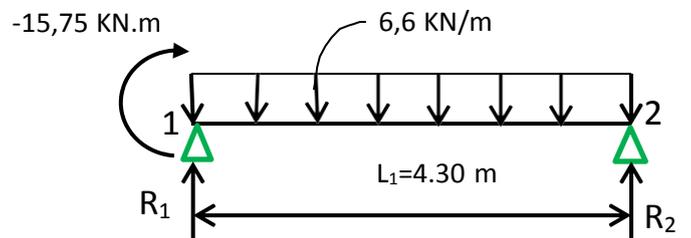
$$0 \leq x \leq 4.3 \text{ m}$$

$$M(x) = R_1 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 - 15,75 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -15,75 \text{ KN/m} \\ M(4.30) = 0 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} T(x) = R_1 - q_u \cdot x \\ T(x) = R_1 - q_u \cdot x \end{array} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 10,52 \text{ KN} \\ T(4.3) = -17,86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max}: \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_1 / q_u \rightarrow x = 1.59 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 35.80 \text{ KN.m.}$$

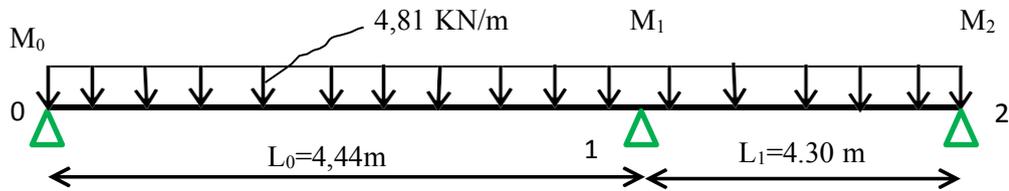


**ELS :**

L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_{i-1} M_{i-1} + 2(L_{i-1} + L_i) M_i + L_i M_{i+1} + 6A_i = 0 \text{ avec } A_i = R_{ig} + R_{id}$$

$$q_s = 4,81 \text{ KN/m}$$



**Figure III.11:** Schémas statiques de type 03 (ELS)

Nombre d'équation =  $r - 2$  Avec  $r$  : nombre d'appui.

On obtient une seule équation car  $3 - 2 = 1$

$$L_0 M_0 + 2 \times (L_0 + L_1) \times M_1 + L_1 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

Supposant  $M_0 = M_2 = 0 \text{ KN.m}$

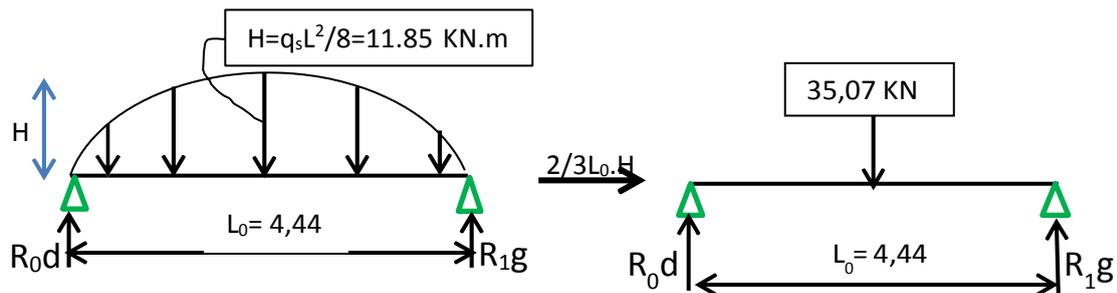
$$4,44M_0 + 2 \times (4,44 + 4,30) \times M_1 + 4,30 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

$$\rightarrow 17,48M_1 + 6A_1 = 0$$

**-Calcul d'A1 :**

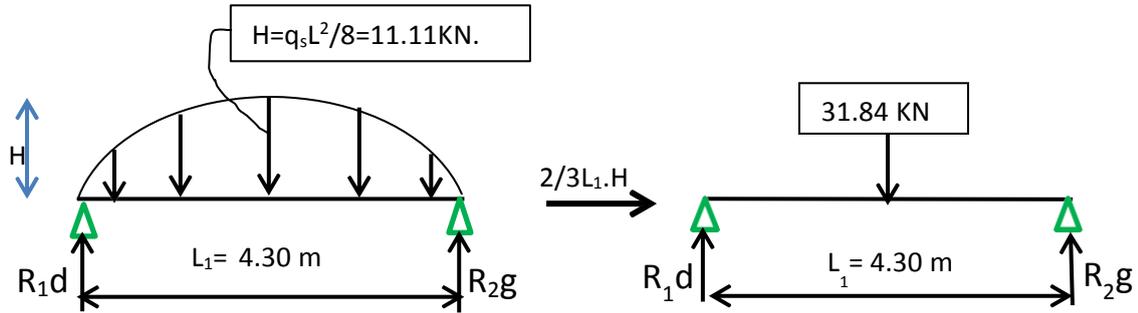
$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

- Travée 0-1 :



$$R_{1g} = 35,07 / 2 = 17,53 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_{1g} = 17,53 \text{ KN}$$

- **Travée 1-2 :**



$$R_{1d} = 31.84/2 = 15.92 \text{ kN} \rightarrow R_{1d} = 15.92 \text{ kN}$$

$$\text{Alors : } A_1 = 17.53 + 15.92 = 33.45 \text{ kN} \rightarrow A_1 = 33.45 \text{ kN}$$

**-Calcul d'M<sub>1</sub>:**

$$17.48 M_1 + 6 A_1 = 0 \rightarrow M_1 = -6 \times (33.45) / 17.48 = -11.48 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant en travée :

- **Travée 0-1 :**

$$R_0 + R_1 = q_s \cdot L_0 = 21.35 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/0 = 0 : R_1 \cdot L_0 - q_s \cdot L_0^2 / 2 + M_1 = 0$$

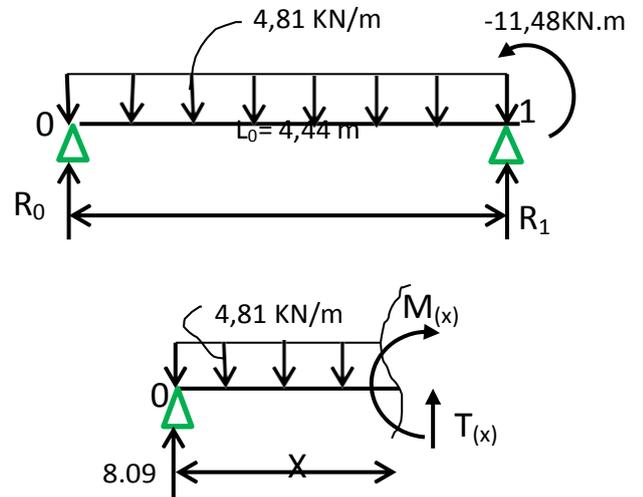
$$R_1 = 13.26 \text{ kN} \quad R_0 = 8.09 \text{ kN}$$

$$0 \leq x \leq 4.44 \text{ m}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_s \cdot x^2 / 2 \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(4.44) = -11.49 \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_s \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 8.09 \text{ kN} \\ T(4.44) = -13.26 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_{\text{max}} : \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_0 / q_s \rightarrow x = 1.68 \text{ m}$$



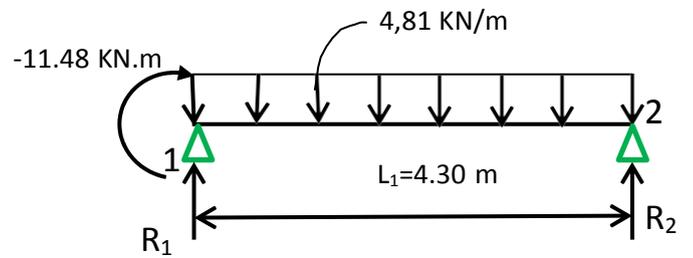
$$M_{\max} = 6.80 \text{ KN.m}$$

• **Travée 1-2 :**

$$R_1 + R_2 = q_s \cdot L_1 = 20.68 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/1 = 0 : R_2 \cdot L_1 - q_s \cdot L_1^2 / 2 - M_1 = 0$$

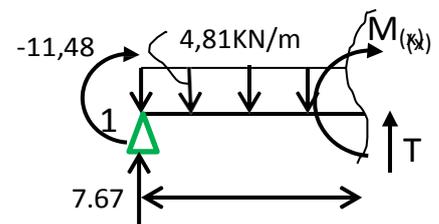
$$R_1 = 7.67 \text{ KN} \quad R_2 = 13.01 \text{ kn}$$



$$0 \leq x \leq 4.30 \text{ m}$$

$$M(x) = R_1 \cdot x - q_s \cdot x^2 / 2 - 11.48 \rightarrow \begin{cases} M(0) = -11.5 \text{ KN/m} \\ M(4.30) = -22.98 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_s \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 7.67 \text{ KN} \\ T(4.3) = -13.01 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M_{\max}: \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_1 / q_s \rightarrow x = 1.59 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -5.36 \text{ KN.m}$$

X

### III.3.2. Résumé des sollicitations maximales pour les types des poutrelles :

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

Type 01 :

**Tableau III.11 :** Tableau des moments et efforts tranchants type 01.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	$M_{travée\ max}$	$M_{appui\ max}$	$T_{max}$	$M_{travée\ max}$	$M_{appui\ max}$	$T_{max}$
<b>RDC+étage courant</b>	11.94	-17.76	-22.34	8.69	-12.93	16.10

Type 02 :

**Tableau III.12 :** Tableau des moments et efforts tranchants type 02.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	$M_{travée\ max}$	$M_{appui\ max}$	$T_{max}$	$M_{travée\ max}$	$M_{appui\ max}$	$T_{max}$
<b>RDC+ étage courant</b>	11.66	-19.84	22.97	8.48	14.44	16.72

Type 03 :

**Tableau III.13 :** Tableau des moments et efforts tranchants type 03.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	$M_{travée\ max}$	$M_{appui\ max}$	$T_{max}$	$M_{travée\ max}$	$M_{appui\ max}$	$T_{max}$
<b>RDC+ étage courant</b>	19.38	0	18.09	14.11	0	13.16

Type 04 :

**Tableau III.14 :** Tableau des moments et efforts tranchants type 04.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	$M_{travée\ max}$	$M_{appui\ max}$	$T_{max}$	$M_{travée\ max}$	$M_{appui\ max}$	$T_{max}$
<b>RDC+ étage courant</b>	12.66	-18.82	23.43	9.01	-13.79	17.37

Type 05 :

**Tableau III.15 :** Tableau des moments et efforts tranchants type 05.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	$M_{travée\ max}$	$M_{appui\ max}$	$T_{max}$	$M_{travée\ max}$	$M_{appui\ max}$	$T_{max}$
<b>Terrasse inaccessible</b>	18.56	31.60	-36.61	13.60	-23.15	-26.82

Type06 :

**Tableau III.16:** Tableau des moments et efforts tranchants type 06.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>
Terrasse inaccessible	20.54	0	19.16	15.04	0	14.04

### III.3.3. Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)

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 le «Type01» comme un exemple de calcul.

a. **Ferrailage longitudinal :**

**ELU**

➤ **En Travée :**

$$M_u \max = 11,66 \text{ KN.m} = 0,01166 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2)$$

Avec :

$$b = 0,65 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; h = 0,25 \text{ cm}$$

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

Donc :

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,225 - 0,05/2) = 0,0921 \text{ MN.m}$$

Donc  $M_t > M_{\max}$ , cela implique que l'axe neutre est dans la table.

Le calcul se fait avec une section rectangulaire, de base  $b=65 \text{ cm}$  et hauteur  $h=25 \text{ cm}$ .

$$\mu = M_{u \max} / b \times d^2 \times f_{bc} = 0,01166 / 0,65 \times (0,225^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,0250 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

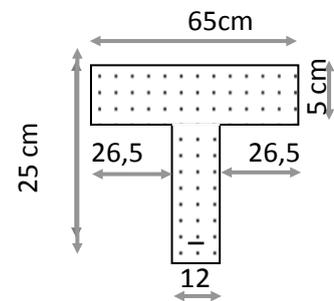
( $A_{sc}=0$ ). La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \longrightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0250}) = 0,0316$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 \times 0,0316) = 0,223 \text{ m}$$

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

$$A_{st} \geq \frac{M_{u \max}}{Z \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} \geq \frac{0,01166}{223 \times 347,826} = 1.5 \text{ cm}^2$$



Les choix est de : **2T12=2.26 cm<sup>2</sup>**

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{65 \times 25}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,625 ; 1765) \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{st} = 1,765 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée .**

➤ **En Appui :**

$$M_{u \max} = 19,84 \text{ KN.m}$$

$M_{u \max} < M_t \rightarrow$  on fait le calcul pour la même section rectangulaire (65x 25 cm<sup>2</sup>).

$$\mu = M_{u \max} / b d^2 f_{bc} = 0,01984 / 0,65 \times (0,225^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,0425 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A_{sc}=0$ ).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \longrightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0425}) = 0,0543$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \times 0,0543) = 0,220 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{u \max}}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01984}{220 \times 347,826} = 2,59 \text{ cm}^2$$

On prend : **1T16 + 1T14 = 3,55 cm<sup>2</sup>**.

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{65 \times 25}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,625 ; 1,765) \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{st} \geq 1,765 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

#### **✚ ELS:**

➤ **En travée :**

$$M_{\text{ser Max}} = 8.48 \text{ KN.m}$$

#### **❖ Position de l'axe neutre**

$$\frac{b x^2}{2} + n A_{sc} (x-d') - n A_{st} (d-x) \quad \text{avec } n=15$$

$$32,5 x^2 - 33.9 (22.5 - x) = 0$$

$$32,5 x^2 + 33.9x - 762.75 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 323.38$$

$\rightarrow x = 4,35 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \rightarrow$  l'axe neutre se trouve dans la nervure, Donc :

$$\frac{b x^2}{2} - n A_{st} (d-x) - \left(\frac{b-b_0}{2}\right) (x - h_0)^2 = 0$$

$$32,5 x^2 - 33.9 (22.5 - x) - 26,5 (x - 5)^2 = 0$$

$$32,5 x^2 + 33.9x - 762.75 - 26,5 x^2 - 662,5 + 265 x = 0$$

$$6x^2 + 298.9x - 1425.25 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 351.49 \rightarrow x = 4,38 \text{ cm}$$

❖ Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b x^3}{3} - \left(\frac{b-b_0}{3}\right) (x - h_0)^3 + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4,38^3}{3} - \left(\frac{65-12}{3}\right) (4,38 - 5)^3 + 15 \times 2.26 (22.5 - 4,38)^2$$

$$I = 12955,346 \text{ cm}^4.$$

❖ **Calcul de la contrainte :**

-Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.48 \times 10^{-5} \times 4,38}{12955,346 \times 10^{-8}} = 2.87 \text{ Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$  Condition vérifié

-Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 15 \times \frac{8.48 \times 10^{-5} (22.5 - 4.38)}{12955.346 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 177.90 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66, 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appui :**

$$M_{ser \text{ Max}} = 14.44 \text{ KN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b x^2}{2} + n \text{ Asc } (x-d') - n \text{ Ast } (d-x) \quad \text{avec } n=15$$

$$32,5 x^2 - 53,25(22.5 - x) = 0$$

$$32,5 x^2 + 53,25 x - 1198.125 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 398.23$$

$x = 5.30 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \rightarrow$  l'axe neutre se trouve dans la nervure, Donc :

$$\frac{b x^2}{2} - n \text{ Ast } (d-x) - \left( \frac{b-b_0}{2} \right) (x - h_0)^2 = 0$$

$$32,5 x^2 - 53,25 (22.5 - x) - 26,5 (x - 5)^2 = 0$$

$$32,5 x^2 + 53,25 x - 1198.125 - 26,5 x^2 - 662,5 + 265 x = 0$$

$$6x^2 + 318,25x - 1860.625 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 382.01 \rightarrow x = 5.31 \text{ cm}$$

❖ **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b x^3}{3} - \left( \frac{b-b_0}{3} \right) (x - h_0)^3 + n \times \text{Ast } (d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \times 5.31^3}{3} - \left( \frac{65-12}{3} \right) (5.31 - 5)^3 + 15 \times 3,55 (22.5 - 5.31)^2$$

$$I = 18978.602 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul de la contrainte :**

-Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.44 \times 10^{-5} \times 5.31}{18978.602 \times 10^{-8}} = 4,04 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 15 \times \frac{14.44 \times 10^{-5} (22.5 - 5.31)}{18978.602 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 196.18 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66, 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{22.97 \times 10^{-2}}{0,12 \times 0,225}$$

$$\tau_u = 0.75 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**a. Diamètre des armatures transversales :**

$$\emptyset t \leq \min(\emptyset_1 ; h/35 ; b_0/10) = \min (1,2 ; 25/35 ; 12/10)$$

$$\emptyset t \leq 0,71$$

$$\text{On prend : } \rightarrow \emptyset t = 8 \text{ cm}$$

❖ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA 99 version 2003 :

Zone Nodale :

$$St \leq \min (h/4 ; 12\emptyset_1 ; 30 \text{ cm} )$$

$$St \leq \min (25/4 ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm} )$$

On prend: →  $St = 5 \text{ cm}$

Zone courant :

$$St \leq h/2 = 25/2$$

On prend : →  $St = 10 \text{ cm}$ .

-Condition de non fragilité:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot St} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{0,24.400}{12.10} \geq \max (0,375 ; 0,4 ) \text{MPa}$$

$0,8 \geq 0,4$  → Condition vérifiée

❖ **Vérification au glissement:**

$$\text{En appui : } V_u - \frac{Mu}{0,9 \times d} \leq 0 \text{ (BAEL91 page 83; A6.1;3)}$$

Avec :  $M_u = 19.84 \text{ KN.m}$  ;  $V_u = 22.97 \text{ KN}$

$$22.97 - \frac{19.84}{0,9 \times 0,225} = -63.47 \leq 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux appuis

### III.3.4. Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{\text{admissible}}$$

❖ **La flèche admissible :**

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{\text{adm}} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{\text{adm}} = 0,5 + L / 1000$$

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 M_0} \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_n d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots (3) \end{cases}$$

$\frac{25}{444} = 0,056 \leq \frac{1}{16}$  la condition (1) n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche

$$L = 444 < 500 \quad \rightarrow f_{\text{admissible}} = L / 500 = 0,0088 \text{ m}$$

❖ **Calcul de f :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_{st} \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,65 \times 0,25^3}{12} + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} \times \left( \frac{0,25}{2} - 0,02 \right)^2$$

$$I_0 = 8,80 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Avec } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,26 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,225} \rightarrow \varphi = 0,008378$$

$$\rightarrow \lambda_i = 4,90$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times A_{st} + f_{t28}} \rightarrow u = 0,73$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} = \frac{1,1 \times 8,8 \times 10^{-4}}{1 + 4,90 \times 0,73} \rightarrow I_{fi} = 2,11 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \times I_{fi}} = \frac{0,00848}{32164,2 \times 2,11 \times 10^{-4}} = 0,00124 \text{ m}^{-1} \quad \text{avec } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc la flèche: } f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{4,44^2}{10} \times 0,00124$$

$$f = 0,00244 < f_{admissible} = 0,0088 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.3.5. Longueur d'ancrage :

Par simplification, on considère que l'ancrage par courbure des barres tendues avec un pliage supérieur à 90° est assuré moyennant une longueur d'ancrage équivalente qui peut être prise égale à :  $L \geq L_2 + r + \frac{\emptyset}{2}$

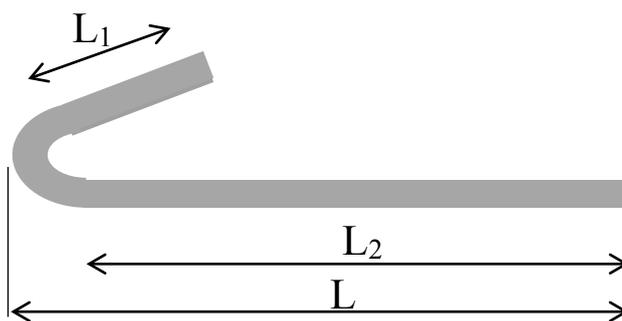


Figure III.11: D'ancrage des armatures.

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s'}$$

Avec :  $\tau_s' = 0,6(\psi)^2 \times f_{tj}$  ( $\psi = 1,5$  acier HA)

$$\tau_s' = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm} = 423 \text{ mm}$$

On adopte un crochet à  $90^\circ \rightarrow \alpha = 1,87$  et  $\beta = 2,19$

$$r = 5,5\phi \text{ (Acier HA)}$$

$$r = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

Avec  $L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm}$ ..... (Règle CBA93)

$$L_2 = 423 - (1,87 \times 120) - (2,19 \times 66)$$

$$L_2 = 54,06 \text{ mm}$$

$$L \geq 54,06 + 66 + \frac{12}{2} = 126,06 \text{ mm}$$

On prend :  $L = 15 \text{ cm}$ .

**Tableau III.17** : Tableau d'ancrage des armatures.

$\phi$ (mm)	$\tau_s'$ (Mpa)	$L_s$ (cm)	$L_1$ (cm)	$r$ (cm)	$L_2$ (cm)	$L$ (cm)
12	2,835	42,328	12	6,6	5,40	13
14	2,835	49,382	14	7,7	6,34	15
16	2,835	56,437	16	8,8	7,24	17

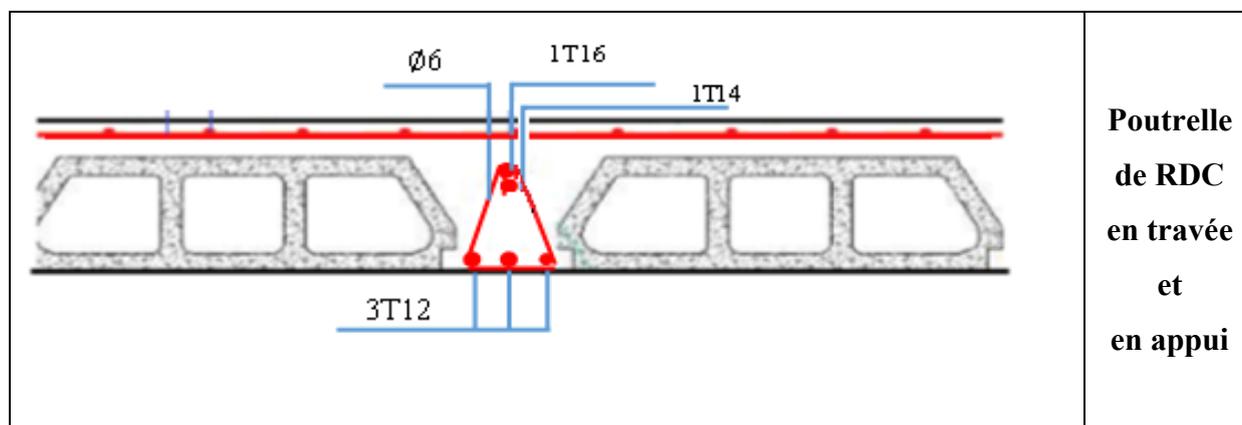
### III.3.6. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles :

**Tableau III.18** : Tableau du ferrailage des poutrelles

Niveau	Type de poutrelle	Ast calculé (cm <sup>2</sup> )		Armatures longitudinales		Armatures transversales	Espacement (cm)	
		En travée	En appui	En travée	En appui		Zone nodale	Zone courant
	Type 1	2,40	3,30	3T12	1T16+ 1T14			

<b>RDC +Etag e coura nt</b>	Type 2	1.81	3,63	2T12	1T16+ 1T14	$\emptyset 6$	5	10
	Type 3	2,93	3,42	3T12	1T16+ 1T14			
<b>Terra se innac cessib le</b>	Type 4	1.94	3,42	2T12	1T16+ 1T14	$\emptyset 6$	5	10
	Type 5	1,71	3.13	2T12	1T16+ 1T14			
	Type 6	3.11	3.42	2T12	1T16+ 1T14			

### ferrailage des poutrelles de RDC



**Figure III.12** : Schéma de ferrailage des poutrelles de la RDC.

# **CHAPITRE IV**

**Etude**

**Dynamique**

## IV. Introduction:

Lors d'un projet de construction, le risque sismique doit être pris en compte. Pour cela les normes de construction indiquent les dispositions à prendre pour que la structure soit conçue et construite de manière à résister aux actions sismiques, sans effondrement local ou général, conservant ainsi l'intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique.

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu du mouvement relatif des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismique qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

L'objectif de cette étude est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de vibration et puisque l'analyse dynamique est souvent complexe on fait un appel à la modélisation qui permet de simplifier le problème pour pouvoir l'analyser.

### IV.1.Méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

➤ **La méthode statique équivalente :**

- Principe de la méthode :

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

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

- Modélisation :

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

✓ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

✓ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

➤ **La méthode d'analyse modale spectrale :**

-Principe de la méthode :

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

- Modélisation :

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

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

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

➤ **La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

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

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

## IV.1.1 Choix de la méthode de calcul :

### Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et dans le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : **Tlemcen** se situe dans une zone de sismicité faible « **ZONE I** ».

### Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait par le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation collective est **un ouvrage courant d'importance moyenne**, il sera classé en « **Groupe 02** »

### Classification du site :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

catégorie	Description	$q_c$ (Mpa)	N	$P_1$ (Mpa)	$E_p$ (Mpa)	$q_u$ (Mpa)	$V_s$ (m/s)
S <sub>1</sub>	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S <sub>2</sub>	Ferme	> 15	>50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S <sub>3</sub>	Meuble	1.5 ~15	10~50	1 ~ 2	5 ~20	0.1 ~0.4	≥ 200 < 400
S <sub>4</sub>	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

**Tableau IV.1** : Classification de site.

Le site de notre projet est considéré **Site 3**

## Conclusion :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment répond aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ( $H=27,00 \text{ m} > 10\text{m}$ )

## IV.2. La modélisation de la structure :

La structure étudiée présente une régularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

### Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (Installation classique .installation nucléaire, .....Etc.) Conduit à choisir des séismes caractéristiques de chaque site ; dits séisme de référence qui permettent d'exprimer ce risque. pour le besoins du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de réponse spécifiques du site ou, plus rarement, sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement.

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

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

La longueur de l'intervalle temporel définissant le Spectre de réponse doit comprendre les périodes des (12) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données, la réponse



Figure IV.1 : Spectre de réponse de

sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E). Le spectre de réponse obtenu est représenté sur la figure V.1.

❖ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Donné par le tableau 4.1, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

ZONE I  
Groupe 2  $\Rightarrow A = 0,1$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

R est donné par le tableau 4.3, en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4.

Dans notre cas on a :

Béton Armé  
Voiles porteurs  $\Rightarrow R = 3.5$

❖ **Facteur de qualité (Q) :**

$$Q = 1 + \sum Pq$$

Pq: la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non » déduit à partir du tableau ci-dessous.

Critère q	Selon X-X	Selon Y-Y
<b>1. Condition minimales sur les files de contreventement</b>	0,00	0,00
<b>2. Redondance en plan</b>	0,00	0,00
<b>3. Régularité en plan</b>	0,05	0,05
<b>4. Régularité en élévation</b>	0,00	0,00
<b>5. Contrôle de la qualité des Matériaux</b>	0,05	0,05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0,00	0,00

**Tableau IV2 : Valeurs des pénalités Pq (Portiques seulement)**

$$Q_x = Q_y = 1 + \sum Pq = 1 + (0,05 + 0,05) = 1,10$$

❖ **Pourcentage d'amortissement critique ( $\zeta$ ) :**

Donné par le tableau 4.2 RPA, en fonction du type de structure, matériau constitutif et l'importance des remplissages.

Béton Armé  $\Rightarrow \zeta = 7\%$   
Remplissage dense

❖ **Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) :**

$$\zeta = 7\% \Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0,7$$

$$\eta = 0,88.$$

❖ **Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (T1), (T2) :**

D'après le rapport géotechnique, la construction sera fondée sur un sol

meuble, S3  $\Rightarrow$  T1 = 0,15 s T2 = 0,50 s Dans notre

cas, nous avons utilisé le spectre de réponse du logiciel SAP 2000.

**Caractéristiques dynamiques :**

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculés par logiciel

SAP2000 Sont données dans le tableau suivant :

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
11	MODAL	Mode	8	0.1014	6.436E-05	0.00027	0.05594	0.91354	0.85791	0.05603
12	MODAL	Mode	9	0.10066	3.777E-06	0.00019	0.02986	0.91354	0.8581	0.08589
13	MODAL	Mode	10	0.1004	2.528E-05	0.00015	0.03376	0.91357	0.85824	0.11964
14	MODAL	Mode	11	0.09127	4.393E-06	0.00037	0.01522	0.91357	0.85861	0.13487
15	MODAL	Mode	12	0.09031	4.642E-05	0.00046	0.02341	0.91362	0.85907	0.15827
16	MODAL	Mode	13	0.09019	0.00014	0.00019	0.00874	0.91376	0.85926	0.16701
17	MODAL	Mode	14	0.08832	6.258E-05	0.0005	0.09913	0.91382	0.85976	0.26615
18	MODAL	Mode	15	0.08697	0.01109	0.01487	0.01342	0.92491	0.87463	0.27956
19	MODAL	Mode	16	0.08633	0.00429	0.00014	0.00069	0.9292	0.87478	0.28025
20	MODAL	Mode	17	0.086	0.00886	0.02068	0.00106	0.93806	0.89546	0.28131
21	MODAL	Mode	18	0.08555	0.0007	0.02007	0.00065	0.93876	0.91553	0.28196
22	MODAL	Mode	19	0.08424	0.00016	8.725E-06	0.00379	0.93892	0.91554	0.28575
23	MODAL	Mode	20	0.08415	0.00023	0.00029	0.02211	0.93915	0.91583	0.30786
24	MODAL	Mode	21	0.08384	0.00027	0.0000104	0.13959	0.93942	0.91584	0.44745
25	MODAL	Mode	22	0.08333	0.0000103	1.746E-05	0.001	0.93943	0.91586	0.44845
26	MODAL	Mode	23	0.08327	4.952E-05	0.00022	0.00174	0.93948	0.91608	0.45019
27	MODAL	Mode	24	0.0822	6.084E-05	1.043E-06	0.00236	0.93954	0.91608	0.45254
28	MODAL	Mode	25	0.08153	0.00017	0.00032	5.574E-06	0.93971	0.9164	0.45255
29	MODAL	Mode	26	0.08031	1.416E-05	0.00012	0.03153	0.93972	0.91652	0.48408
30	MODAL	Mode	27	0.08025	1.442E-05	0.0002	0.01579	0.93974	0.91671	0.49987
31	MODAL	Mode	28	0.08014	0.00013	0.00077	0.00559	0.93987	0.91748	0.50546
32	MODAL	Mode	29	0.07884	3.68E-06	0.00049	0.00581	0.93987	0.91798	0.51127
33	MODAL	Mode	30	0.06319	0.03519	0.00014	0.00019	0.97507	0.91811	0.51146
34	MODAL	Mode	31	0.06989	3.359E-13	0.03782	0.00028	0.97507	0.95594	0.51174
35	MODAL	Mode	32	0.09256	1.751E-12	1.228E-12	0.26748	0.97507	0.95594	0.77922

**Tableau IV.3 : périodes et pourcentages de participation massique**

## Vérification du RPA :

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après sont satisfaits simultanément.

Tout d'abord, on peut commencer par dire que la participation massique dépasse les 70% au 8<sup>ème</sup> mode selon le plan XX et 6<sup>ème</sup> mode selon le plan YY

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- ✓ Une période fondamentale  $T = 0.96$  s.
- ✓ le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translations suivant l'axe globale X
- ✓ Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translations suivant l'axe globale Y
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

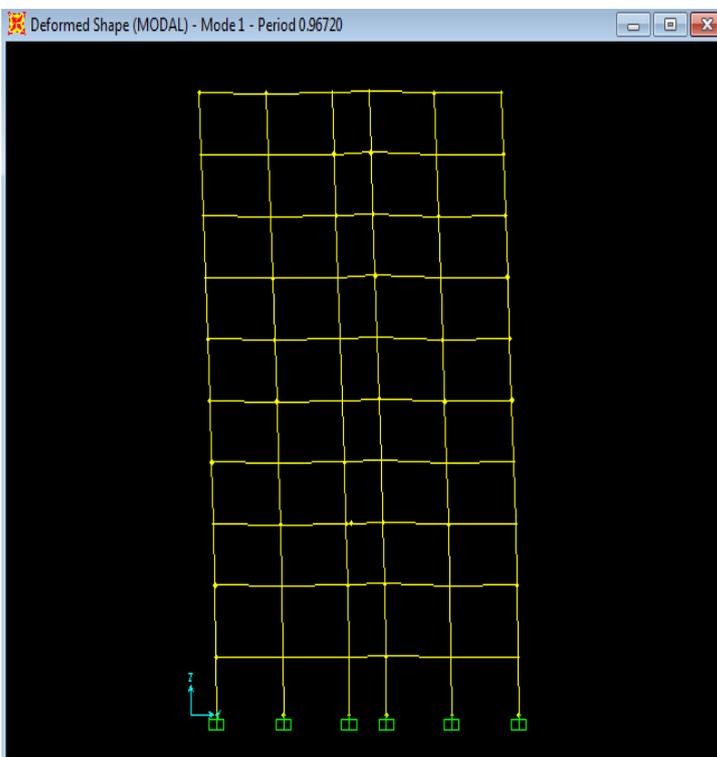


Figure IV.2 : Translation selon X

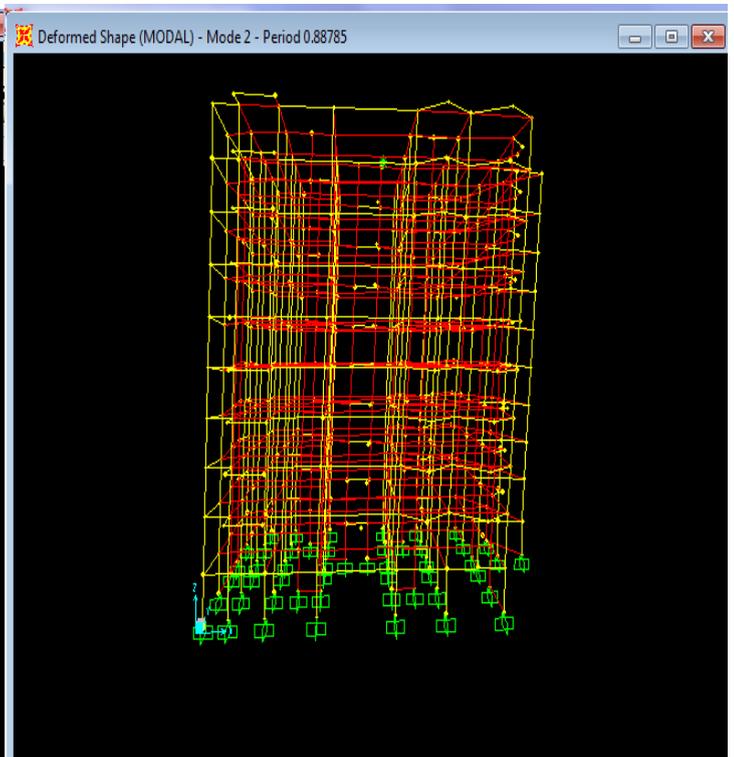
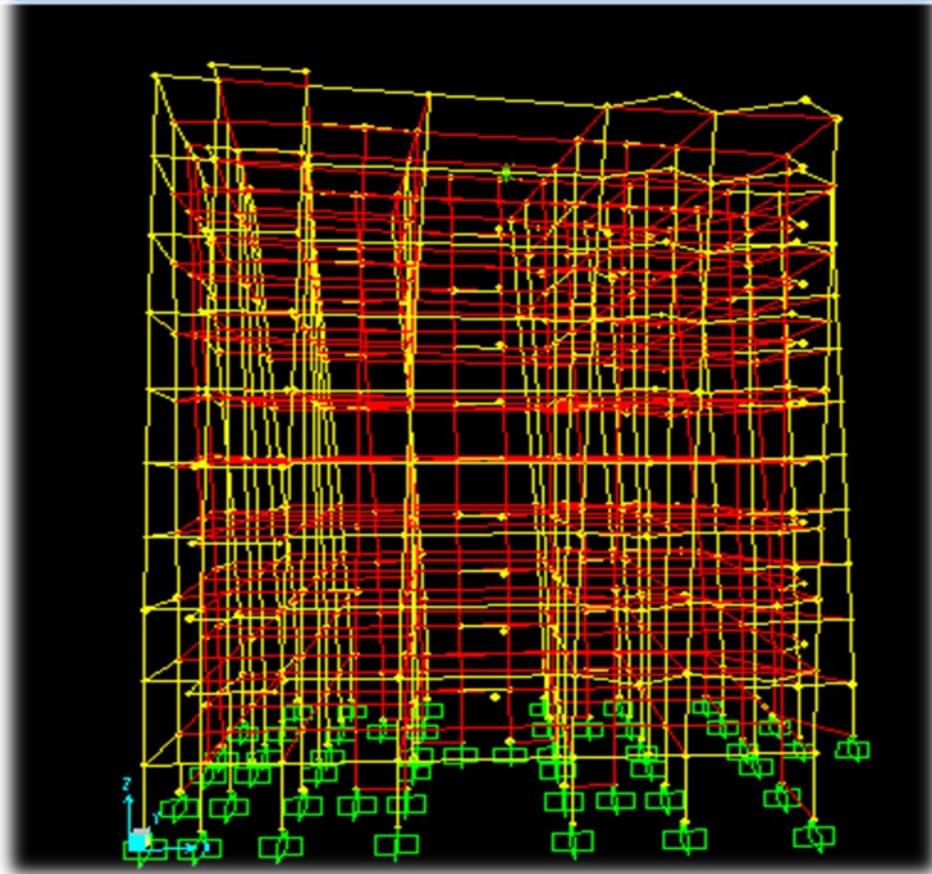


Figure IV.3 : Translation selon Y



**Figure IV.4 : mode 03 rotation selon Z**

**Résultante des efforts sismiques du calcul :**

D'après les résultats de SAP2000 :

$$V_{x\text{dyn}} = 3439.05 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = 3261.02 \text{ KN}$$

**Vérification de la période fondamentale**

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique appropriée de 30% ( $T_N < 1,3 T_e$ ).

La période fondamentale est égale a :  $T_N =$

$0,96 s T_e$  : période empirique de la structure :

La formule empirique à utiliser selon les cas est :

$$T_e = \min [C_T h_n^{3/4} ; 0,09 * h_n / \sqrt{D_x}]$$

$$T_e = \min [C_T h_n^{3/4} ; 0,09 * h_n / \sqrt{D_y}]$$

$h_n$  : hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de

remplissage ;  $D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction

du calcul ;

$C_T$  est donné par le tableau 4.6 RPA.

Portique est auto stable en béton armé avec remplissage en maçonneries  $\Rightarrow C_T = 0,05$

➤ Pour le sens transversal:

$$h_N = 30.93 \text{ m .}$$

$$D_y = 21.48 \text{ m.} \quad D_x = 25.135 \text{ m} \quad \text{Alors :} \quad \boxed{T_y = 0,55 \text{ s}}$$

➤ Pour le sens longitudinal :

$$h_N = 30.93 \text{ m.}$$

$$D_x = 25.135 \text{ m.} \quad \text{Alors :} \quad \boxed{T_x = 0,60 \text{ s.}}$$

$$\Rightarrow T_e = \min [ 0.601 ; 0.55 ]$$

$$\Rightarrow T_e = \min (T_x, T_y) = 0,55 \text{ s}$$

$$\Rightarrow T_N = 0,96 \text{ s} > 1,3 T_e$$

$$\Rightarrow T_e = 0,715 \text{ s} \quad \text{condition vérifiée}$$

### La force sismique totale V :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable pour notre cas, mais en raison de comparaison avec la méthode dynamique nous allons évaluer la force sismique totale.

$$V = \frac{A E Q D}{R} W \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} A = 0,10 \\ Q = 1,10 \\ D = ?? \\ R = 3,5 \\ W = ?? \end{array} \quad \text{RPA 99 (art 4.2.3)}$$

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique D :**

D'après le RPA 99/V.2003, le facteur d'amplification dynamique s'écrit comme suit

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \dots \dots \dots (I) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \dots \dots \dots (II) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T > 3,0 \text{ s} \dots \dots \dots (III) \end{cases}$$

On a  $T=0,74$  s on utilise la formule

$$(II). T_2 (S3) = 0,5 \text{ s.}$$

$$\eta = 0,88$$

$$0,5 < T < 3 \text{ s. donc : } D = 2,5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3}.$$

$$D_x = 2.05$$

$$D_y = 1.94$$

➤ **Poids total de la structure :**

Selon le RPA99/V.2003, il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction des charges d'exploitation d'après le tableau 4.5 (RPA99/V.2003 .p41).

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

- $W_i$  : poids total de la structure.
- $W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
  - $W_{Qi}$  : charges d'exploitation.
  - $\beta$  coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation selon le tableau 4.5, RPA99/version 2003 : Bâtiments recevant de publique temporairement = 0,2

Les résultats des différentes poids correspond à chaque étage sont déterminés par le SAP2000 et ils sont résumés comme suit :

Niveau	Hauteur (m)	Wi (KN)
<b>Sous_sol</b>	2.88	5358.94
<b>Rdc</b>	3.57	5634.87
<b>1<sup>er</sup></b>	3.06	5522.16
<b>2<sup>ème</sup></b>	3,06	5411.55
<b>3<sup>ème</sup>,</b>	3,06	5308.78
<b>4<sup>ème</sup></b>	3,06	5214.11
<b>5<sup>ème</sup></b>	3,06	5148.59
<b>6<sup>ème</sup></b>	3,06	5095.93
<b>7<sup>ème</sup></b>	3,06	5064.63
<b>8<sup>ème</sup></b>	3.06	5461.99
		<b>Σ 53221.6 KN</b>

**T Tableau IV.4 :** Poids des différents étages.

a  
b  
l  
e

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans les deux directions :

$$V = A \cdot D \cdot Q \cdot W / R$$

$$D_x = 2.05 ; D_y = 1.94 ; Q = 1, 10 ; R = 3.5 ; A = 0.10$$

**Sens longitudinal :**

$$V_{stat} = 3439.05 \text{ KN} \iff 80\% V_{stat} = 2751.24 \text{ kN}$$

**Sens transversal :**

$$V_{stat} = 3261.02 \text{ kN} \iff 80\% V_{stat} = 2608.16 \text{ kN}.$$

### IV.3. Détermination de la force sismique de chaque niveau :

La force sismique totale ( $V$ ) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule (4-11 du RPA99/ V2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

Avec :

$F_t$  : La force concentrée au sommet de la structure

$$F_t = 0,07 \times T \times V \quad (F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s)$$

On a :

$$T_x = 0.55 < 0,7s \quad \rightarrow \quad F_{tx} = 0 \text{ KN}$$

$$T_y = 0.65 < 0,7s \quad \rightarrow \quad F_{ty} = 0 \text{ KN}$$

### IV.4. Vérification du coefficient de comportement $R$ :

Pour un système portiques contreventés par des voiles en béton armé  $R=3.5$ , on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{V_{voiles}}{V_{global}} \leq 100\%$$

$V_{global}$  : L'effort tranchant de la structure global.

$V_{voiles}$  : L'effort tranchant des voiles.

Du SAP2000 :

➤ **Sens -x- :**

$$V_{x \text{ global}} = 2751.237 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ voiles}} = 2608.810 \text{ KN}$$

$$\frac{1958.549}{2534.20} = 0,77 \rightarrow 77 \% > 70\% \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

➤ Sens -y- :

$$V_{Y \text{ global}} = 2608.810 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ voiles}} = 2160.548 \text{ KN}$$

$$\frac{2160.548}{2690.95} = 0,8 \rightarrow 80\% > 70\% \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Les conditions non pas vérifiées suivant les deux directions x et y. Donc on prend le coefficient de comportement  $R=4$ .

$$V = A.D.Q.W/R$$

$$D_x = 1.94 ; D_y = 2.06; Q=1, 10; R=4 ; A=0.10$$

**Sens longitudinal :**

$$V_{\text{stat}} = 3167.75 \text{ kN} \iff 80\% V_{\text{stat}} = 2534.2 \text{ kN}$$

**Sens transversal :**

$$V_{\text{stat}} = 3363.69 \text{ kN} \iff 80\% V_{\text{stat}} = 2690.95 \text{ kN.}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

$$T_x = 0.78 > 0,7s \rightarrow F_{tx} = 0.07 * 0.78 * 2534.20 = 138.36 \text{ KN}$$

$$T_y = 0.715 > 0,7s \rightarrow F_{ty} = 0.07 * 0.715 * 2690.95 = 146.92 \text{ KN}$$

**Tableau IV.5 : La force sismique de chaque niveau.**

Niveau	F <sub>x</sub> (KN)	F <sub>y</sub> (KN)
Sous-sol	46.20	49.06
RDC	119.53	126.93
1	174.32	185.10
2	227.42	241.49
3	282.79	300.28
4	333.11	354.85
5	384.27	408.04
6	433.67	460.51
7	478.92	508.54
8	548.01	581.91

➤ **Sens -x- :**

$$V_{x \text{ global}} = 2534.20 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ voiles}} = 1958.549 \text{ KN}$$

$$\frac{2475.65}{3167.75} = 0,78 \rightarrow 78 \% < 100\% \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

➤ **Sens -y- :**

$$V_{Y \text{ global}} = 2690.95 \text{ KN}$$

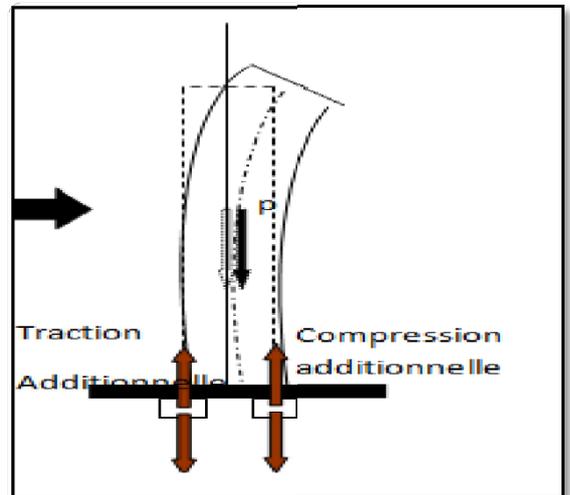
$$V_{Y \text{ voiles}} = 2160.548 \text{ KN}$$

$$\frac{2731.88}{3363.69} = 0,81 \rightarrow 81\% < 100\% \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

## IV.5. Vérification vis-à-vis des déformations :

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les voiles des efforts axiaux additionnels. Ce phénomène est appelé « effet P- $\Delta$  ».

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :



D'après le RPA99/Version2003

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de sa hauteur.

Avec :

$\delta_{(ek)}$  : Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K) dans les deux sens (x,y) ➔ (Les déplacements sont calculés par logiciel Sap2000)

$$\delta_{(k)} = \delta_{(ek)} \times R$$

R : Coefficient de comportement (R = 3.5)

$\Delta_{(k)}$  : Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens (x,y)

$$\Delta_{(k)} = \delta_{(k)} - \delta_{(k-1)} \quad \rightarrow \quad \Delta_{(k)} \leq 1\% (he)$$

he : La hauteur de chaque niveau. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -x-**

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (m)	$\delta_{(k)}$ (m)	$\Delta_{(k)}$ (m)	1%(he) (cm)	Observation
<b>Etage 8</b>	0.024729	0.0864	0.0005565	3,06	Vérifiée
<b>Etage 7</b>	0.022767	0.003437	0.0005425	3,06	Vérifiée
<b>Etage 6</b>	0.020502	0.0028945	0.000525	3,06	Vérifiée
<b>Etage 5</b>	0.017946	0.0023695	0.000511	3,06	Vérifiée
<b>Etage 4</b>	0.015154	0.0018585	0.000483	3,06	Vérifiée
<b>Etage 3</b>	0.012204	0.0013755	0.0004515	3,06	Vérifiée
<b>Etage 2</b>	0.00921	0.000924	0.000385	3,06	Vérifiée
<b>Etage 1</b>	0.006256	0.000539	0.000287	3,06	Vérifiée
<b>RDC</b>	0.003478	0.000252	0.0001925	3,57	Vérifiée
<b>Sous-sol</b>	0.000905	0.0000595	0.0000595	2,88	Vérifiée

**Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -y-**

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (m)	$\delta_{(k)}$ (m)	$\Delta_{(k)}$ (m)	1%(he) (cm)	Observation
<b>Etage 8</b>	0.02167	0.075845	0.009065	3,06	Vérifiée
<b>Etage 7</b>	0.01908	0.06678	0.0092855	3,06	Vérifiée
<b>Etage 6</b>	0.016427	0.0574945	0.0093835	3,06	Vérifiée
<b>Etage 5</b>	0.013746	0.048111	0.0093485	3,06	Vérifiée
<b>Etage 4</b>	0.011075	0.0387625	0.0091035	3,06	Vérifiée
<b>Etage 3</b>	0.008474	0.029659	0.008575	3,06	Vérifiée
<b>Etage 2</b>	0.006024	0.021084	0.0077	0,06	Vérifiée
<b>Etage 1</b>	0.003824	0.013384	0.006398	3,06	Vérifiée
<b>RDC</b>	0.001996	0.006986	0.005215	3,57	Vérifiée
<b>Sous-sol</b>	0.000506	0.001771	0.001771	2,88	Vérifiée

D'après le tableau ci-dessus on observe bien que les déplacements relatifs ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

## IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dues aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta_{(k)} = \frac{P_{(k)} \times \Delta_{(k)}}{V_{(k)} \times h_{(k)}} \leq 0,10$$

Mais : Si  $0,10 \leq \theta_{(k)} \leq 0,20 \rightarrow$  Amplifiant les effets de P-Delta de  $1 / (1 - \theta_k)$

Si  $\theta_{(k)} \geq 0,20 \rightarrow$  Structure instable et doit être redimensionnée

$P_{(k)}$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_{(k)} = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :  $W_i = W_{Gi} + (\beta \times W_{Qi})$

$W_{Gi}$  : Poids des charges permanentes.  $\rightarrow$  (Déjà calculé).

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.  $\rightarrow$  (Déjà calculé).

$\beta$  : Coefficient de pondération, ( $\beta = 0,2$ ) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

$V_{(k)}$  : Effort tranchant d'étage au niveau (k)  $\rightarrow$  ( $V_{(k)}$  est calculé par logiciel Sap2000).

$\Delta_{(k)}$  : Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens (x,y).  $\rightarrow$  (Déjà calculé).

$h_{(k)}$  : La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9** : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -x-).

Niveau	$h_{(k)}$ (cm)	$P_{(k)}$ (KN)	Sens -x-			Observation $\leq 0,10$
			$\Delta_{(k)}$ (m)	$V_{(k)}$ (KN)	$\theta_{(k)}$	
Etage 8	306	5358.94	0.0005565	644.65	0,027	Vérifiée
Etage 7	306	5634.87	0.0005425	1183.27	0,022	Vérifiée
Etage 6	306	5522.16	0.000525	1665.71	0,019	Vérifiée
Etage 5	306	5411.55	0.000511	2093.02	0,018	Vérifiée
Etage 4	306	5308.78	0.000483	2464.88	0,016	Vérifiée
Etage 3	306	5214.11	0.0004515	2781.51	0,007	Vérifiée
Etage 2	306	5148.59	0.000385	3041.07	0,0017	Vérifiée
Etage 1	306	5095.93	0.000287	3241.47	0,0068	Vérifiée
RDCp	357	5064.63	0.0001925	3380.15	0,0058	Vérifiée
Sous-sol	288	5461.99	0.0000595	3439.04	0,002	Vérifiée

**Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -y-).**

Niveau	h <sub>(k)</sub> (cm)	P <sub>(k)</sub> (KN)	Sens -y-			Observation ≤ 0,10
			Δ <sub>(k)</sub> (m)	V <sub>(k)</sub> (KN)	θ <sub>(k)</sub>	
Etage 8	306	5358.94	0.009065	611.28	0,029	Vérifiée
Etage 7	306	5634.87	0.0092855	1122.101	0,036	Vérifiée
Etage 6	306	5522.16	0.0093835	1579.48	0,038	Vérifiée
Etage 5	306	5411.55	0.0093485	1984.66	0,011	Vérifiée
Etage 4	306	5308.78	0.0091035	2337.28	0,0076	Vérifiée
Etage 3	306	5214.11	0.008575	2637.51	0,003	Vérifiée
Etage 2	306	5148.59	0.0077	2883.64	0,004	Vérifiée
Etage 1	306	5095.93	0.006398	3073.66	0,0038	Vérifiée
RDC	357	5064.63	0.005215	3205.17	0,003	Vérifiée
Sous-sol	288	5461.99	0.001771	3261.01	0.0015	Vérifiée

### Vérification du renversement :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement. Pour que le bâtiment soit stable au renversement, il faut que le rapport entre le moment renversant et le moment stabilisant soit supérieur ou égal à 1.5 selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.5).

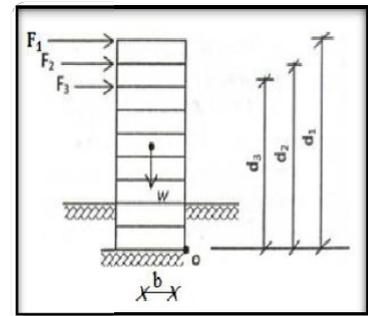


Figure IV 5: schéma des forces

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

Avec :

- N : ensemble charges gravitaires.
- M : moment de renversement.
- B : distance longitudinal et transversal du bâtiment

N : W + P semelles + P remblais = 10% N.

$$N_t = 1,10N = 1,1 * 104304,584 = 58248.601 \text{ KN}$$

Résultat de «N » d'après le SAP

$$2000.M_x = \sum F_i * h_j = 65480.92 \text{ KN.}$$

$$M_y = \sum F_i * h_j = 69552.909 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{65480.92}{58248.601} = 1.12 \leq \frac{B}{4} = \frac{50.27}{4} = 12.56 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ cv}$$

$$e = \frac{M_y}{N} = \frac{69552.909}{58248.601} = 1.19 \leq \frac{B}{4} = \frac{21.43}{4} = 5.35 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ cv}$$

### IV.7. Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de RPA99/V2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/V2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B * f_{c28}} < 0,30$$

Avec :

$N_d$  : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique

$B$  : La section transversale des poteaux

$f_{c28} = 25$  MPa.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11** : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m <sup>2</sup> )	$N_{d(max)}$ (MN)	$\nu$	Remarque
Sous-sol	0,4225	2.404	0,227	Vérifiée
RDC	0,4225	2,274	0,218	Vérifiée
1	0,36	1,943	0,215	Vérifiée
2	0.3025	1,678	0,221	Vérifiée
3	0,25	1,419	0,227	Vérifiée
4	0.202	1.167	0.230	Vérifiée
5	0.160	0.922	0,230	Vérifiée
6	0.1225	0.685	0.223	Vérifiée
7	0.09	0.455	0.202	Vérifiée
8	0.09	0.253	0.125	Vérifiée

Selon les cas d'étude proposés, les voiles ne présentent pas un risque de rupture fragile, pareffort normal de compression.

On a augmenté la section des poteaux pour que l'effort normal réduit soit vérifier.

### **Conclusions :**

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné, il peut résister aux différents chocs extérieurs tels que les séismes car il répond aux vérifications exigées par le [RPA99/VERSION2003] : période, résultante des forces sismiques et déplacements latéraux. D'une autre manière, notre bâtiments peut être réputée parasismique.

**Chapitre V :**  
**Les**  
**Eléments**  
**structuraux**

## V.1.Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

Pour déterminer le ferrailage de chaque élément on a utilisé le logiciel SAP2000 qui permet la détermination des différents efforts internes.

## V.2.Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M).

### V.2.1.Combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q & \text{(ELU)} \\ G + Q & \text{(ELS)} \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 99/V2003 :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

### V.2.2. Les 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  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

**Tableau V.1 Sollicitations maximales à ELU :**

Niveau	N (max) → M (correspondant)		M (max) → N (correspondant)	
	N (max) (MN)	M (corre) (MN.m)	M (max) (MN.m)	N (corre) (MN)
Sous sol_ RDC	2.404	0.006	0.087	1.390
Etage 1	2.082	0.018	0.037	1.548
Etage 2	1.677	0.026	0.036	1.345
Etage 3	1.419	0.027	0.037	1.148
Etage 4	1.167	0.026	0.055	0.184
Etage 5	0.922	0.025	0.029	0.906
Etage 6	0.685	0.023	0.027	0.672
Etage 7 et 8	0.455	0.017	0.030	0.168

**Tableau V.2 : Sollicitations maximales accidentelles (G+Q±E) :**

Niveau	N (max) → M (correspondant)		M (max) → N (correspondant)	
	N (max) (MN)	M (corre) (MN.m)	M (max) (MN.m)	N (corre) (MN)
Sous sol_ RDC	2.651	0.216	0.254	0.583
Etage 1	2.007	0.155	0.196	0.366
Etage 2	1.662	0.126	0.283	1.401
Etage 3	1.332	0.114	0.224	0.996
Etage 4	1.025	0.097	0.151	0.758
Etage 5	0.749	0.075	0.121	0.569
Etage 6	0.514	0.047	0.084	0.375
Etage 7 et 8	0.339	0.029	0.056	0.116

**Tableau V.3 : Sollicitations maximales accidentelles (0,8G±E) :**

Niveau	N (max) → M (correspondant)		M (max) → N (correspondant)	
	N (max) (MN)	M (corre) (MN.m)	M (max) (MN.m)	N (corre) (MN)
Sous sol RDC	2.114	0.221	0.248	0.069
Etage 1	1.599	0.160	0.195	0.061
Etage 2	1.313	0.131	0.275	1.121
Etage 3	1.040	0.118	0.218	0.764
Etage 4	0.789	0.101	0.147	0.572
Etage 5	0.566	0.079	0.118	0.424
Etage 6	0.381	0.054	0.081	0.275
Etage 7 et 8	0.237	0.031	0.052	0.077

**Tableau V.4 : Sollicitations maximales à ELS :**

Niveau	N (max) → M (correspondant)		M (max) → N (correspondant)	
	N (max) (MN)	M (corre) (MN.m)	M (max) (MN.m)	N (corre) (MN)
Sous sol RDC	1.753	0.004	0.062	1.014
Etage 1	1.519	0.013	0.027	01.131
Etage 2	1.223	0.019	0.026	0.989
Etage 3	1.035	0.020	0.027	0.839
Etage 4	0.851	0.019	0.040	0.135
Etage 5	0.673	0.018	0.021	0.660
Etage 6	0.500	0.017	0.020	0.490
Etage 7 et 8	0.332	0.013	0.022	0.123

## V.2.3 Calcul du ferrailage :

### V.2.3.1. Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/V2003 (article 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :

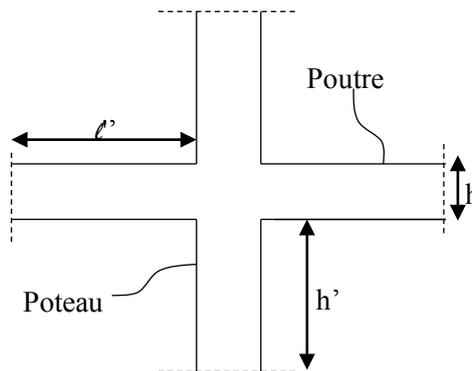
$$A_{\min} = 0,7\% \times \text{Section du béton (Zone I)}$$

➤ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 3\% \times \text{Section du béton (Zone courante)}$$

$$A_{\max} = 6\% \times \text{Section du béton (Zone de recouvrement)}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I)
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre-poteaux) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs sont données dans la figure suivante :



**Figure V.1 :** Zone nodale (nœud poutre-poteaux)

**Poutre :**  $l' = 2 \times h$

Avec :  $h$  : Hauteur de la poutre

**Tableau V.5 :** La longueur de la zone nodale pour les poutres

poutres	
h (cm)	$l'$ (cm)
55	110
40	80
30	60

**Poteau:**  $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$

Avec :  $b_1; h_1$ : dimensions du poteau

$h_e$  : La hauteur de l'étage.

**Tableau V.6 :** La longueur de la zone nodale pour les poteaux

poteaux		
(a=b) (cm)	he (cm)	h'(cm)
65	288	65
65	357	65
60	306	65
55	306	60
50	306	60
45	306	60
40	306	60
35	306	60
30	306	60
30	306	60

❖ **Calcul de ferrailage :**

Par les formules de la flexion composée on va calculer les armatures nécessaires dans les poteaux à l'état limite ultime et à l'état accidentel.

On prend comme un exemple de calcul :

▪ **Le poteau le plus sollicité du sous-sol à ELU :**

Avec :  $N_{(max)}$  ;  $M_{(correspondant)}$

**Tableau V.7 : les sollicitations des poteaux ( $N_{max}$ ,  $M_{cor}$ )**

Sous-sol	$N_{(max)} \rightarrow M_{(correspondant)}$	
	$N_{(max)}$ (MN)	$M_{(correspondant)}$ (MN.m)
ELU	2,778	0,0123

$a = b = 0,65 \text{ m}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;

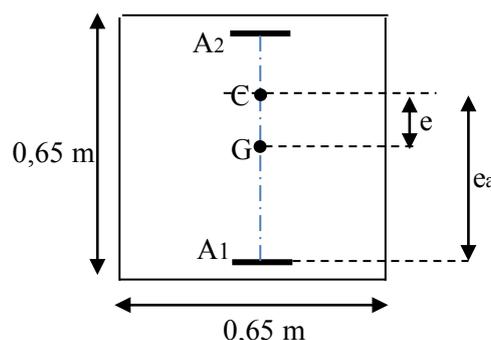
$\gamma_s = 1,15$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  ;

( $d = 0,585 \text{ m}$ ) ;  $d' = 0,065 \text{ m}$  ;  $\mu_R = 0,392$

N: Effort de compression, donc C sera en haut de G

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,006}{2,404} = 0,0024\text{m} < \frac{h}{6} = 0,108 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,26\text{m}$$



$$Ma = Nu \times e_a = 2,404 \times 0,26 = 0,62 \text{ MN.m}$$

L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures et près du centre de gravité du béton, Il faut vérifier les conditions des domaines 4 et 5.

**Les conditions des domaines -4- sont :**

$$Nu \times (d - d') - Ma < (0,5h - d') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$2,404 \times (0,585 - 0,065) - 0,62 < ((0,5 \times 0,65) - 0,065) \times 0,65 \times 0,65 \times 14,17$$

0,53 < 1,55 → Domaine 4 est vérifié → La section est entièrement comprimée

**-Détermination du ferrailage :**

Les armatures inférieures :  $A_1 = 0$

Les armatures supérieures :  $A_2$  sont calculées par la formule :

$$A_2 = \frac{Nu - (1 - \chi) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d')Nu - Ma}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}} = \frac{0,5 - \frac{0,065}{0,65} - \frac{(0,585 - 0,065) \times 2,404 - 0,62}{0,65 \times 0,65^2 \times 14,17}}{\frac{6}{7} - \frac{0,065}{0,65}} = 0,314$$

$$A_2 = \frac{2,404 - (1 - 0,314) \times 0,65 \times 0,65 \times 14,17}{348} \quad A_2 = 4,893 \times 10^{-3}$$

$$A_2 = - 48,93 \text{ cm}^2$$

**Le poteau le plus sollicité du sous-sol à l'accidentel :**

(G + Q ± E)

Avec :  $M_{(max)} \rightarrow N_{(correspondant)}$

**Tableau V.8:** les sollicitations des poteaux ( $M_{max}$ ,  $N_{cor}$ )

Sous-sol	$M_{(max)} \rightarrow N_{(correspondant)}$	
	$M_{(max)}$ (MN.m)	$N_{(corre)}$ (MN)
G+Q ± E	0,207	0.803

$a = b = 0,65 \text{ m}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_s = 1,15$   $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  ;  $(d = 0,585 \text{ m})$  ;  $d' = 0,065 \text{ m}$  ;  $\mu_R = 0,392$

N : Effort de compression, donc C sera en haut de G

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,254}{0,583} = 0,43$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,69 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 0,583 \times 0,69 = 0,402 \text{ MN.m}$$

L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures et près du centre de gravité du béton, Il faut vérifier les conditions des domaines 4 et 5.

**- Les conditions des domaines -4- sont :**

$$N_u \times (d - d') - M_a < (0,5h - d') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$0,583 \times (0,585 - 0,065) - 0,402 < ((0,5 \times 0,65) - 0,065) \times 0,65 \times 0,65 \times 14,17$$

$0,098 < 1,55 \rightarrow$  Domaine 4 est vérifié  $\rightarrow$  La section est entièrement comprimée

**-Détermination du ferrailage :**

Les armatures inférieures :

$$A_1 = 0$$

Les armatures supérieures :  $A_2$  sont calculées par la formule :

$$\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d')N_u - M_a}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

=

$$0,5 - \frac{0,065}{0,65} - \frac{(0,585 - 0,065) \times 0,583 - 0,402}{0,65 \times 0,65^2 \times 14,17}$$

$$\frac{\frac{6}{7} - \frac{0,065}{0,65}}$$

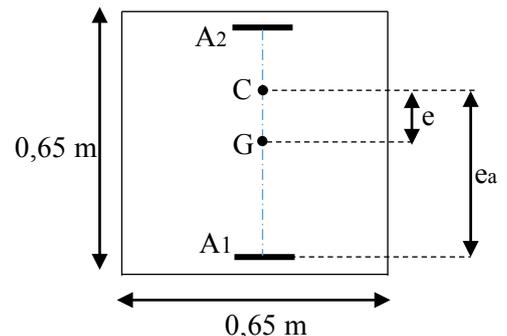
$$= 0,55$$

$$A_2 = \frac{N_u - (1 - \chi) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}} =$$

$$\frac{0,583 - (1 - 0,55) \times 0,65 \times 0,65 \times 14,17}{348}$$

$$= -6,066 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_2 = - 60,66 \text{ cm}^2$$



**Tableau V.9:** Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.

Niveau	(N (max) ; M (correspondant))			(M (max) ; N (correspondant))		
	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	section	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	section
Sous-sol et RDC	0	-48.93	E.C	0	- 60.66	E.C
Etage1	0	-47.91	E.C	0	-52	E.C
Etage2	0	33.37	E.C	0	19.75	E.C
Etage3	0	30.39	E.C	0	-18.20	E.C
Etage4	0	18.59	E.C	0	-16.14	E.C
Etage5	0	15.55	E.C	0	-11.59	E.C
Etage 6	0	12.73	E.C	0	-16.15	E.C
Etage 7et 8	0	9.05	E.C	0	-8.66	E.C

**a. Vérification des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/V 2003 :

$$A (\text{min}) = 0,7\% \times S$$

$$A (\text{max}) = 3\% \times S \quad (\text{Zone courante}).$$

$$A (\text{max}) = 6\% \times S \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

Avec, (S) : La section du Béton.

**Tableau V.10 :** Armatures minimales et maximales selon le RPA99/V2003

Types	Section (cm <sup>2</sup> )	A (min) (cm <sup>2</sup> )	Z.C	Z.R
			A (max) (cm <sup>2</sup> )	A (max) (cm <sup>2</sup> )
Poteaux (65*65)	4225	29.575	126.75	253.5
Poteaux (60*60)	3600	25.2	108	216
Poteaux (55*55)	3025	21.175	90.75	181.5
Poteaux (50*50)	2500	17.5	75	150
Poteaux (45*45)	2025	14.17	60.75	121.5

<b>Poteaux (40*40)</b>	1600	11.20	48	96
<b>Poteaux (35*35)</b>	1225	8.5	36.75	73.5
<b>Poteaux (30*30)</b>	900	6.3	27	54

**b. Choix des armatures longitudinales :**

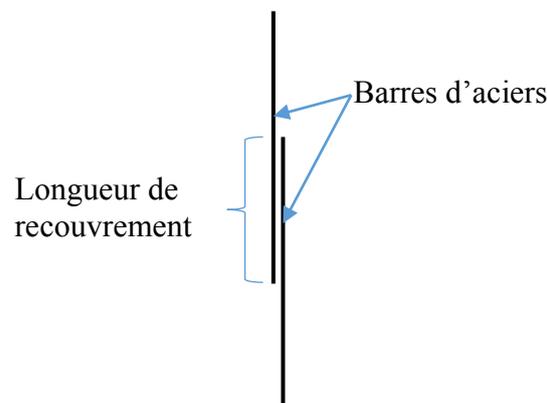
On a ferrillé par le minimum exigé par le RPA99/Version2003, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions.

**Tableau V.11** : Ferrillages longitudinales adopté pour les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures adopté	
		N×Ø	S (cm <sup>2</sup> )
<b>Sous-sol et RDC</b>	65*65	9T16+4T20	29.575
<b>Etage 1</b>	60*60	9T16+3T20	25.2
<b>Etage 2</b>	55*55	9T14+4T16	21.175
<b>Etage 3</b>	50*50	12T14	17.5
<b>Etage 4</b>	45*45	10T14	14.17
<b>Etage 5</b>	40*40	8T14	11.20
<b>Etage 6</b>	35*35	8T12	8.5
<b>Etage 7_8</b>	30*30	6T12	6.3

**-Calcul des longueurs de recouvrement :**

D'après le RPA99/version2003 :



**Figure .V. 2:** Longueur de recouvrement.

$$L_r \geq (40 \times \emptyset) \rightarrow \text{Zone (I)}$$

**Tableau V.12 :** Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

$\varnothing_{(\max)}$ (mm)	Lr(calculé) (mm)	Lr(choix) (mm)
$\varnothing 20$	800	800
$\varnothing 16$	640	700
$\varnothing 14$	560	600
$\varnothing 12$	480	500

### V.2.3.2. Armatures transversales :

#### a. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

D'après RPA99/version2003, La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d}$$

Avec :

$\tau_{bu}$ : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

V : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur utile.

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \text{RPA99/V2003}$$

Avec:

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$ : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7L_0$$

**Tableau V.13 : Vérification spécifique sous sollicitations normales**

niveaux	V (MN)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sous-Sol	0,023	3,10	0,04	0,54	1,00	Vérifiée
RDC	0,023	3.84	0,04	0,54	1,00	Vérifiée
Etage 1	0,022	3,57	0,04	0,61	1,00	Vérifiée
Etage 2	0,022	3.89	0,04	0,72	1,00	Vérifiée
Etage 3	0,023	4.28	0,04	0,92	1,00	Vérifiée
Etage 4	0.032	4.76	0,04	0.15	1,00	Vérifiée
Etage 5	0.017	5.35	0,04	0.10	1,00	Vérifiée
Etage 6	0.016	6.12	0,04	0.13	1,00	Vérifiée
Etage 7-8	0,017	7.14	0,04	0,10	1,00	Vérifiée

**b. Choix des armatures transversales : D'après RPA99/V2003 :**

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

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times s_t}{h \times f_e}$$

Avec:

$V_u$ : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : 400 MPa

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant:

$$\rho_a = 2,50 \rightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \rightarrow \text{Si } \lambda_g < 5$$

$s_t$  : L'espacement des armatures transversales :

- Zone nodale :  $s_t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm}) \rightarrow$  Zone (I).
- Zone courante :  $s_t' \leq 15\phi_l \rightarrow$  Zone (I).

Avec : ( $\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

On adopte les espacements suivant :

- Zone nodale:  $St \leq \text{Min} (10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) \rightarrow St \leq \text{min} (12 ; 15) \text{ cm}$

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

- Zone courante:  $St' \leq (15 \times 1,2) \rightarrow St' \leq 18 \text{ cm}$

$$St' = 15 \text{ cm}$$

**c. Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales ( $\frac{At}{St \times b}$ ) est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \left(\frac{At}{St \times b}\right) = 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow \left(\frac{At}{St \times b}\right) = 0,8 \%$$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  Interpoler entre les valeurs limitet précédentes

L'interpolation : Est une méthode simple pour estimer la valeur prise par les deux fonctions,

On prend :  $F(xa) = Ya \rightarrow F(5) = 0,3 \%$  et  $F(xb) = Yb \rightarrow F(3) = 0,8 \%$

On prend comme exemple de calcul le poteau du sous-sol:

$$(\lambda_g = 3,10) ; (St = 10 \text{ cm}) ; (b = 65 \text{ cm})$$

$$F(x) = \frac{ya-yb}{xa-xb} \times (x) + \frac{(xa \times yb) - (xb \times ya)}{xa-xb}$$

$$F(x) = \frac{0,3-0,8}{5-3} \times (3,10) + \frac{(5 \times 0,8) - (3 \times 0,3)}{5-3} = 0,775\%$$

$$\rightarrow \left(\frac{At}{St \times b}\right) = 0,775\%$$

$$At_{(min)} = 0,775\% \times St \times b = (0,775 \%) \times 0,10 \times 0,65$$

$$At_{(min)} = 5.03 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.14 : Les armatures transversales des poteaux.**

Etage	h(cm)	$V_{(max)}$ (MN)	$\lambda_g$	$\rho_a$	St (cm)	St' (cm)	At (cm <sup>2</sup> )	At <sub>(min)</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
SS	65	0,023	3,10	3,75	10	15	0,331	5.03	6Φ12
RDC	65	0,023	3.84	3,75	10	15	0,331	3.83	6Φ10
Etage 1	60	0,022	3,57	3,75	10	15	0,343	3.9	4Φ10
Etage 2	55	0,022	3.89	3,75	10	15	0,375	3.17	4Φ10
Etage 3	50	0,023	4.28	3,75	10	15	0,431	2.4	4Φ10
Etage 4	45	0.032	4.76	3.75	10	15	0,667	1.62	4Φ10

<b>Etage 5</b>	40	0.017	5.35	2.50	10	15	0.398	0.84	3Φ8
<b>Etage 6</b>	35	0.016	6.12	2.50	10	15	0.428	0.805	3Φ8
<b>Etage 7</b>	30	0,017	7.14	2,50	10	15	0.531	0.72	3Φ8
<b>Etage 8</b>	30	0,017	7.14	2.50	10	15	0.531	0.72	3Φ8

### V.2.3.3. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

#### D'après le (C.B.A.93)

On considère que les fissurations sont préjudiciables donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et dans les aciers :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \text{ avec : } \overline{\sigma}_{st} = \min ( 2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj} ) = 201,63 \text{ MPa}$$

-Exemple de calcul : Le poteau le plus sollicité du sous-sol, Avec (N<sub>(max)</sub> ; M<sub>(correspondant)</sub>)

(a = b = 65 cm) ; (n = 15) ; (d = 0,585 cm) ;

N<sub>s</sub>=1,753 MN ; M<sub>s</sub>=0,004 MN.m

La section sera entièrement comprimée si l'effort est un effort de compression et si le point (C) est à l'intérieur du noyau central de la section de la section totale homogène.

➤ Calcul de l'excentricité :  $e = \frac{0,004}{1,753} = 0,002 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,108 \text{ m}$

➤ Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{-\left[\frac{b \times h^3}{12} + (b \times h \times e^2) + n \times A_2 \times \left(-e - d' + \frac{h}{2}\right)^2 + n \times A_1 \times \left(-e - d + \frac{h}{2}\right)^2\right]}{-(b \times h \times e) + (n \times A_2) \times \left(-e - d' + \frac{h}{2}\right) + (n \times A_1) \times \left(-e - d + \frac{h}{2}\right)}$$

$x = 4,81 \text{ m} \rightarrow x > \frac{h}{2} + e = 0,311 \text{ m}$

➔ L'axe neutre à l'extérieur de la section, donc la section est entièrement comprimée

➤ Calcul du moment statique :

$$S = (b \times h) \times (x - e) - (n \times A_2) \times \left(x - e - d' + \frac{h}{2}\right) + (n \times A_1) \times \left(x - e - d + \frac{h}{2}\right)$$

$S = 1,716 \text{ m}^4$

➤ Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \left(x - e + \left(\frac{h}{2}\right)\right)}{S}$$

$\sigma_{bc} = 5,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ Calcul de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st(A1)} = \frac{n \times N_s (x - e - d + (\frac{h}{2}))}{S}$$

$$\sigma_{st(A1)} = 73,777 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st(A2)} = \frac{n \times N_s (x - e - d' + (\frac{h}{2}))}{S}$$

$$\sigma_{st(A2)} = 81,549 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers.**

niveaux	Ns (MN)	Ms (MN.m)	e (m)	x (m)	section	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st(A1)}$ (MPa)	$\sigma_{st(A2)}$ (MPa)
Sous-sol	1.753	0,004	0,002	4,81	E.C	5,186	73,777	81,549
RDC	1.753	0,004	0,002	2,344	E.C	5,247	70,060	86,227
Etage 1	1,417	0,025	0,017	8,886	E.C	4,789	70,037	73,595
Etage 2	1,223	0,019	0,015	3,903	E.C	4,817	68,014	76,167
Etage 3	1.035	0.020	0,0193	4,034	E.C	4,273	60,790	67,150
Etage 4	0.851	0.019	0.0223	2,777	E.C	4,295	59,502	68,796
Etage 5	0.673	0.018	0,0267	2,526	E.C	3,927	54,416	62,822
Etage 6	0.500	0.017	0,034	1,566	E.C	3,984	52,094	65,881
Etage 7	0.332	0.013	0,0391	1,260	E.C	2,244	28,755	37,342
Etage 8	0.332	0.013	0,3915	0,498	E.C	2,742	20,647	48,143

**Remarque :** Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées.

## V.2.4. Vérification au flambement :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime ( $N_u$ ) est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq N_{(Ultime)} = \alpha \times \left[ \frac{B r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A x f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$N_u$  : L'effort normal ultime que peut supporter un poteau.

$N_d$  : L'effort normal maximal appliqué sur une section de poteau.

$A_s$  : La section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$Br$  : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie →  $Br = (a - 0,01) \times (b - 0,01)$

$\alpha$  : Est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda_g$ .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{25}\right)^2} \rightarrow \text{Pour : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow \text{Pour : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours : ( $\alpha = \frac{\alpha}{1,10}$ )

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau. →  $\lambda_g = \frac{l_f}{i_{\min}}$

$i_{(\min)}$  : Rayon de giration →  $i_{(\min)} = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{2 \times \sqrt{3}}$  (Pour une section carrée).

$l_f$  : La longueur de flambement du poteau. →  $l_f = 0,7 \times l_0$

$l_0$  : La hauteur libre du poteau.

(a) : La dimension du poteau.

( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ) ; ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ) ; ( $\gamma_b = 1,5$ ) ; ( $\gamma_s = 1,15$ ).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.16** : Vérification du flambement pour les poteaux.

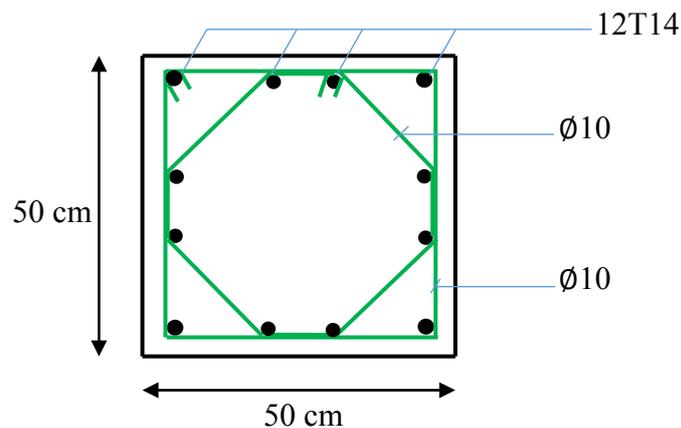
niveaux	a=b (m)	Br (m) <sup>2</sup>	l <sub>f</sub> (m)	i <sub>(min)</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	$\frac{\alpha}{1,1}$	A <sub>s</sub> (cm) <sup>2</sup>	N <sub>u</sub> (MN)	N <sub>d</sub> (MN)	Observation
Sous-sol	0,65	0,409	2,016	0,187	10.78	0,754	29.575	6.51	1.753	Vérifiée
RDC	0,65	0,409	2.499	0,187	13.36	0,745	29.575	6.43	1.753	Vérifiée
Etage 1	0,60	0,348	2.142	0,173	12.38	0,754	25.2	6.51	1,417	Vérifiée
Etage 2	0,55	0,29	2.142	0,158	13.55	0,753	21.175	6.42	1,223	Vérifiée
Etage 3	0,50	0,24	2.142	0,144	14.87	0,753	17.5	6.42	1.035	Vérifiée
Etage 4	0,45	0.193	2.142	0,129	16.60	0,753	14.17	6.42	0.851	Vérifiée
Etage 5	0,40	0.152	2.142	0,115	13.81	0,75	11.20	6.25	0.673	Vérifiée
Etage 6	0,35	0.115	2.142	0,101	21.20	0,75	8.5	6.25	0.500	Vérifiée

<b>Etage 7</b>	0,30	0.084	2.142	0,086	24.90	0,745	6.3	6.12	0.332	Vérifiée
<b>Etage 8</b>	0,30	0.084	2.142	0,086	24.90	0,745	6.3	6.12	0.332	Vérifiée

**Remarque :** Il y a aucun risque de flambement pour les poteaux.

### V.2.5. Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les poteaux de l'Etage 3. Le schéma est illustré sur la figure suivante :



**Figure V.3 :** Ferrailage des poteaux (Etage 3).

## V.3. Etude des poutres :

### V.3.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et 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 principales et secondaires. Après la détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/V2003** et celles données par le **BAEL99**.

### V.3.2. Combinaisons des charges :

**-Selon (BAEL 99) :** Les combinaisons fondamentales.

- ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS :  $G + Q$

**-Selon RPA99/version 2003** : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

### **V.3.3. Les recommandations du RPA99/V2003 :**

#### **a. Armatures longitudinales :**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :  $A (\text{min}) = (0,5\% \times \text{Section du béton})$
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - $A (\text{max}) = (4\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow$  Zone courante.
  - $A (\text{max}) = (6\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow$  Zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :
  - $L_r (\text{min}) = 40 \times \emptyset \rightarrow$  Zone (I)
  - Avec : ( $\emptyset$ ) le diamètre maximal d'armature dans la poutre.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### **b. Armatures transversales :**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$ .
- ✓ L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - $S_t = \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times \emptyset_1 \right)$  : dans la zone nodale.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale.
- ✓ La valeur du  $\emptyset_1$  est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### **V.3.4. Moments fléchissant et efforts tranchants :**

Les résultats de sollicitations maximales sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau V.17 : Sollicitations maximales dans les poutres principales.**

Section (cm)	Niveaux	ELU		ELS		Accidentelle		V (max) (KN)
		M (appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M (appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M (appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	
(30×55)	Sous sol	186.48	99.06	133.99	71.15	239.93	225.60	225.94
	RDC	170.34	85.70	123.60	62.22	344.37	328.48	314.57
(30×55)	Les Etages courants	169.80	88.30	127.43	64.49	351.16	335.21	320.87
(30×55)	La terrasse	176.36	104.25	128.97	76.26	222.60	89.34	154.07

Section (cm)	Niveaux	ELU		ELS		Accidentelle		V (max) (KN)
		M (appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M (appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M (appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	
(30×40)	Sous sol	115.94	61.36	83.22	44.04	122.58	97.30	143.37
	RDC	95.82	50.64	69.52	36.74	161.87	141.87	177.33
(30×40)	Les Etages courants	117.70	54.63	85.47	39.62	176.34	161.62	193.38
(30×40)	La terrasse	106.38	65.78	78	48.10	107.71	52.41	106.39

Section (cm)	Niveaux	ELU		ELS		Accidentelle		V (max) (KN)
		M (appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M (appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M (appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	
(30×30)	Sous sol	37.54	9.68	26.93	6.95	59.61	45.31	75.32
	RDC	37.54	9.68	26.93	6.95	59.61	45.31	75.32
(30×30)	Les Etages courants	35.51	9.45	25.77	6.85	81.61	55.16	92.87
(30×30)	La terrasse	38.37	7.43	28.08	5.43	83.09	43.58	84.25

**Tableau V.18 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaires.**

Section (cm)	Niveaux	ELU		ELS		Accidentelle		V (max) (KN)
		M (appui) (KN.m)	M (travée) (KN.m)	M (appui) (KN.m)	M (travée) (KN.m)	M (appui) (KN.m)	M (travée) (KN.m)	
CH(30×30)	Sous sol	35.51	9.45	25.77	6.85	81.61	55.16	92.87
	RDC	12.22	5.52	9.04	4.09	39.73	33.33	26.42
CH(30×30)	Les Etages courants	15.15	6.55	11.11	4.84	68	60.46	34.70
CH(30×30)	La terrasse	20.13	7.31	14.72	5.40	64.17	58.31	33.32

### V.3.5. Calcul de ferrailage :

On prend un exemple de calcul : « la poutre principale de rive située au RDC »

#### V.3.5.1. Armatures longitudinales :

a. En travée :

✚ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{99.06 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,55)^2 \times 14,17} = 0,095 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (A}_{sc}=0).$$

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

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 49.5 \times (1 - 0,4 \times 0,125) = 47.02 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{99.06 \times 10^{-3}}{0,4702 \times 348} = 6.05 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 6.05$$

Ferrailage choisi est de : **4T16** ; de section : **8.04 cm<sup>2</sup>**.

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{35 \times 55}{1000} ; 0,23 \times 55 \times 49.5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max ( 1,925 ; 2,72 ) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq 3.28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **ELS :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

❖ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s(d-x)}{I}$$

**Tableau V.19 :** Vérification des contraintes en travée.

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	X (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ (MPa)		σ̄ (MPa)		Observation
Poutre principale	99.06	16.33	176230	σ <sub>bc</sub>	9.17	σ̄ <sub>bc</sub>	15	Vérifiée
				σ <sub>st</sub>	241.73	σ̄ <sub>st</sub>	266,66	Vérifiée

**b. En appui :**

✚ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{279.81 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,9 \times 0,55)^2 \times 14,17} = 0,230 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature}$$

(A<sub>sc</sub>=0).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,230)}) = 0,331$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 49.5 \times (1 - 0,4 \times 0,331) = 42.94 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{279.81 \times 10^{-3}}{0,4294 \times 348} = 18.72 \text{ cm}^2.$$

**A<sub>st</sub> = 18.72 cm<sup>2</sup>.**

Ferrailage choisi est de : **8T16+3T12** ; de section : **19.47 cm<sup>2</sup>.**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{35 \times 55}{1000} ; 0,23 \times 50 \times 45 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max ( 1,925 ; 2,72 ) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq 2,72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ ELS :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

- Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

- Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s(d-x)}{I}$$

Tableau V.20 : vérification des contraintes en travée

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	X (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ (MPa)		σ̄ (MPa)		Observation
Poutre principale	186.48	15.15	252822.12	σ <sub>bc</sub>	11,17	σ̄ <sub>bc</sub>	15	Vérifiée
				σ <sub>st</sub>	239,76	σ̄ <sub>st</sub>	266,66	Vérifiée

- **Armatures maximales :** selon le RPA99 V2003 :

A max = 4% (b×h) = 60cm<sup>2</sup>.....zone courante.

A max = 6% (b×h) = 90cm<sup>2</sup>.....zone de recouvrement.

- **Armatures minimales :**

A<sub>min</sub> = 0,5% (b×h) → A<sub>min</sub> = 9.62cm<sup>2</sup>

A<sub>st(travée)</sub> + A<sub>st(appui)</sub> = 27.51 > A<sub>min</sub> ..... **Condition vérifiée.**

### V.3.5.2. Armatures transversale :

- Calcul de Ø<sub>t</sub> :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \Phi_{lmin} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min \left( \frac{55}{35} ; 1,2 ; \frac{30}{10} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min( 1,57 ; 1,2 ; 3.5 ) \Rightarrow \Phi_t \leq 1,2$$

On prend : Ø<sub>t</sub> = 8mm → Ø8.

- Calcul des espacements entre les armatures :

Selon le RPA99/V2003 :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm} \right) \Rightarrow S_t \leq \min (13.75 ; 14,4 ; 30) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t' \leq 27.5\text{cm} \rightarrow S_t' = 20 \text{ cm}$$

### V.3.6. Vérification des contraintes tangentielle

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

**Tableau V.21** : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutre	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$	Observation
principale	225.94	1,521	3,33	Vérifiée
secondaire	92.87	1.146	3,33	Vérifiée

### V.3.7. Tableau Récapitulatif :

**Tableau V.22** : Ferrailage des poutres principales.

Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Travée		Appuis		$\phi$ (mm)	$S_t$ (cm)	$S_t'$ (cm)
		$A_{\text{calculé}}$	choix	$A_{\text{calculé}}$	Choix			
Sous sol_RDC	7.5	8.04	4T16	12.04	8T14	$\phi 8$	10	20
Les étages courants	7.5	8.04	4T14	12.04	8T14	$\phi 8$	10	20

**Tableau V.23 : Ferrailage des poutres secondaires.**

Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Travée		Appuis		Ø (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> ' (cm)
		A <sub>calculé</sub>	choix	A <sub>calculé</sub>	Choix			
Tout Les étages	5,25	2,95	3T12	3,57	5T12	Ø8	10	15

### V.3.8. Calcule des longueurs d'ancrage et de recouvrement :

La longueur d'ancrage : D'après le (C.B.A.93)

$$\text{La longueur d'ancrage : } L \geq L_2 + \frac{\emptyset}{2} + r$$

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

Ø : Diamètre d'armature.

$$L_2 = L_s - (\alpha \times L_1) - (\beta \times r)$$

$$L_1 = 10\emptyset$$

(L<sub>1</sub> ; L<sub>2</sub>) : Longueurs rectilignes.

L<sub>s</sub> : Longueur de scellement droit. →  $L_s = \frac{f_e \times \emptyset}{4 \times \tau_s'}$

$\tau_s'$  : Contrainte d'adhérence →  $\tau_s' = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$

(ψ) : Coefficient d'ancrage →  $\psi = 1,5$  pour les aciers (HA).

L'ancrage de la courbe (θ = 90°) → (α = 1,87) ; (β = 2,19)

(Fe = 400 MPa) ; (f<sub>t28</sub> = 2,1 MPa)

Ø (mm)	τ <sub>s</sub> ' (MPa)	L <sub>s</sub> (mm)	L <sub>1</sub> (mm)	r (mm)	L <sub>2</sub> (mm)	L (mm) calculé	L (mm) choisie
Ø12	2,835	423,28	120	66	54,34	126,34	130
Ø14	2,835	493,82	140	77	63,39	147,39	150
Ø16	2,835	564,37	160	88	72,45	168,45	170
Ø20	2,835	705,46	200	110	90,56	210,56	220

**Tableau V.24 : Tableau d'ancrage des armatures.**

### V.3.9. Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :

Le schéma du ferrailage des poutres principales, ainsi que les secondaires est illustré sur la figure ci-dessous:

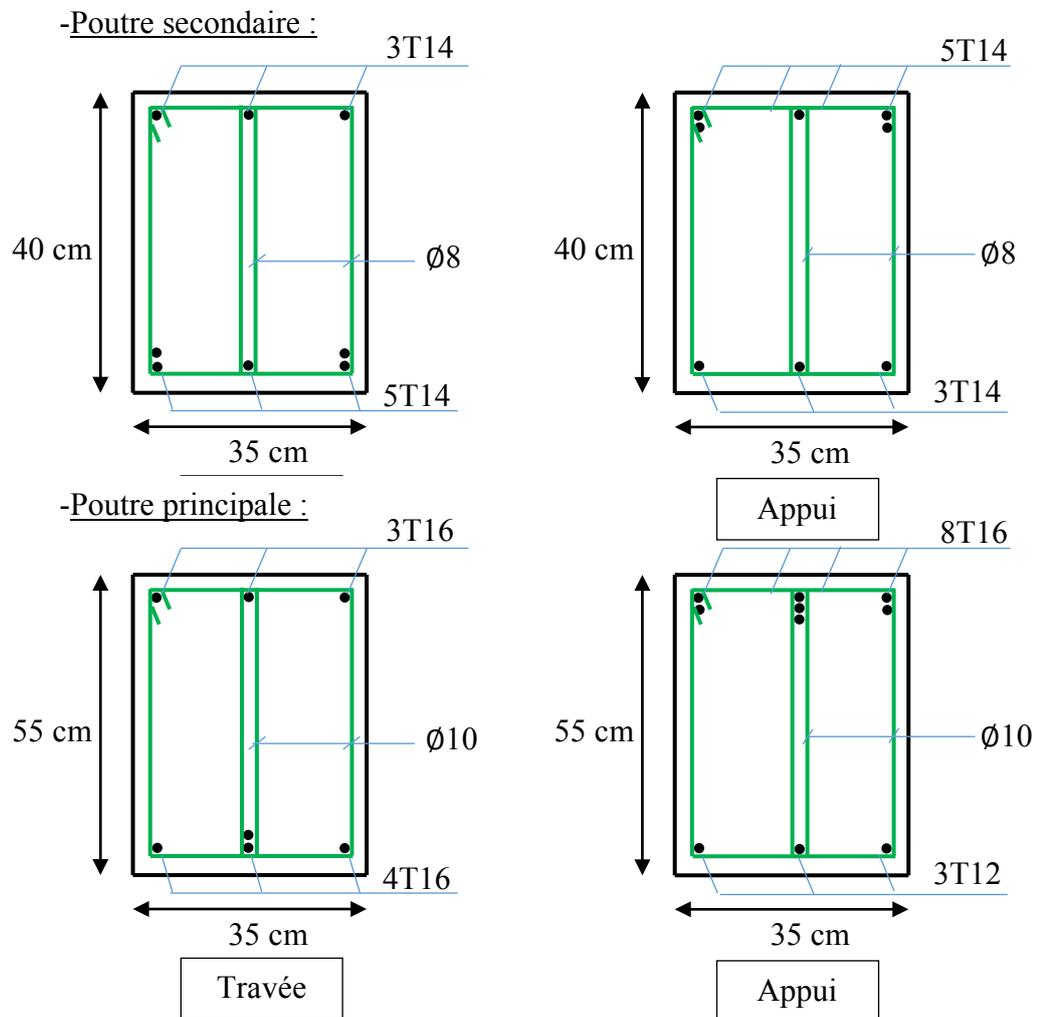


Figure V.4 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.

### V.3.10. Vérification de la flèche : D'après (C.B.A.93)

Il faut satisfaire la condition suivante :  $f_i \leq f_{\text{admissible}}$

Avec :  $f_{\text{admissible}} = \frac{L}{500}$  Si la portée (L) inférieure au plus égale à 5 m.

$f_{\text{admissible}} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$  Si la portée (L) est supérieur à 5 m.

$f_i$  : Flèche sous chargement instantané  $\rightarrow f_i = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fi})}$

$$f_v : \text{Flèche sous chargement de longue durée} \rightarrow f_v = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fv})}$$

$$\text{Avec : } I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu)} \quad \text{et} \quad I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + n \times A_{st} \times (d - x)^2 ; \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b \times d} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + f_{t28}}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} ; \quad n = 15$$

$$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa} ; \quad E_{v28} = 10818,9 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

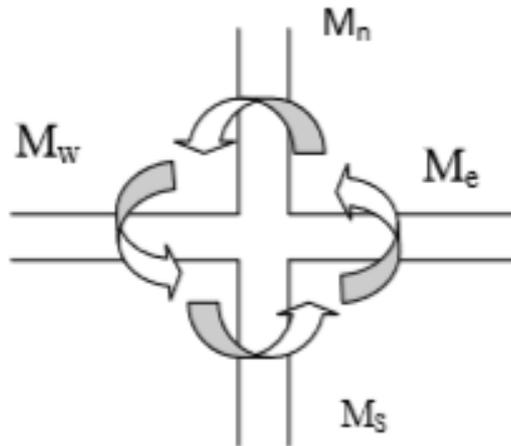
**Tableau V.25** : Les valeurs des flèches des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$f_i$ (cm)	$f_v$ (cm)	$f_{(admissible)}$	$f_i$ (cm)	$f_v$ (cm)	$f_{(adm)}$ (cm)
RDC	0,282	0,394	1,15	0,284	0,405	0,944
Les étages courants	0,271	0,361	1,15	0,174	0,213	0,944

**Remarque:** Les valeurs de la flèche sont vérifiées.

### V.3.11. Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/Version 2003**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectées d'un coefficient de majoration de 1,25. Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique :  $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_e| + |M_w|$



**Figure V.5.** Répartition des moments dans les zones nodales.

**a. Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'acier dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

Tel que :

$$M_r = Z \times A_s \times \sigma_{st}$$

Avec :

$A_s$ : La section d'armature adoptée sans prendre en compte les barres de recouvrement.

$Z$ : Bras de levier de la section du béton  $\rightarrow Z = 0,9 \times h$ .

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite des aciers  $\rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ .

Les valeurs des moments résistants des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V.26 :** Moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
Sous-sol et RDC	65*65	58.5	348	29.975	610.23
Etage 1	60*60	54	348	25.2	473.55
Etage 2	55*55	49.5	348	21.75	374.66
Etage 3	50*50	45	348	17.5	274.05
Etage 4	45*45	40.5	348	14.17	199.71
Etage 5	40*40	36	348	11.20	140.31

<b>Etage 6</b>	35*35	31.5	348	8.5	93.17
<b>Etage 7-8</b>	30*30	27	348	6.3	59.19

### Détermination du moment résistant dans les poutres :

❖ Poutres principales et secondaires

**Tableau V.27 : Moment résistant dans les poutres**

Niveau	type	section	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Mr (KN.m)
<b>RDC</b>	pp	30*55	49.5	12.04	207.40
	ps	40*35	31,5	7,70	84,407
<b>Les étages courants</b>	pp	30*55	49.5	12,04	207.40
	ps	40*35	31,5	5,65	61,935

**Tableau V.28 : Vérification de la zone nodale**

niveaux	plan	Me=Mw	Ms	Mn	1,25×(Me+Mw)	Ms+Mn	Observation
<b>Sous sol _RDC</b>	pp	340.04	624.17	624.17	850.1	1248.34	Vérifiée
	ps	84.407	624.17	624.17	211.01	1248.34	Vérifiée
<b>Etage 1</b>	pp	340.04	624.17	624.17	850.1	1248.34	Vérifiée
	ps	84.407	624.17	624.17	211.01	1248.34	Vérifiée
<b>Etage 2</b>	pp	188,859	517.15	517.15	472.14	1034.3	Vérifiée
	ps	61,935	517.15	517.15	154.83	1034.3	Vérifiée
<b>Etage 3</b>	pp	188,859	517.15	517.15	472,14	1034.3	Vérifiée
	ps	61,935	517.15	517.15	154.83	1034.3	Vérifiée
<b>Etage 4</b>	pp	188,859	517.15	517.15	472,14	1034.3	Vérifiée
	ps	61,935	517.15	517.15	154.83	1034.3	Vérifiée
<b>Etage 5</b>	pp	188,859	377.077	377.077	472,14	754.154	Vérifiée
	ps	61,935	377.077	377.077	154.83	754.154	Vérifiée
<b>Etage 6</b>	pp	188,859	377.077	377.077	472,14	754.154	Vérifiée
	ps	61,935	377.077	377.077	154.83	754.154	Vérifiée
<b>Etage 7</b>	pp	188,859	289.24	289.24	472,14	578.48	Vérifiée
	ps	61,935	289.24	289.24	154.83	578.48	Vérifiée

Etage 8	pp	188,859	289.24	289.24	472,14	578.48	Vérifiée
	ps	61,935	289.24	289.24	154.83	578.48	Vérifiée

## V.4.Les voiles :

### V.4.1.Introduction :

Le RPA99/ version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant sept niveaux ou 23 m de hauteur dans la zone I.

Les voiles sont sollicités en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ❖ Rupture par flexion.
- ❖ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ❖ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les voiles seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, Ces dernières données par logiciel de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : RPA99/V2003 et du (C.B.A.93).

### V.4.2. Combinaisons des charges :

**Selon (C.B.A.93)** : Les combinaisons fondamentales.

- ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS :  $G + Q$

**- Selon RPA99/V2003** : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

### V.4.3. Les recommandations du RPA99/V2003 :

#### a. Armatures verticales :

Les armatures verticales reprennent les efforts de flexion, Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles en tenant en compte des prescriptions imposées par le RPA99/Version2003.

- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales est :  $A_{(Min)} = 0,2\% \times l_t \times e$

Avec :  $l_t$  : La longueur de la zone tendue.

$e$  : L'épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement ( $St < e$ ) →  $e$  : L'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \varnothing$ .

#### c. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au minimum en nombre de quatre épingles par mètre carré.

#### d. Règles communes :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suit :

$A_{(Min)} = 0,15 \% (e \times l)$  → Dans la section globale de voile.

$A_{(Min)} = 0,10 \% (e \times l)$  → Dans la zone courante.

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être :  $St < \text{Min}(1,5e ; 30 \text{ cm})$

✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile →  $\varnothing \leq \frac{e}{10}$

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40  $\varnothing$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
  - 20  $\varnothing$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### V.4.3. Disposition des voiles :

La répartition des voiles est présentée dans les figure suivantes :

La répartition des voiles est présentée dans les figure suivantes :

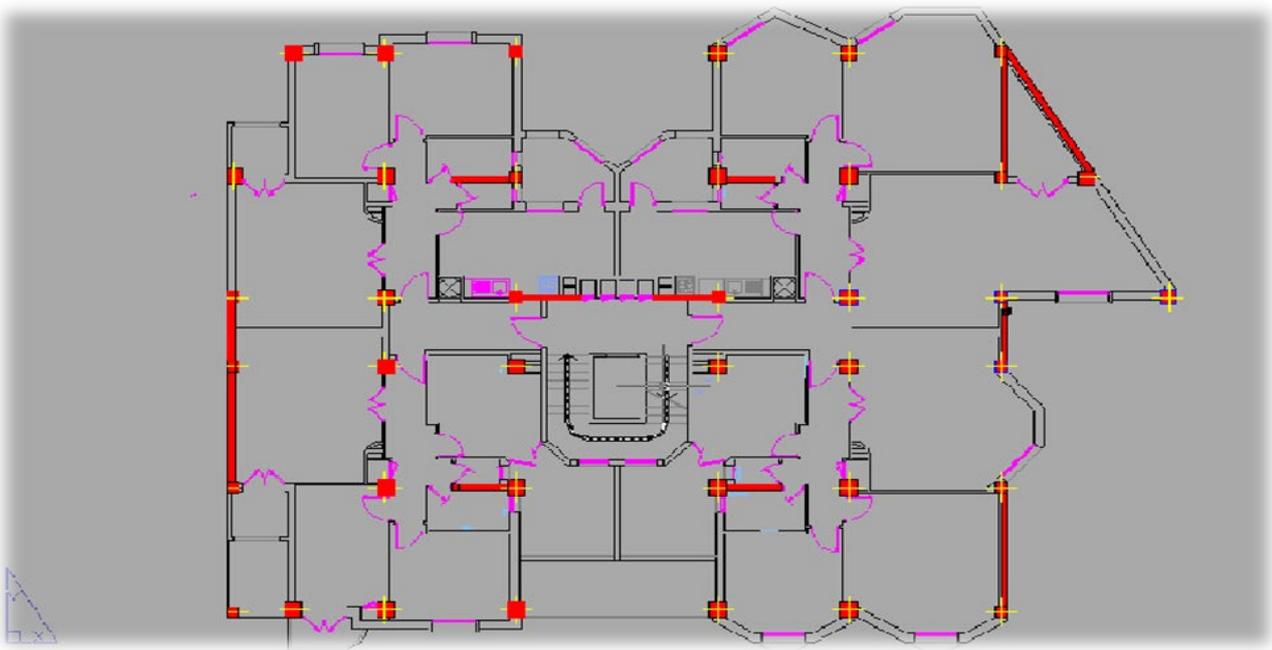


Figure V.6.1 : Disposition des voiles

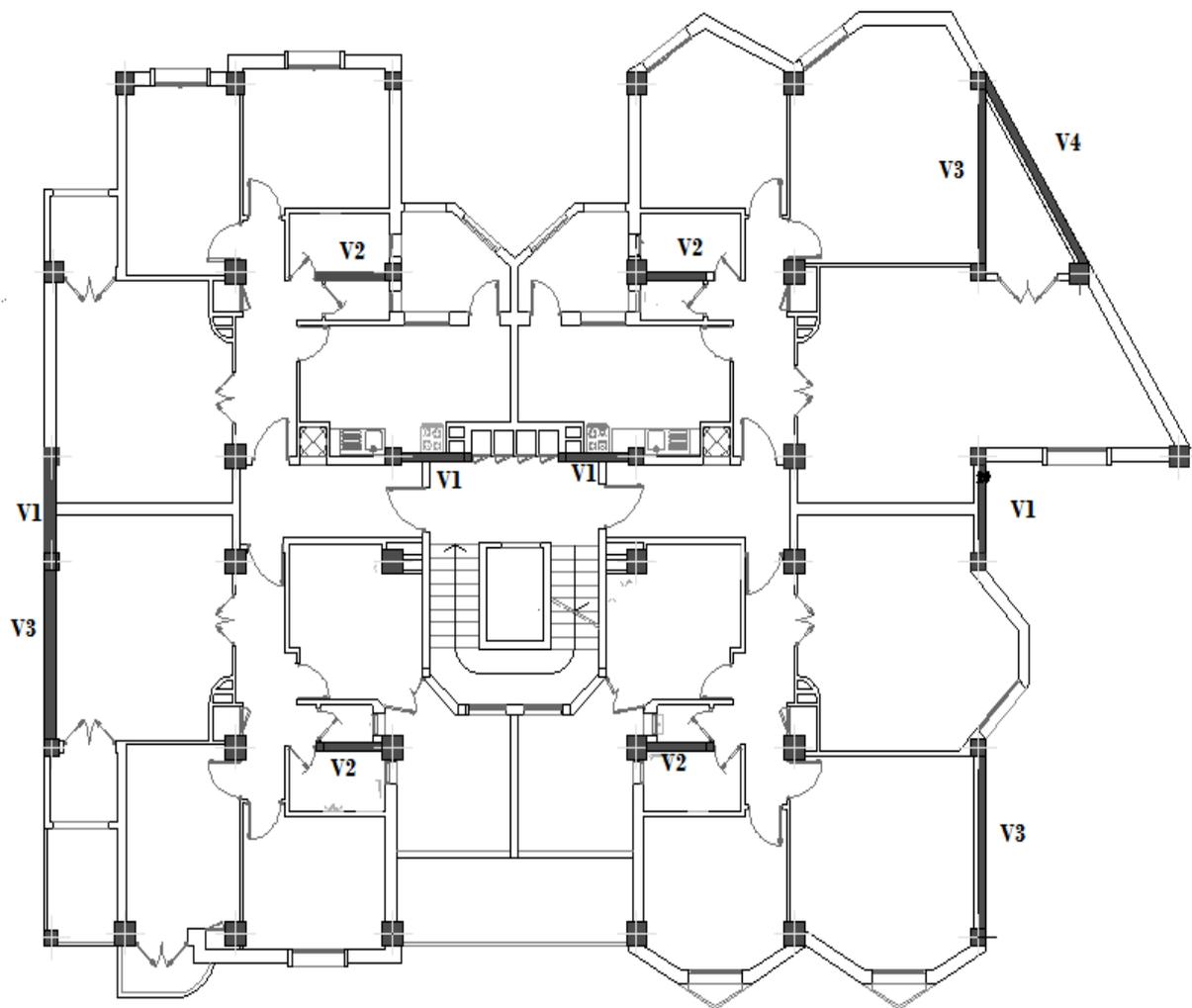


Figure V.6.2 : Disposition des voies.

## V.4.4. Calcul des armatures :

### V.4.4.1. Armatures verticales :

Le ferrailage vertical des voies se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison :

- Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{(max)}$  ;  $M_{(correspondant)}$ )
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant ( $M_{(max)}$ ;  $N_{(correspondant)}$ )

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans les tableaux suivants :

**Tableau V.29 : Sollicitations maximales des voiles (1).**

<b>Voile(1) → L= 2,04 m</b>				
<b>Niveau</b>	<b>N (max) → M (correspondant)</b>		<b>M (max) → N (correspondant)</b>	
	<b>N<sub>(max)</sub> (KN/ml)</b>	<b>M<sub>(corre)</sub> (KN.m/ml)</b>	<b>M<sub>(max)</sub> (KN.m/ml)</b>	<b>N<sub>(corre)</sub> (KN/ml)</b>
<b>Ss</b>	2068.72	1416.08	1513.04	1861.91
<b>RDC</b>	1408.94	663.58	663.58	1408.94
<b>Etage 1</b>	1752.25	379.06	515.22	898.65
<b>Etage 2</b>	1526.58	248.86	389.19	821.15
<b>Etage 3</b>	1296.90	184.32	332.87	1119.47
<b>Etage 4</b>	1076.64	149.74	275.57	974.98
<b>Etage 5</b>	868.53	62.05	172.98	814.10
<b>Etage 6</b>	655.80	45.12	92.59	632.4
<b>Etage 7</b>	477.43	39.84	39.84	477.43
<b>Etage 8</b>	255.98	166.34	166.34	255.98

**Tableau V.30 : Sollicitations maximales des voiles (2)**

<b>Voile (2) → L= 2.10m</b>				
<b>Niveau</b>	<b>N (max) → M (correspondant)</b>		<b>M (max) → N (correspondant)</b>	
	<b>N<sub>(max)</sub> (KN/ml)</b>	<b>M<sub>(corre)</sub> (KN.m/ml)</b>	<b>M<sub>(max)</sub> (KN.m/ml)</b>	<b>N<sub>(corre)</sub> (KN/ml)</b>
<b>Ss</b>	4445.32	2440.93	4989.39	2662.12
<b>RDC</b>	2404.27	1055.83	1091.40	28.22
<b>Etage 1</b>	2113.40	637.28	652.64	436.66
<b>Etage 2</b>	1789.11	495.61	511.83	485.89
<b>Etage 3</b>	1470.41	396	425.38	473.19
<b>Etage 4</b>	1170.71	324.74	378.13	465.11
<b>Etage 5</b>	895.07	200.20	262.66	430.04
<b>Etage 6</b>	644.78	95.11	176.49	368.45
<b>Etage 7</b>	426.02	5.53	87.75	274.84
<b>Etage 8</b>	225.03	120.13	120.13	225.03

**Tableau V.31 : Sollicitations maximales du voile (3)**

<b>Voile (3) → L= 4.41 m</b>				
<b>Niveau</b>	<b>N (max) → M (correspondant)</b>		<b>M (max) → N (correspondant)</b>	
	<b>N(max) (KN/ml)</b>	<b>M(corre) (KN.m/ml)</b>	<b>M (max) (KN.m/ml)</b>	<b>N (corre) (KN/ml)</b>
<b>Ss</b>	3791.273	6273.3719	6273.3719	3791.273
<b>RDC</b>	3487.998	5282.0011	5282.0011	3487.998
<b>Etage 1</b>	3122.713	3812.3072	3812.3072	3122.713
<b>Etage 2</b>	2754.402	2865.5545	2865.5545	2754.402
<b>Etage 3</b>	2376.413	2029.9545	2029.9545	2376.413
<b>Etage 4</b>	1990.519	1321.8456	1321.8456	1990.519
<b>Etage 5</b>	1303.014	125.499	702.8685	1215.107
<b>Etage 6</b>	1205.687	288.9802	345.0117	986.67
<b>Etage 7</b>	808.838	19.9913	352.7085	665.671
<b>Etage 8</b>	407.809	167.5965	309.5453	338.884

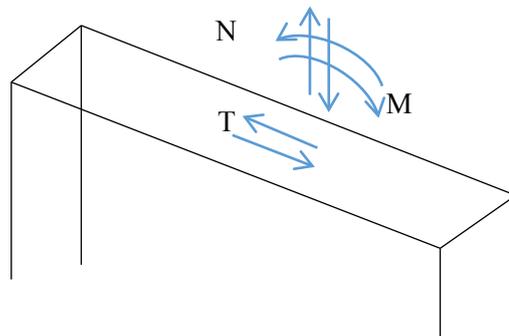
**Tableau V.31 : Sollicitations maximales du voile (4)**

<b>Voile (4 cote) → L= 4.41 m</b>				
<b>Niveau</b>	<b>N (max) → M (correspondant)</b>		<b>M (max) → N (correspondant)</b>	
	<b>N(max) (KN/ml)</b>	<b>M(corre) (KN.m/ml)</b>	<b>M (max) (KN.m/ml)</b>	<b>N (corre) (KN/ml)</b>
<b>Ss</b>	2226.768	3740.5618	6312.6917	1625.151
<b>RDC</b>	2028.003	2854.1265	5376.7982	1460.625
<b>Etage 1</b>	1785.895	1364.9933	4102.5786	1273.996
<b>Etage 2</b>	1412.079	2799.8474	3106.5707	1111.207
<b>Etage 3</b>	1327.673	198.7594	2225.3733	950.274
<b>Etage 4</b>	1087.946	75.7672	1475.9726	781.115
<b>Etage 5</b>	859.822	323.8654	844.9627	622.778
<b>Etage 6</b>	635.949	499.39	499.39	635.949
<b>Etage 7</b>	419.113	591.622	591.622	419.113

<b>Etage 8</b>	205.721	536.7618	536.7618	205.721
----------------	---------	----------	----------	---------

**a. Méthode de calcul :**

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE.



**Figure V.7 :** Voile soumis à la flexion

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

A : La section transversale du voile.

M : Le moment fléchissant appliqué.

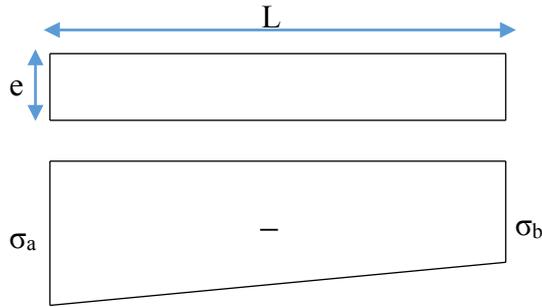
V : Le centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

I : Le moment d'inertie du voile.

**Remarque :** On distingue trois cas :

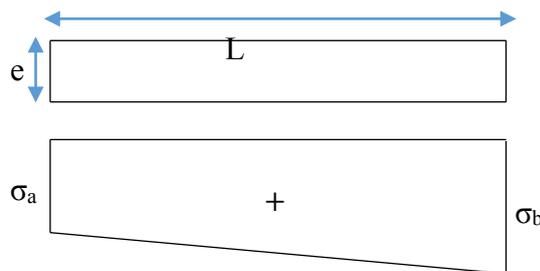
• **1<sup>er</sup> cas :**

Si  $(\sigma_a ; \sigma_b) > 0 \rightarrow$  La section du voile est entièrement comprimée (SEC) (Pas de zone tendue) la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/Version2003 ( $A_{\min} = 0,20\% \times e \times L$ ).



• **2<sup>ème</sup> Cas :**

Si  $(\sigma_a ; \sigma_b) < 0 \rightarrow$  La section du voile est entièrement tendue, (SET) (pas de Zone comprimée)

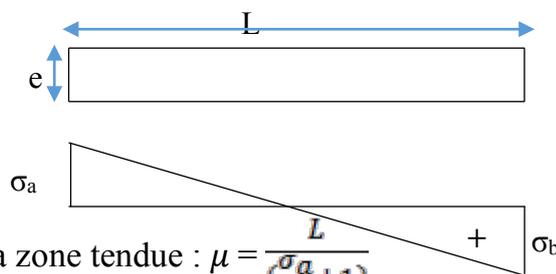


L'effort de traction égale à :  $F_T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à :  $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$

• **3<sup>ème</sup> Cas :**

Si  $(\sigma_a ; \sigma_b)$  sont des signes différent  $\rightarrow$  La section du voile est partiellement comprimée (SPC). On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.



La longueur de la zone tendue :  $\mu = \frac{L}{(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1)}$

L'effort de traction égale à :  $F_T = \frac{\sigma_b \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à :  $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$

**b. Exemple de calcul :**

▪ **Les voiles (V 1,2,3,4,7,8) du sous-sol à (ELU) :**

Avec  $(N_{(max)} ; M_{(correspondant)})$

$$N = 3680.16 \text{ KN/ml}$$

$$M = 418.88 \text{ KN.m/ml}$$

$$e = 0,20 \text{ m} ; \gamma_s = 1,00 ; \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml → (l = 1m)

$$A = e \times L = 0,2 \times 1,00 = 0,20 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 1^3}{12} = 0,01666 \text{ m}^4$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{2068.72 \times 10^{-3}}{0,20} + \frac{1416.08 \times 10^{-3} \times 0,5}{0,01666} = 52.84 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{2068.72 \times 10^{-3}}{0,20} - \frac{1416.08 \times 10^{-3} \times 0,5}{0,01666} = -32.15 \quad 0 > -32.15 \text{ MPa}$$

La section du voile est partiellement comprimé, (SPC).

Alors la zone tendue :

$$\text{La longueur de la zone tendue : } \mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1\right)}$$

L'espacement < min (1,5 e ; 30 cm)

→ St < 30 cm

#### V.4.4.2. Armatures horizontales :

##### a. Vérification sous les sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \quad \rightarrow \quad \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad \text{et } \bar{V} = 1,4 V$$

V : L'effort tranchant maximum.

b<sub>0</sub> : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile → d = 0,9 h

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

**Tableau V.35 : Vérification des voiles au cisaillement**

Voile	V <sub>max</sub> (KN)/ml	$\bar{V}$ (KN)/ml	b <sub>0</sub> (m)	d (m)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
V(1)=2.04	363.06	508.28	0.2	2.754	0.92	5	Vérifiée
V (2)=2.10	710.69	994.96	0.2	2.754	1.29	5	Vérifiée
V(3)	547.84	766.97	0.2	2.754	0.994	5	Vérifiée
V(4) coté	519.50	727.30	0.2	3.213	0.808	5	Vérifiée

**b. Méthode de calcul des armatures horizontales :**

$$A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times St \times (\tau_b - 0,3 \times k \times ft')}{0,9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec : (K = 0) : Cas de reprise de bétonnage.

( $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$  Cas général) ; ( $f_e = 400$  MPa) ; ( $\alpha = 90^\circ \rightarrow$  Armatures droites)

D'après le RPA99/V2003 :  $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$

**c. Exemple de calcul :**

▪ **Le voile (V(4) du RDC):**

(V<sub>(max)</sub> = 519.50 KN/ml)

Avec : (e = 0,20 m) ; (l = 1 ml) ; (d = 0,90 m)

$\tau_b = 0,808$  MPa

$St \leq \min(1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St = 25 \text{ cm}$

-Calcul de la section d'armature horizontale :

$$A_h \geq \frac{0,2 \times 1,15 \times 0,25 \times 0,808}{0,9 \times 400} \times 10^4 \rightarrow A_{h(\text{calculé})} \geq 1.29 \text{ cm}^2$$

-Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99/V2003 :

$A_{h(\text{min-RPA})} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 > A_{h(\text{calculé})}$

$\rightarrow A_{h(\text{min-RPA})} = 3 \text{ cm}^2.$

**V.4.4.3. Choix des armatures :**

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

Avec :

$A_{V(\text{calculé})}$  cm<sup>2</sup>/ml : Ferrailage vertical calculé pour une bande de 1 ml.

$A_{V(\text{min-RPA})}$  cm<sup>2</sup>/ml : Quantité minimale d'armature vertical pour une bande de 1 ml.

$A_{V(\text{adopté})}$  cm<sup>2</sup> : Ferrailage vertical adopté pour toute la section du voile.

$St'_{(AV)}$  : Espacement entre les armatures verticales dans la zone extrême.

$L'_{(AV)}$  : Longueur de la zone extrême.

$St_{(AV)}$  : Espacement entre les armatures verticales dans la zone courante.

$Ah_{(calculé)}$   $cm^2/ml$  : Ferrailage horizontal calculé pour une bande de 1 ml.

$Ah_{(min-RPA)}$   $cm^2/ml$  : Quantité minimale d'armature horizontale pour une bande de 1 ml.

$Ah_{(adopté)}$   $cm^2$ : Ferrailage horizontale adopté pour toute la section du voile.

$St_{(Ah)}$  :Espacement entre les armatures horizontales.

**Tableau V.36 : Ferrailage des Voiles (1).**

		Voiles (1) → L= 2,4m			
		Ss et RDC_1	Etage 2_3_4	Etage 5_6	Etage 7_8
<b>AV (calculé) <math>cm^2/ml</math></b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>AV (min-RPA) <math>cm^2/ml</math></b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>AV (adopté) <math>cm^2</math></b>		2×12T12 =27.14	2×12T12 =27.14	2×12T12 =27.14	2×12T12 =27.14
<b>Z.E</b>	<b>St' (AV) (cm)</b>	15	15	15	15
	<b>L' (AV) (cm)</b>	20	20	20	20
<b>Z.C</b>	<b>St (AV) (cm)</b>	30	30	30	30
<b>V (max) KN/ml</b>		400.75	267.704	165.32	77.23
<b><math>\tau_b</math> MPa</b>		1,017	0.67	0.419	0,19
<b>Ah (calculé) <math>cm^2/ml</math></b>		1.62	1.07	0.669	0.303
<b>Ah (min-RPA) <math>cm^2/ml</math></b>		3,00	3,00	3,00	3,00
<b>Ah (adopté) <math>cm^2</math></b>		2×15T10 =23,70	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96
<b>St (Ah) (cm)</b>		25	25	25	25

**Tableau V.37 : Ferrailage des Voiles (1).**

		Voile (2) → L= 2.10m			
		Ss et RDC	Etage 1,2,3	Etage 4,5,6	Etage 7et 8
<b>AV (calculé) <math>cm^2/ml</math></b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>AV (min) <math>cm^2/ml</math></b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>AV (adopté) <math>cm^2</math></b>		2×10T12	2×10T12	2×10T12	2×10T12

		=22.62	=22.62	=22.62	=22.62
<b>Z.E</b>	<b>St'<sub>(Av)</sub> (cm)</b>	15	15	15	15
	<b>L'<sub>(Av)</sub> (cm)</b>	20	20	20	20
<b>Z.C</b>	<b>St<sub>(Av)</sub> (cm)</b>	30	30	30	30
<b>V<sub>(max)</sub> KN/ml</b>		559.34	483.10	347.36	202.11
<b><math>\tau_b</math> MPa</b>		0,42	1.226	0,88	0,51
<b>Ah<sub>(calculé)</sub> cm<sup>2</sup>/ml</b>		0,67	1.958	1.405	0,81
<b>Ah<sub>min</sub> (RPA) cm<sup>2</sup>/ml</b>		3,00	3,00	3,00	3,00
<b>Ah<sub>(adopté)</sub> cm<sup>2</sup></b>		2×15T10 =23,70	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96
<b>St<sub>(Ah)</sub> (cm)</b>		25	25	25	25

**Tableau V.38 : Ferrailage des Voiles (2).**

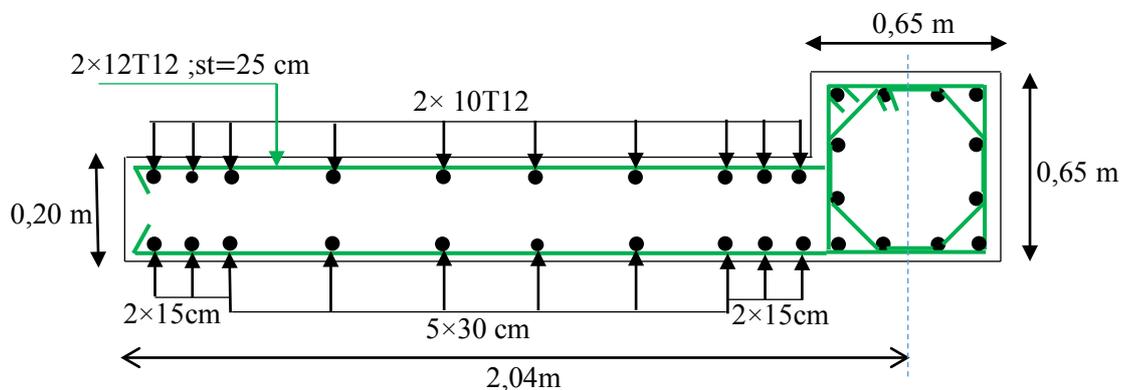
		<b>Voile (3)</b>			
		<b>Ss et RDC-1</b>	<b>Etage 2-3-4</b>	<b>Etage 5-6</b>	<b>Etage 7-W 8</b>
<b>Av<sub>(calculé)</sub> cm<sup>2</sup>/ml</b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>Av<sub>(min)</sub> cm<sup>2</sup>/ml</b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>Av<sub>(adopté)</sub> cm<sup>2</sup></b>		2×12T12 =27.14	2×12T12 =27.14	2×12T12 =27.14	2×12T12 =27.14
<b>Z.E</b>	<b>St'<sub>(Av)</sub> (cm)</b>	15	15	15	15
	<b>L'<sub>(Av)</sub> (cm)</b>	50	50	50	50
<b>Z.C</b>	<b>St<sub>(Av)</sub> (cm)</b>	30	30	30	30
<b>V<sub>(max)</sub> KN/ml</b>		133,164	116,974	65,450	20,763
<b><math>\tau_b</math> MPa</b>		0,338	0,297	0,166	0,052
<b>Ah<sub>(calculé)</sub> cm<sup>2</sup>/ml</b>		0,539	0,474	0,265	0,083
<b>Ah<sub>min</sub> (RPA) cm<sup>2</sup>/ml</b>		3,00	3,00	3,00	3,00
<b>Ah<sub>(adopté)</sub> cm<sup>2</sup></b>		2×15T10 =23,70	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96
<b>St<sub>(Ah)</sub> (cm)</b>		25	25	25	25

**Tableau V.39 : Ferrailage des Voiles (3)**

		Voile (4) cotè			
		Ss et RDC_1	Etage 2_3_4	Etage 5_6	Etage 7_8
<b>Av (calculé) cm<sup>2</sup>/ml</b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>Av (min) cm<sup>2</sup>/ml</b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>Av (adopté) cm<sup>2</sup></b>		2×14T10 =30.78	2×14T10 =30.78	2×14T10 =30.78	2×15T10 =30.78
<b>Z.E</b>	<b>St<sup>'</sup>(Av) (cm)</b>	15	15	15	15
	<b>L<sup>'</sup>(Av) (cm)</b>	30	30	30	30
<b>Z.C</b>	<b>St (Av) (cm)</b>	30	30	30	30
<b>V (max) KN/ml</b>		168.61	158.66	179.43	160.90
<b>τ<sub>b</sub> MPa</b>		0.428	0,402	0.455	0.408
<b>Ah (calculé) cm<sup>2</sup>/ml</b>		0,683	0.642	0,726	0,65
<b>Ah<sub>min</sub> (RPA) cm<sup>2</sup>/ml</b>		3,00	3,00	3,00	3,00
<b>Ah (adopté) cm<sup>2</sup></b>		2×15T10 =23,70	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96
<b>St (Ah) (cm)</b>		25	25	25	25

### V.4.5. Schéma du ferrailage:

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les voiles (1) de l'Etage 1,2et 3.Le schéma est illustré sur la figure suivante :



**Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile (1) pour l'étage 1,2,3.**

**Chapitre VI :**

**Analyse statique**

**non linéaire**

## VI.1 Introduction :

Durant les dernières décennies, le monde a connu plusieurs 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 structurels très grand. Ce qui a eu pour conséquence, le besoin de détermination et l'évaluation des dommages dans les structures plus que jamais.

Les méthodes linéaires élastiques classiques insuffisantes, ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelles générations de méthodes de conception sismique, parmi lesquelles, l'analyse Pushover. [1]

Dans ce chapitre, nous procédons à une description de la méthode de conception basée sur la performance "Pushover" et on va exécuter cette méthode sur notre structure à l'aide de logiciel SAP2000.

## V 2.Analyse statique non linéaire (PUSHOVER) :

### VI.2.1 Définition:

Analyse Pushover ou « PUSHOVER ANALYSIS », est une procédure d'analyse originalement développée par **Freeman et al en 1975**[2].

La méthode d'analyse statique non linéaire Pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur jusqu'à atteindre un déplacement cible.

L'analyse Pushover basée sur la courbe de capacité, représente une nouvelle approche d'estimation de dommages. Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

L'aspect du chargement appliqué lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique appelée force statique équivalente. A partir de cette charge appliquée par étape, le comportement non linéaire de la structure peut être défini.

La non linéarité est ensuite introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques. [3].

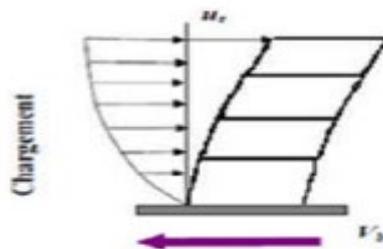
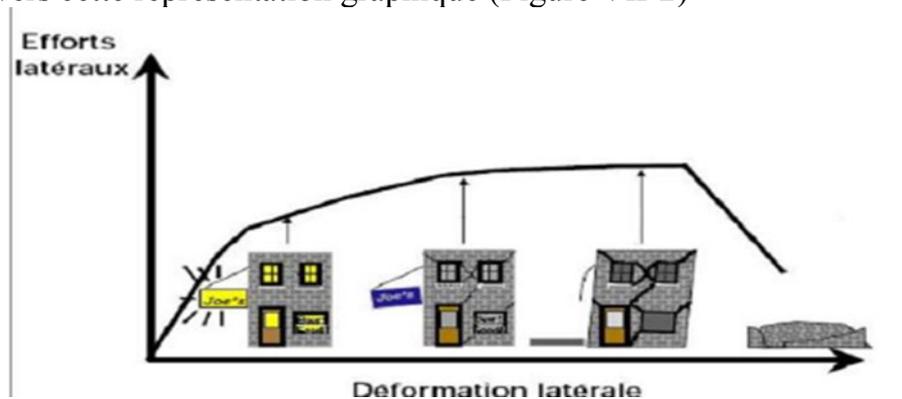


Figure VI-1: Chargement incrémental distribué.

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-2)



**Figure VI-2: Endommagement correspondant à la Figure (VII-1) .**

D'après cette courbe, on constate que notre structure passe par quatre niveaux :

- 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 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.
- Niveau IV : Effondrement total de la structure.

## VI.2.2 But de l'analyse Pushover :

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 à savoir

- L'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles tels que la zone nodale.

## VI.2.3 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 (Prestandardand Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings)[4];
- ATC 40 (Applied Technology Council) California seismic safety commission;
- ATC40 1996, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings [5];

- 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 [6].

## VI.2.4 Hypothèse d'élaboration de l'analyse « PUSHOVER » :

L'analyse statique non linéaire PUSHOVER se base sur l'hypothèse que la réponse d'une structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à degré unique équivalent, donc la réponse fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode reste constante pendant le séisme [7].

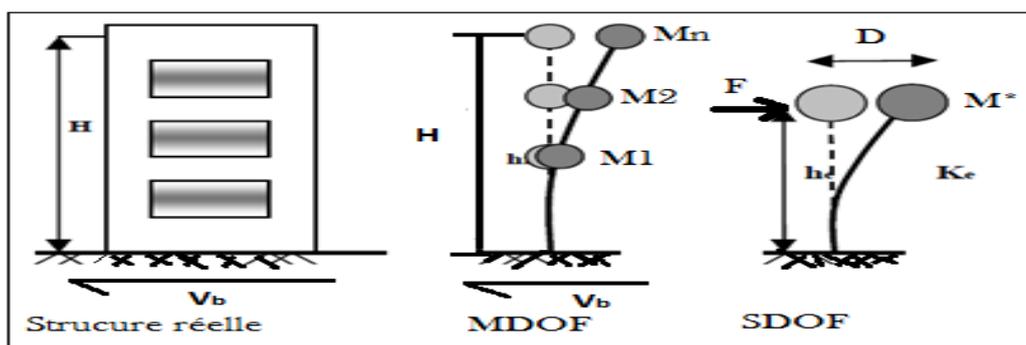


Figure VI-3 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [7].

## VI.2.5 Étapes de l'analyse pushover :

Pour faire l'analyse pushover, la courbe de capacité de la structure est déterminée en effectuant les étapes suivantes et en utilisant le logiciel "SAP2000" :

- 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 [8].

## VI.2.6 Formulation de l'analyse statique non linéaire par poussée progressive (push over):

La méthode pushover conventionnelle suit les pas généraux suivants [9] :

- Construire la courbe Pushover effort tranchant à la base «  $V_b$  » déplacement au sommet «  $D_s$  ».
- Conversion de courbe de pushover ( $V_b - D_s$ ) au courbe de capacité ( $Sa-T$ ).
- Conversion du spectre de réponse élastique ( $Sa-T$ ) au spectre de demande ( $Sa-Sd$ ).
- Détermination du point de performance de la structure.

## VI.2.7 Principes théoriques du calcul Pushover :

Pushover est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire sur la structure à analyser. Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement [10].

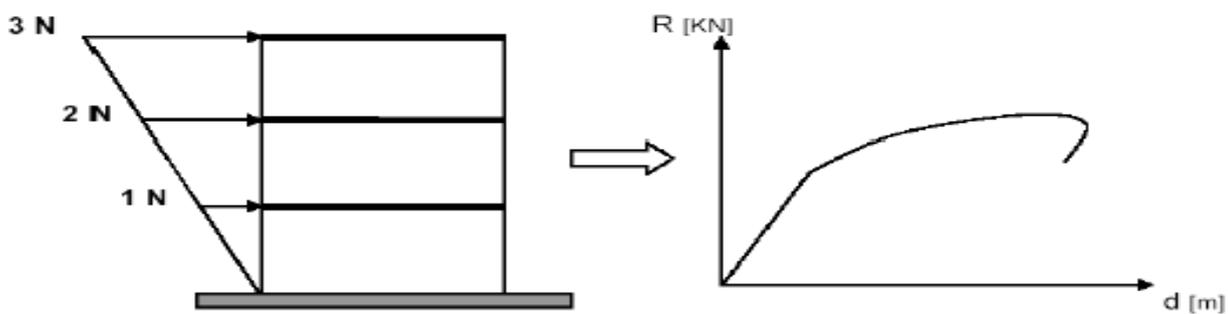


Figure VI-4: Calcul Pushover et courbe de capacité [10].

## VI 2.8 Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. Cette dernière 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. La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe » [7].

### VI2.8.1 Point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes « Spectre d'accélération  $S_a$  – Spectre de déplacements  $S_u$  ». Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités.

Deux approches principales sont proposées pour l'assemblage des deux courbes, l'une utilisant la ductilité, comme dans l'Eurocode 8, l'autre l'amortissement, comme dans l'ATC40. L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur ( $R$ ) qui dépend de la ductilité de la structure ( $\mu$ ). Tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations sur le

comportement de la structure face au séisme. En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporelle.

### VI.2.8.2 Niveaux de dommages :

La courbe de déformation plastique est une courbe force-déplacement qui donne la valeur de plastification et déformation plastique après plastification. Cette courbe se compose de cinq points comme illustré dans la figure suivante :

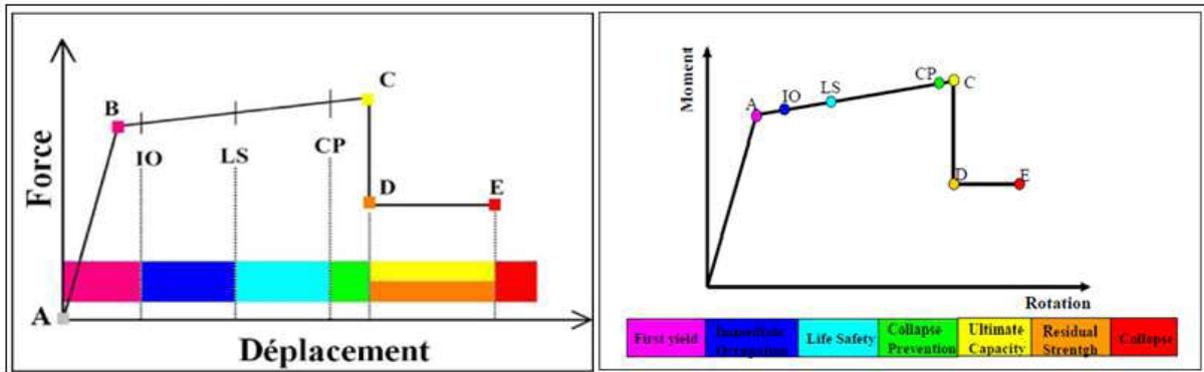


Figure VI-5: Courbe force-déplacement ou moment-rotation (courbe de déformation plastique)[8].

- Le point (A) représente l'origine ;
- Le point (B) représente l'état de plastification ;
- Le point (C) représente la capacité ultime pour l'analyse Pushover ;
- Le point (D) représente la résistance résiduelle pour 'analyse Pushover ;
- Le point (E) représente l'échec total.

Avant d'atteindre le point B, la déformation est linéaire et se produit dans l'élément d'ossature lui-même, et non dans la rotule.

La déformation plastique au-delà du point B se produit dans la rotule en plus de n'importe quelle déformation élastique pouvant se produire dans l'élément, la résistance résiduelle à partir de D à E permet aux éléments d'ossature de supporter des charges de gravité.

L'utilisateur peut spécifier des mesures additionnelles de déformation aux points IO (le début d'exploitation), LS (l'état de dommages importants) et CP (l'état de dommage), ceux-ci sont des mesures informationnelles qui sont rapportés dans les résultats d'analyse et utilisées pour la conception basée sur la performance, n'ayant aucun effet sur le comportement de la structure.

Selon FEMA- [13] :

- **Le niveau IO (Immédiate 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 présentés dans le règlement américain FEMA 273.

### VI.2.8.3 Idéalisisation bilinéaire de la courbe de Capacité :

On commence par chercher une représentation bilinéaire équivalente du diagramme de capacité. Cette idéalisation permet de calculer le rapport de ductilité ainsi que l'amortissement équivalent. La courbe bilinéaire équivalente s'appuie sur un critère d'équivalence d'énergie. Pour une valeur de déformation maximale «  $D_m$  », l'aire sous le diagramme de capacité doit être égale à celle sous la courbe bilinéaire (énergie de déformation), autrement dit, les aires  $\Omega_1 = \Omega_2$  sur la figure VII-8. Sur la même figure «  $A_y$  » et «  $A_m$  » sont l'accélération de limite d'élasticité et l'accélération maximale ; «  $D_y$  » et «  $D_m$  » sont les déplacements correspondant à ces deux niveaux d'accélération [12].

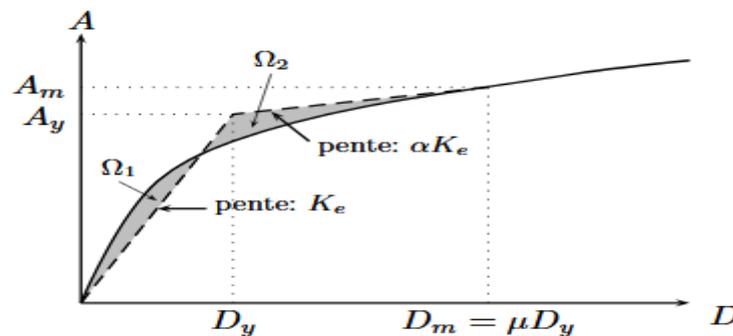


Figure VI-6: Modèle bilinéaire équivalent.

## VI.3 Application de l'analyse de « pushover » sur notre structure :

### VI.3.1 Définition du comportement non linéaire de la structure :

La détermination des lois de comportement des éléments principaux a été faite en exploitant les résultats de l'analyse linéaire statique et dynamique.

Le comportement non linéaire des éléments (poteaux / poutres) 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.

#### Définition du comportement non linéaire des poteaux :

- 1<sup>er</sup>étape :

On présente un exemple d'un poteau de RDC (65\*65) cm<sup>2</sup> 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. (13)

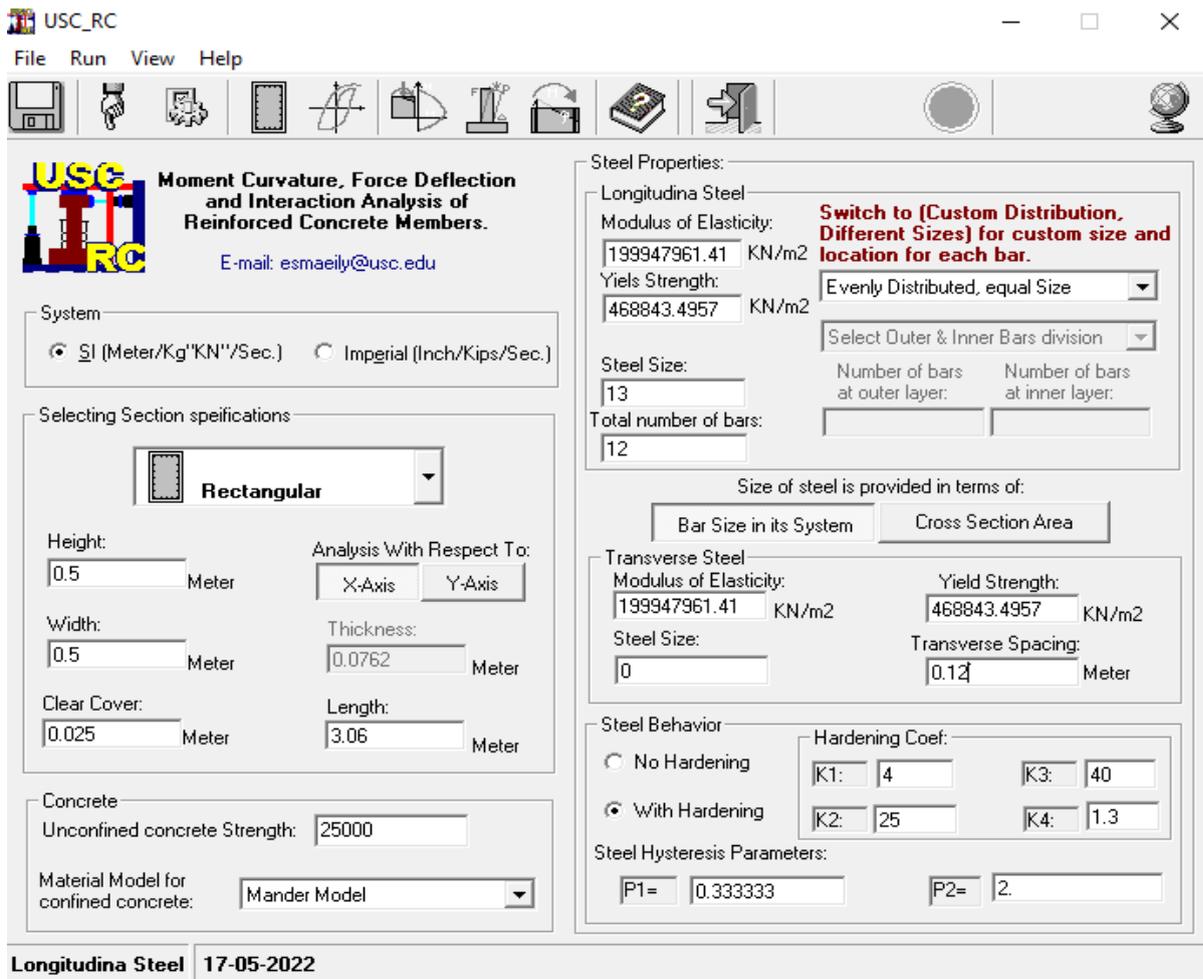


Figure VI-7 : Fenêtre principale d'USC\_RC.

Affichage de Moment-Courbure de la section ferrillée et obtention de la valeur du moment de courbure de l'acier et de béton dans les deux états (plastiques, élastiques),

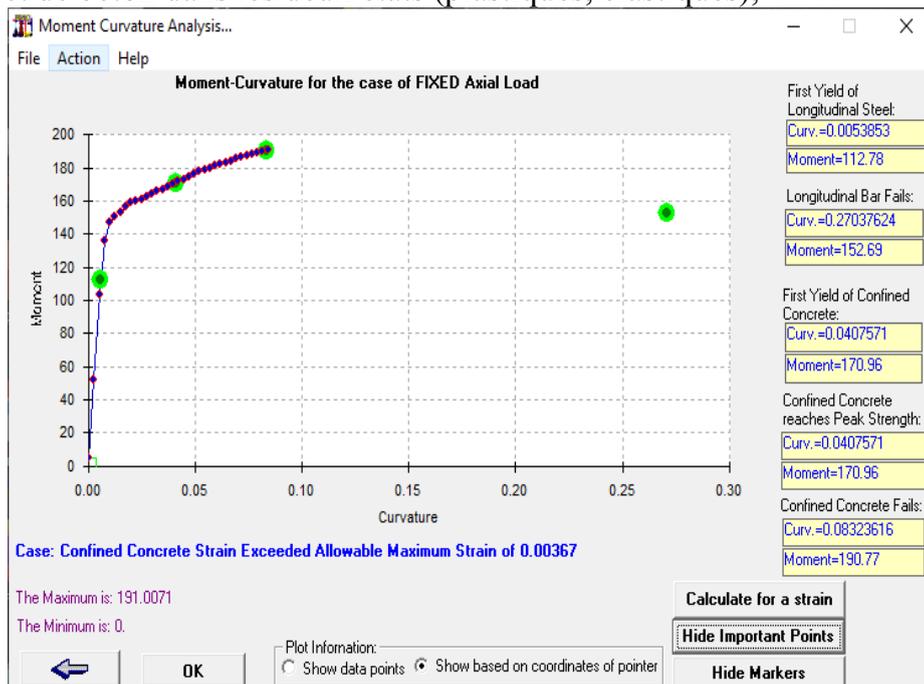
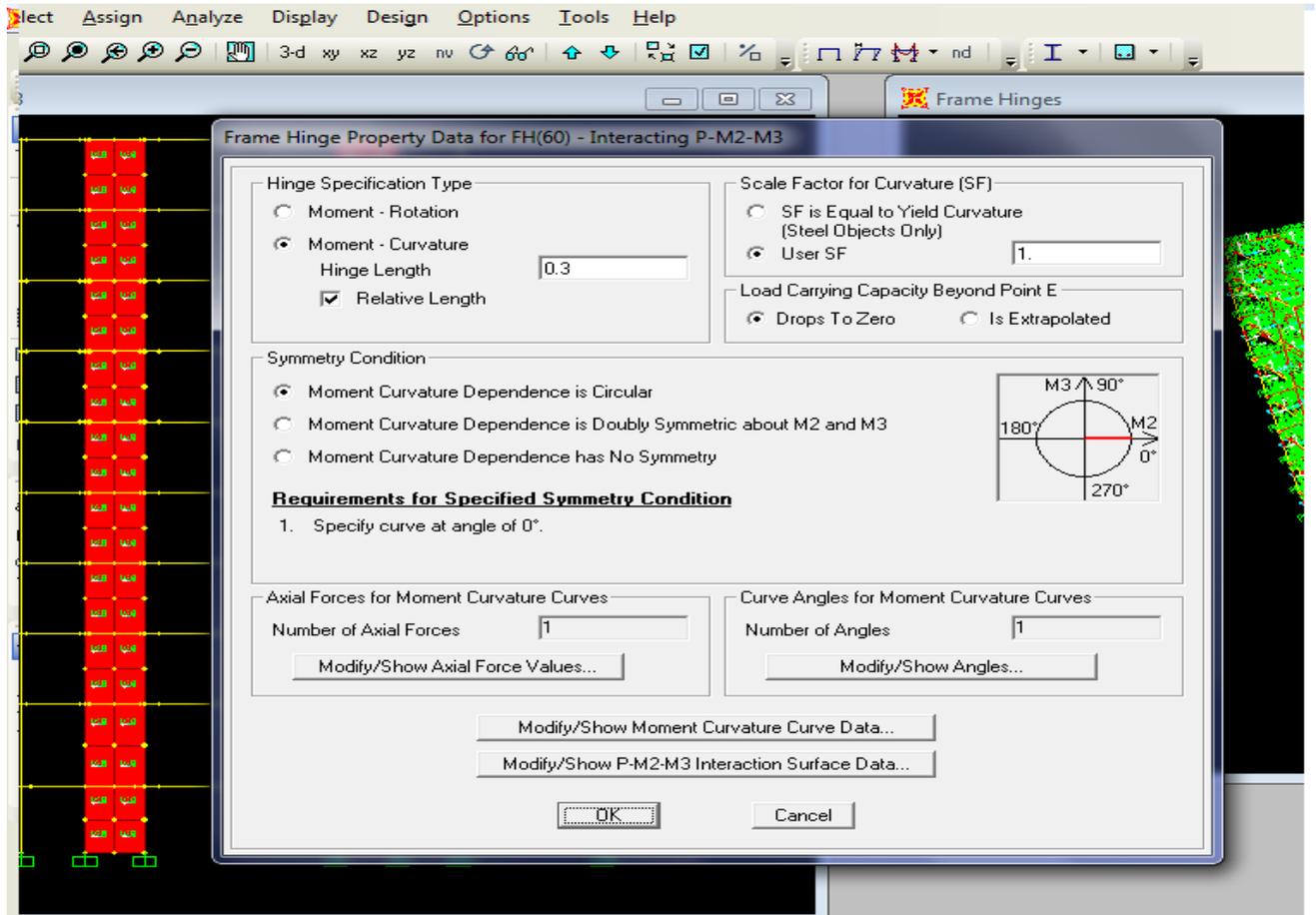


Figure VI-8 : Courbe moment – courbure.

- 2<sup>ème</sup> étape :

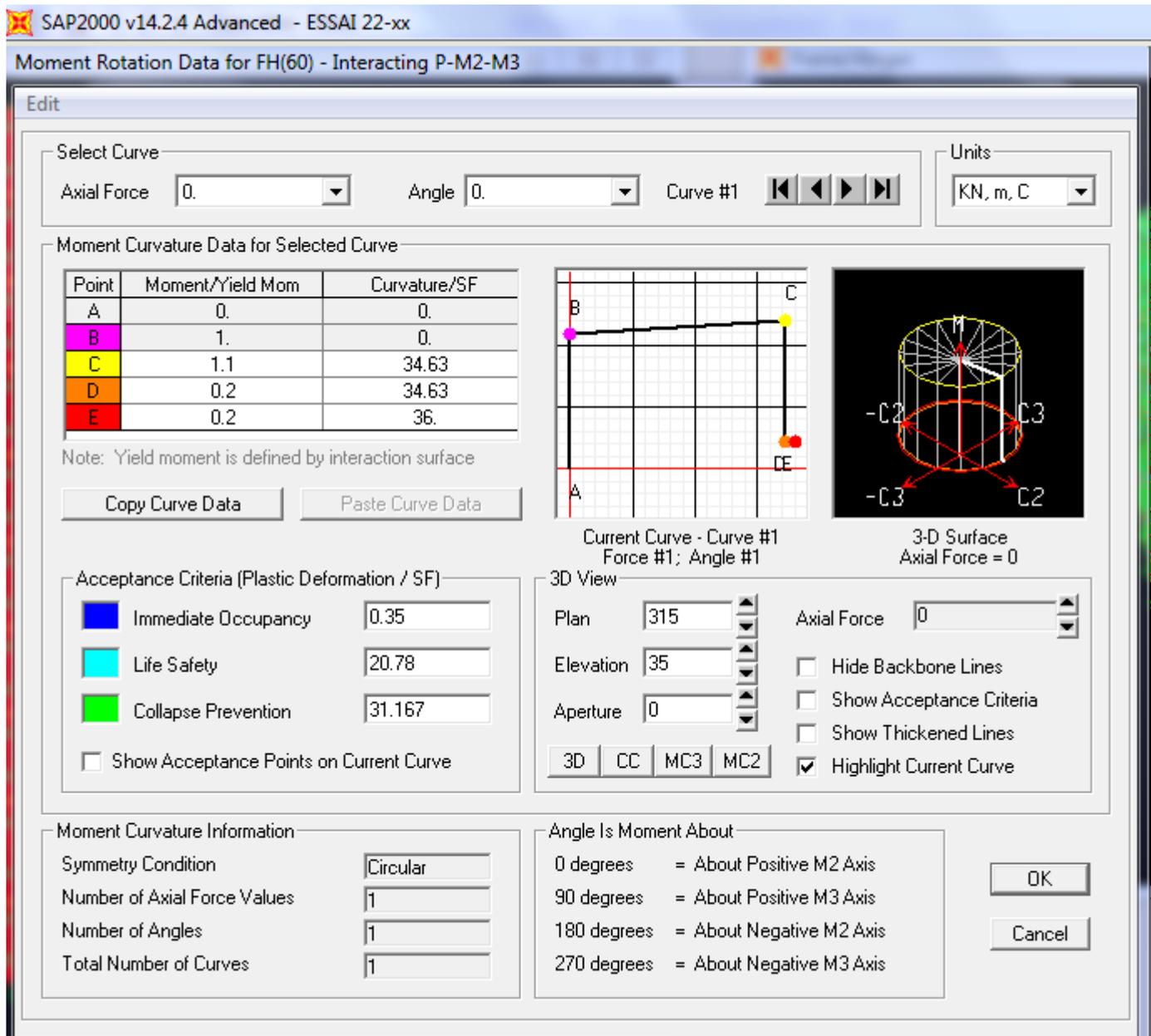
Pour les différents poteaux, on introduit des rotules de type "P, M2, M3" en suivant la démarche du chemin présenté ci-dessous :

Define/ section propriété /hinge propriétés /add new propriétés /concrète /OK/ Interacting P-M2-M3/Modifier show rotation curve data.



**Figure VI-9 : Affectation des rotules plastique au Poteau choisi**

Les degrés de dommage qui examinent la loi de comportement des rotules plastique, définis précédemment sont revues dans la figure VII-12.



**Figure VI-10 : 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 Prévention:** 90 % de  $\theta_u - \theta_y$  (point C).

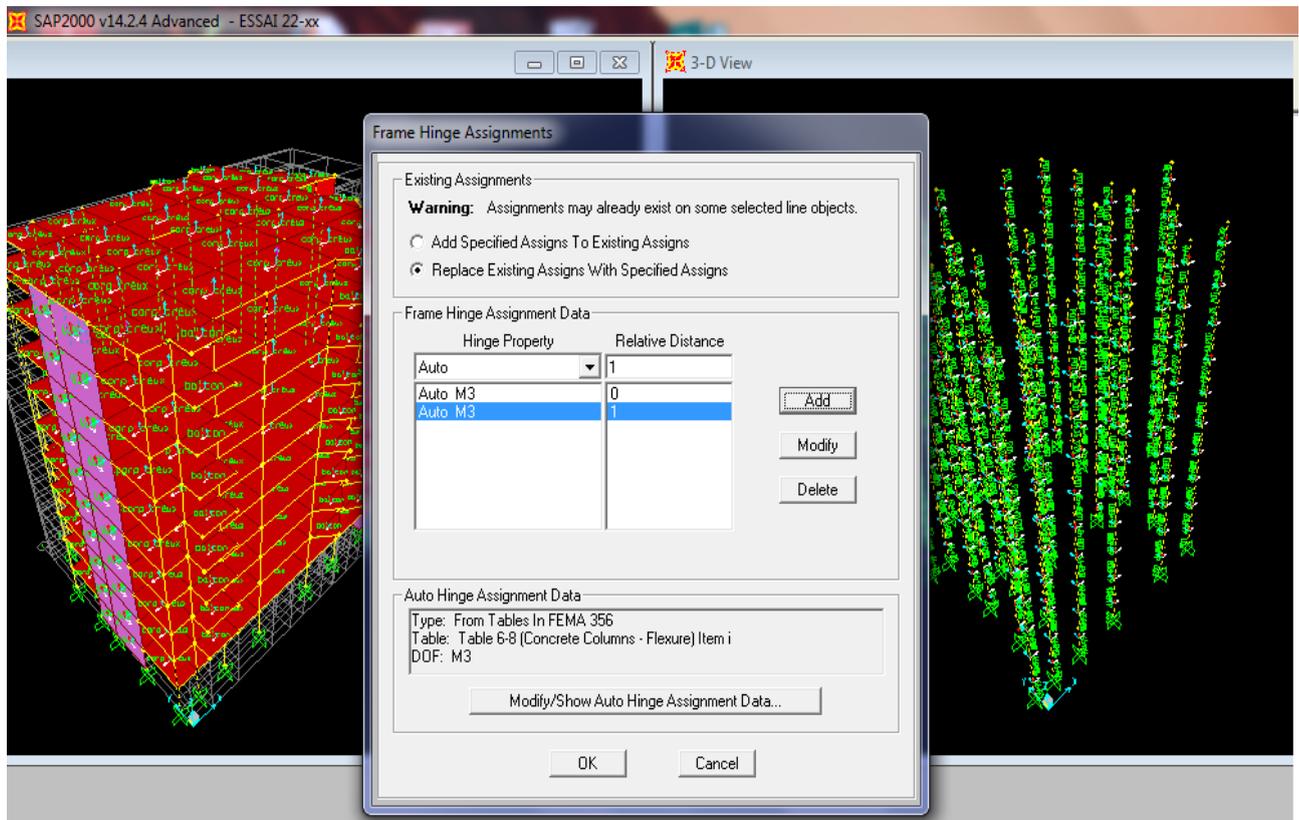
Par la suite, on sélectionne les poteaux de chaque niveau en suivant le chemin ci-dessous.  
assing / frame / Hinges

### Définition du comportement non linéaire des poutres :

À propos des poutres, les rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales de celle-ci. Il faut sélectionner les poutres d'une manière que ces dernières prennent la même voie que les poteaux :

assing / frame / Hinges / auto / add /concrete Beams /M3

Une fois cette étape est finie, on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs « 0 » et « 1 » qui conviennent aux extrémités de chaque poutre (figure VII-14).



**Figure VI-11: Introduction des rotules plastiques aux poutres.**

### **Définition du comportement non linéaire des voiles :**

Cette étude, nous avons utilisé la méthode « **MULTICOUCHE** » pour concevoir le comportement non linéaire des voiles car SAP2000 acquiesce l'insertion de ces dernières seulement aux éléments frame, Le chemin de modélisation est :

- Définir un matériau non linéaire pour le béton confiné et l'acier ;
- Définir l'élément non linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire).
- Define /section properties/ area section/ voile (modify show section) (Shell layer; non-linéaire) modify/show layer definition/ Quick start.

L'aspect de la non linéarité et l'attribution du ferrailage de voile déjà calculé dans le chapitre V

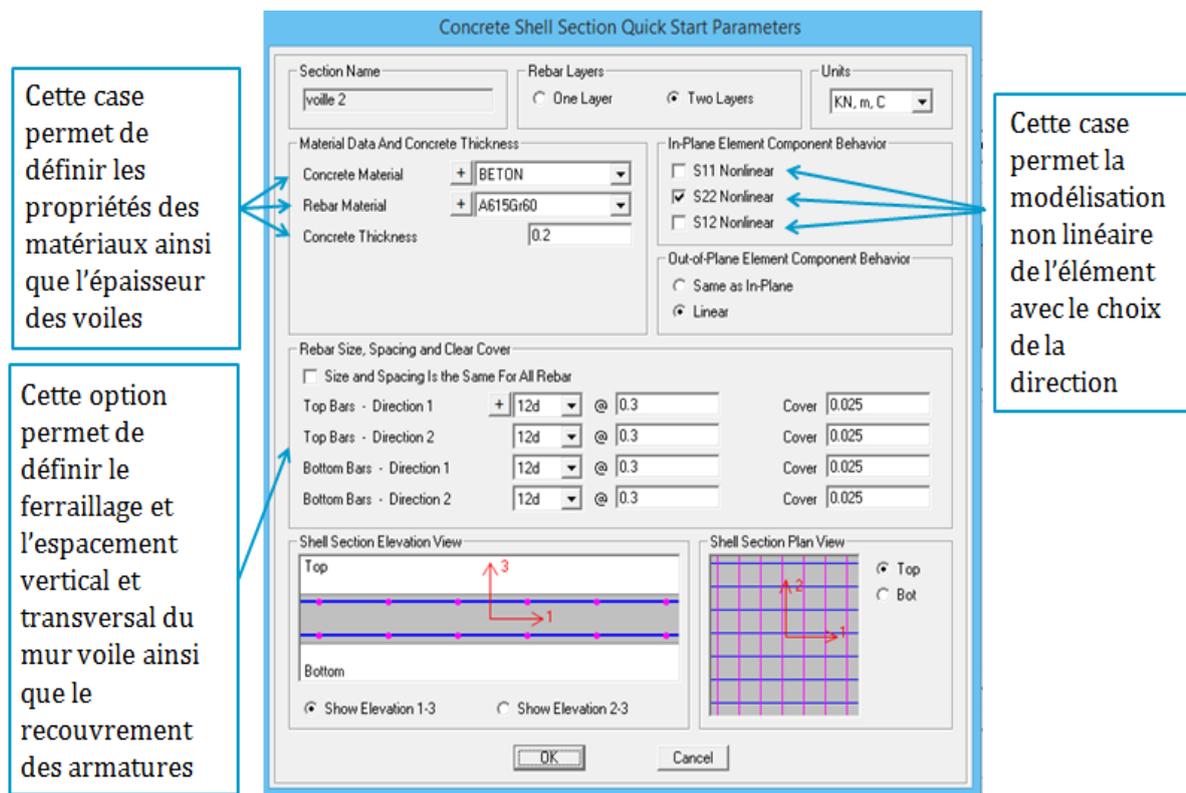


Figure VI-12: Introduction des non linéarité des voiles.

### VI.3.2 Définition du chargement de l'analyse pushover :

#### Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Le principe de cette étape est de définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire. Les étapes pour y accéder sont :

- Define/ load cases /G /dead modify show load cases.

121<sup>2</sup> 22

Figure VI 13 : Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges verticales.

#### Définition de l'analyse sous charges horizontales :

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 [13].

Le chemin est: Définir /Load cases /add new load case.

Pour y atteindre deux types de distribution sont faits une selon le sens (x-x) et une autre selon le sens (y-y)

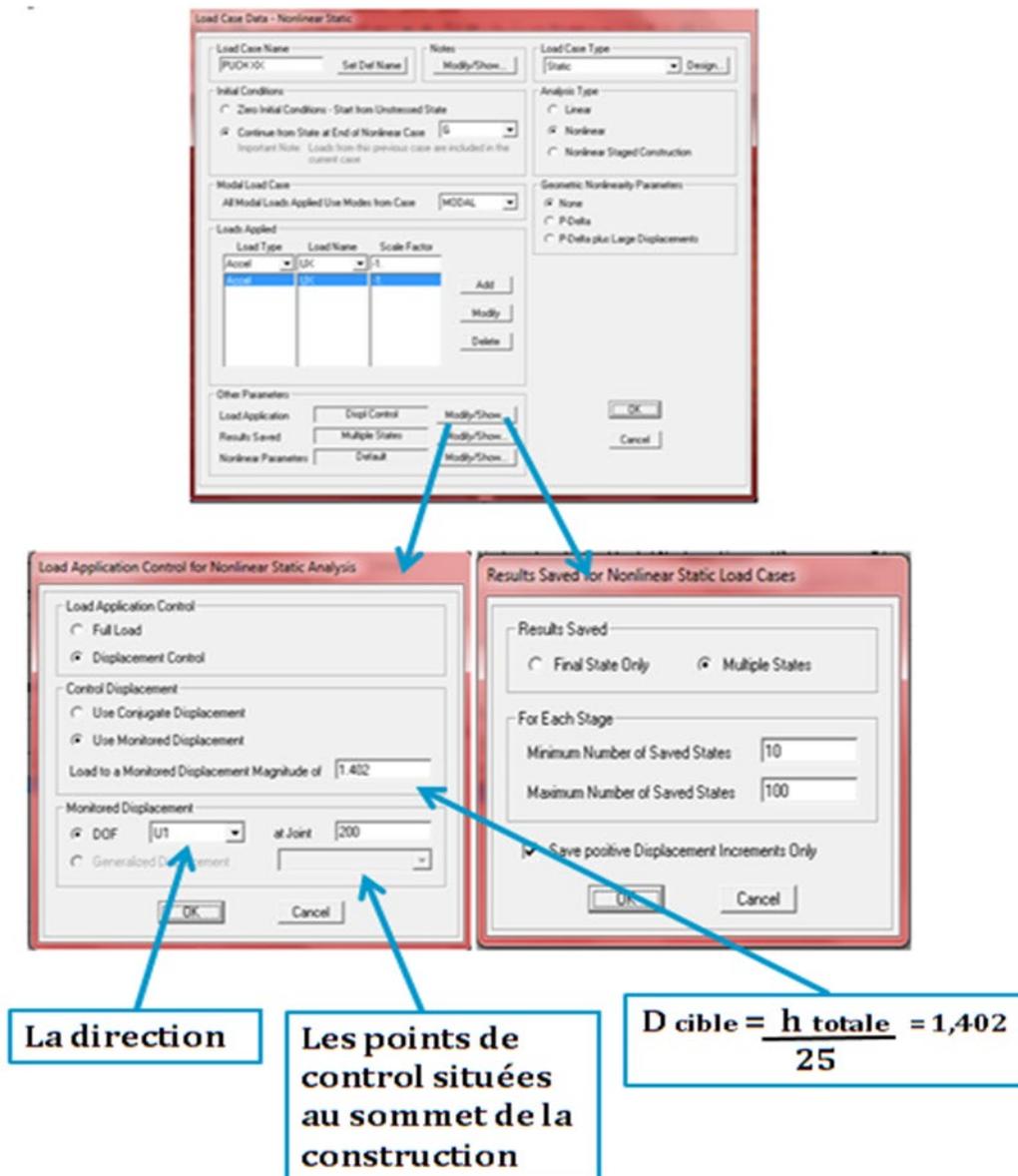


Figure VI-14: Définition du chargement de l'analyse pushover (sens x-x).

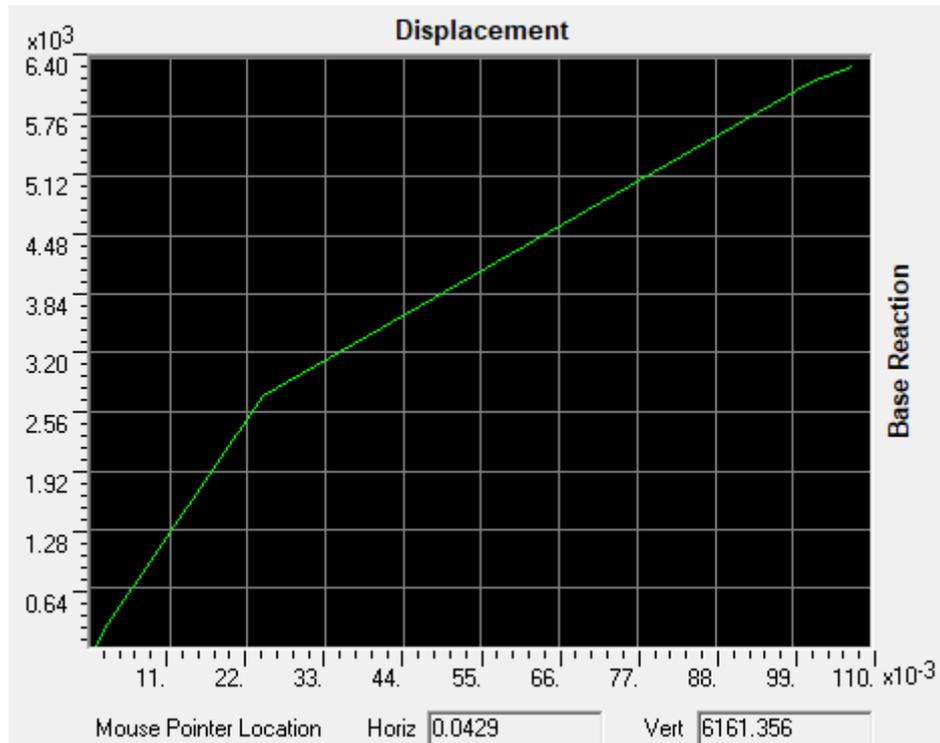
## VI.4 Résultats de l'analyse pushover :

### VI.4.1 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 certain élément du bâtiment, et pour faire, on doit suivre le schéma suivant :

Analyse/run static non linear analysis/ display//show statique pushover curve /PUCH XX et PUCH YY

Les résultats dans le Sens (xx)

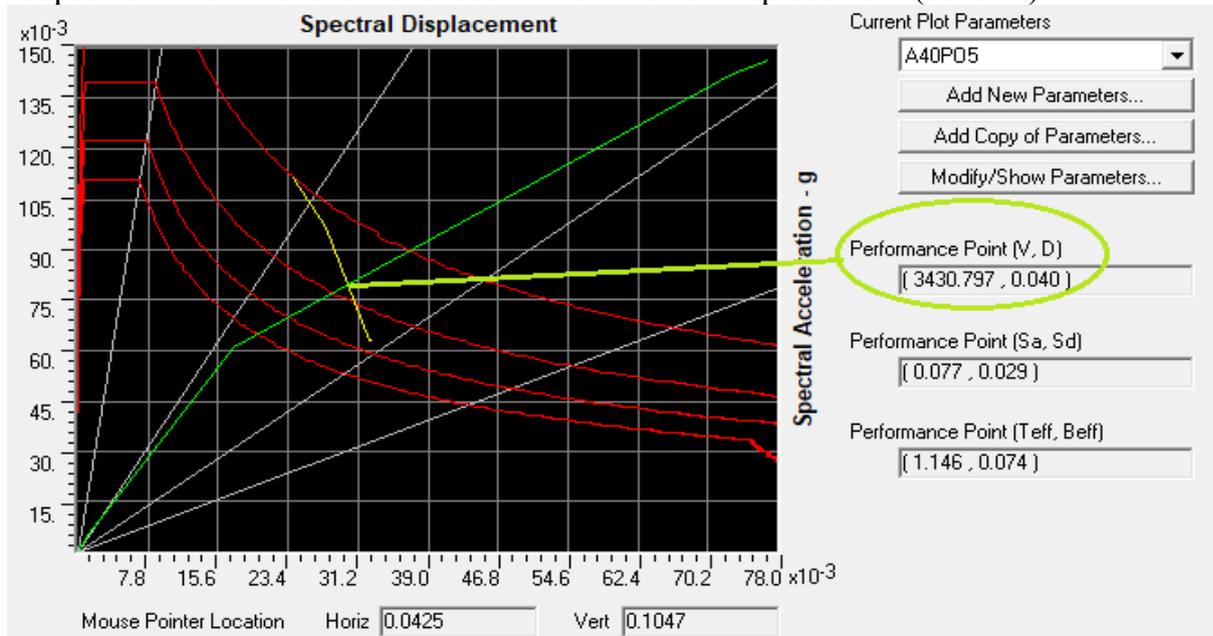


**Figure VI 15 : Résultats de l'analyse pushover.**

**L'interprétation :**

**Suivant x-x :**

Courbe de capacité l'effort tranchant à la base en fonction de déplacement (sens xx)



**Figure VI 16 : Résultats de l'analyse pushover.**

**L'interprétation :**

**Suivant x-x :**

Superposition de la courbe élastique avec le spectre de réponse du RPA 99 version 2003 en appliquant ATC40 sens (XX)

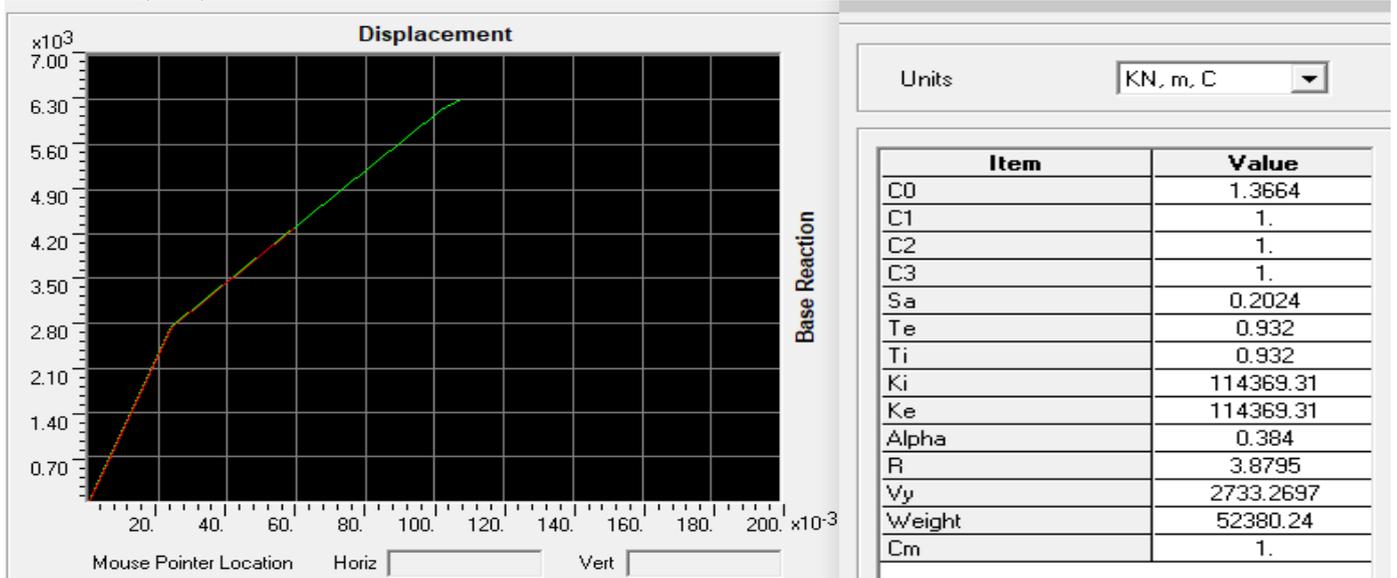


Figure VI 117 : Résultats de l'analyse pushover.

L'interprétation :

Suivant x-x :

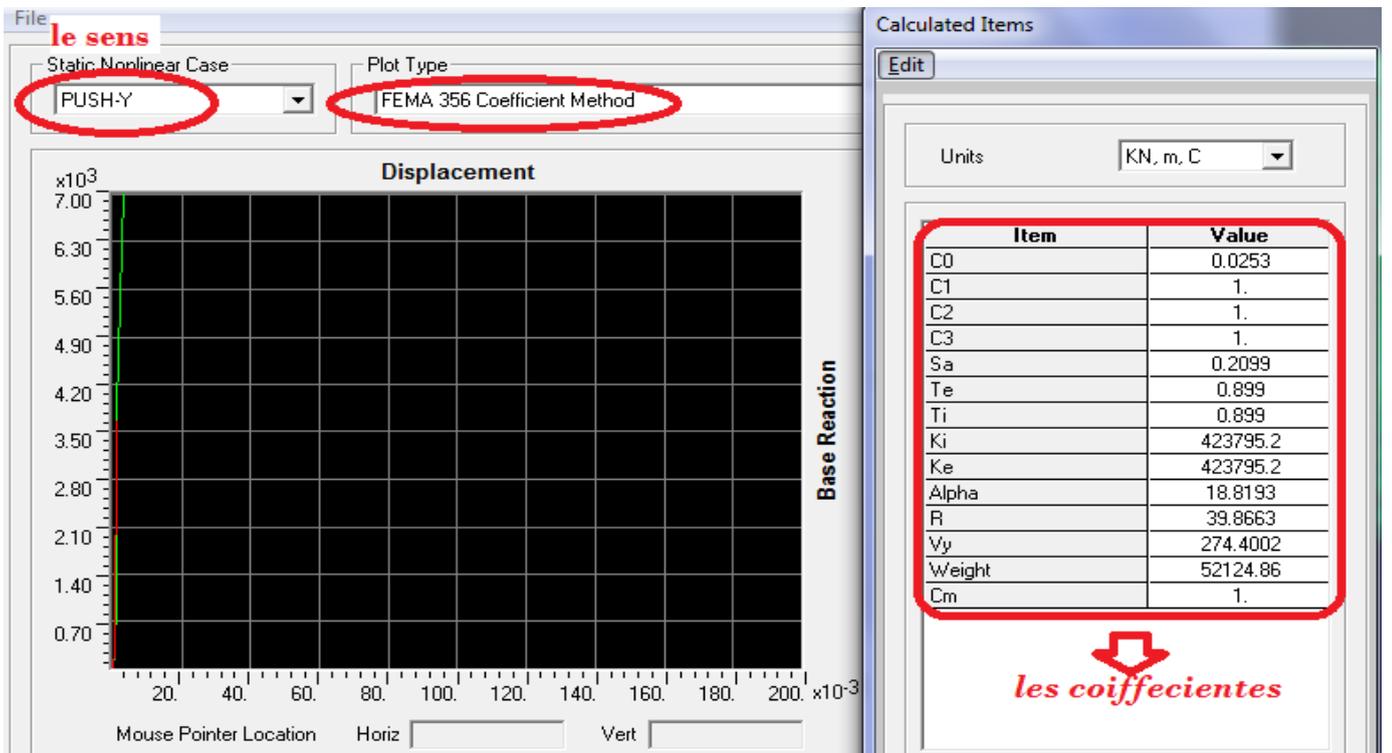
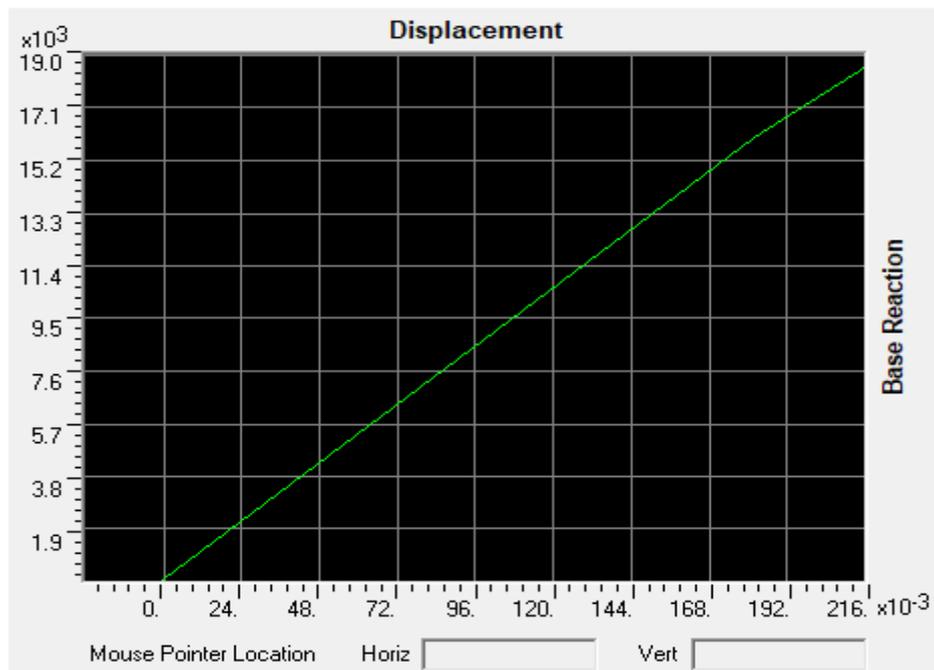


Figure VI 18 : Résultats de l'analyse pushover.

L'interprétation :

Suivant y-y :

Idéalisation de la courbe de capacité d'après le FEMA356 Les résultats dans le Sens (x-x) et sens (y-y).

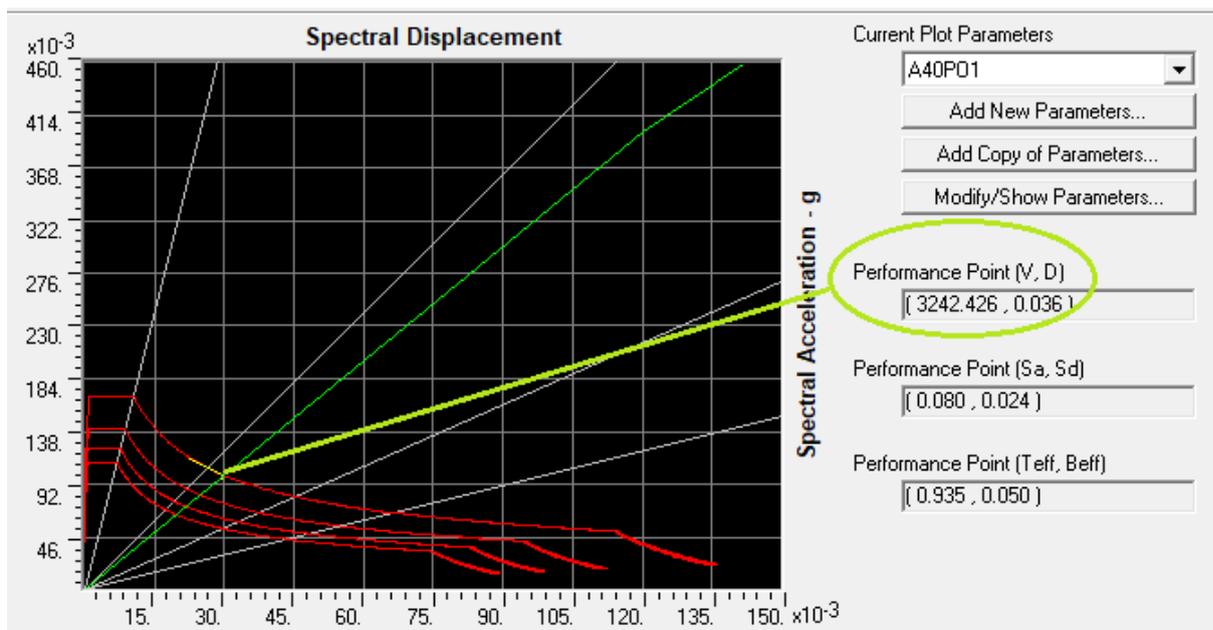


**Figure VI 19 : Résultats de l'analyse pushover.**

**L'interprétation :**

**Suivant Y-Y :**

Courbe de capacité l'effort tranchant à la base en fonction de déplacement (sens YY).



**Figure VI-20 : Résultats de l'analyse pushover.**

**L'interprétation :**

**Suivant Y-Y :**

Superposition de la courbe élastique avec le spectre de réponse du RPA 99 version 2003 en appliquant ATC40 sens (YY)

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure. ( $V_p = 3430.79 \text{ KN}$  ;  $D_p = 0,040 \text{ m}$ ).

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure. ( $V_p = 3242.42 \text{ KN}$  ;  $D_p = 0,036 \text{ m}$ ).

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFFhi
0	0.752953	0.050000	0.000000	0.000000	0.074815	0.531242	1.000000	1.000000
1	0.752953	0.050000	0.000190	0.001352	0.074815	0.531242	0.723294	1.376433
2	0.967637	0.050839	0.063091	0.271257	0.095756	0.411702	0.712352	1.388779
3	1.005283	0.075361	0.085875	0.342082	0.089712	0.357365	0.706687	1.396011
4	1.005283	0.075361	0.085875	0.342082	0.089712	0.357365	0.706687	1.396011
5	1.061661	0.088591	0.146425	0.522978	0.090504	0.323246	0.700028	1.407338
6	1.095187	0.089409	0.208760	0.700663	0.093113	0.312517	0.698110	1.412215
7	1.119418	0.089341	0.270150	0.867881	0.095194	0.305820	0.696990	1.415063
8	1.122327	0.089239	0.278956	0.891530	0.095473	0.305127	0.696788	1.415317

Figure VI-21 : La capacité spectrale de la structure dans la forme (Sa-Sd) sens x-x.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFFhi
0	0.605026	0.050000	0.000000	0.000000	0.060117	0.661128	1.000000	1.000000
1	0.605026	0.050000	0.000050	0.000546	0.060117	0.661128	0.722968	1.382836
2	0.817952	0.050288	0.060929	0.366613	0.081164	0.488367	0.700081	1.407575
3	0.844927	0.073446	0.075010	0.422979	0.075939	0.428217	0.696319	1.413697
4	0.844926	0.073444	0.075011	0.422987	0.075939	0.428221	0.696318	1.413693

Figure VI-22 : Capacité spectrale de la structure dans la forme (Sa-Sd) sens y-y.

### VI.4.2 Mécanisme de ruine :

Distribution des rotules plastiques dans le portique à la ruine :

- Sens Y-Z :

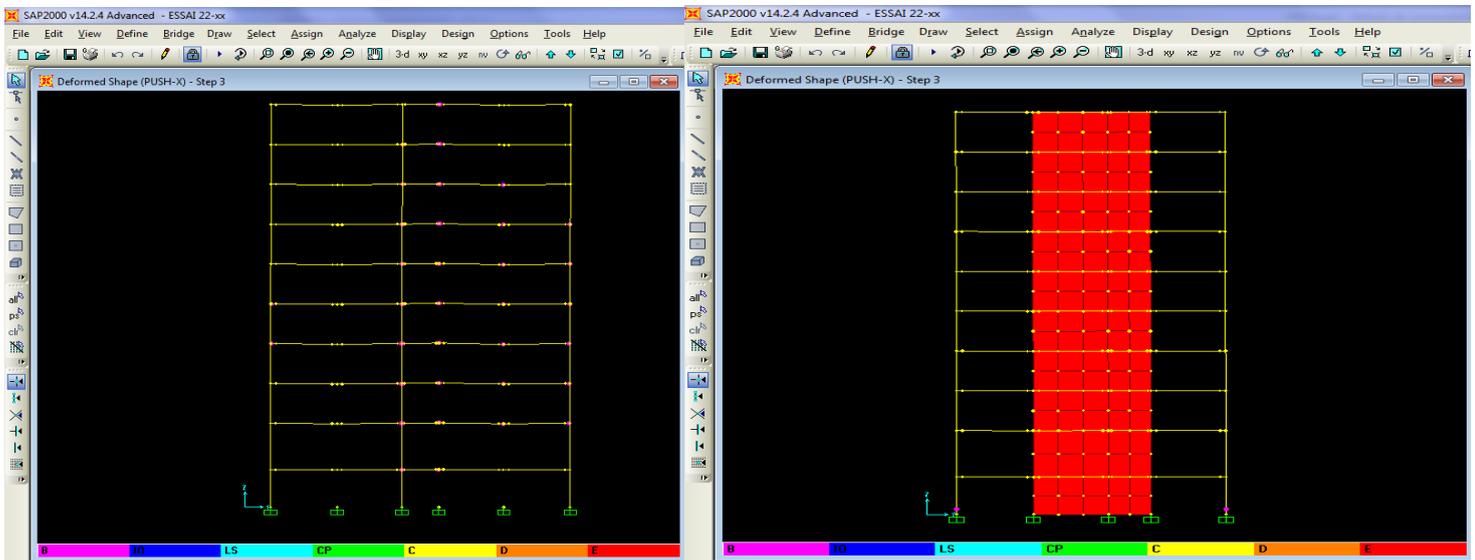
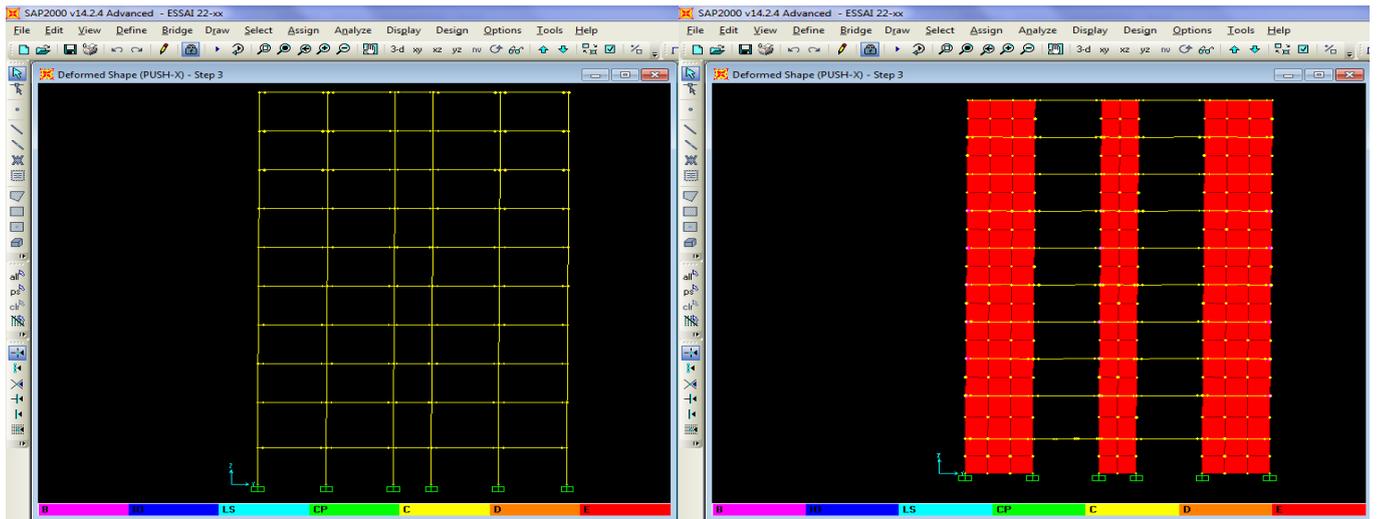
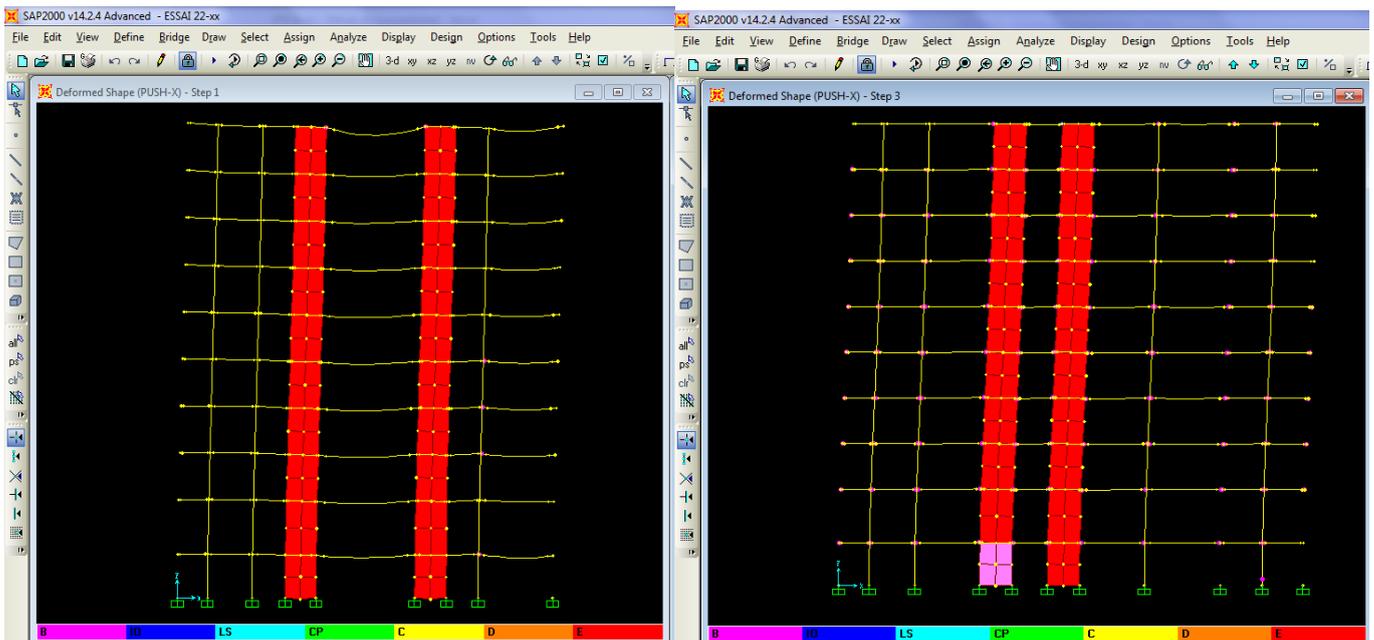


Figure VI-23 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens y-z.



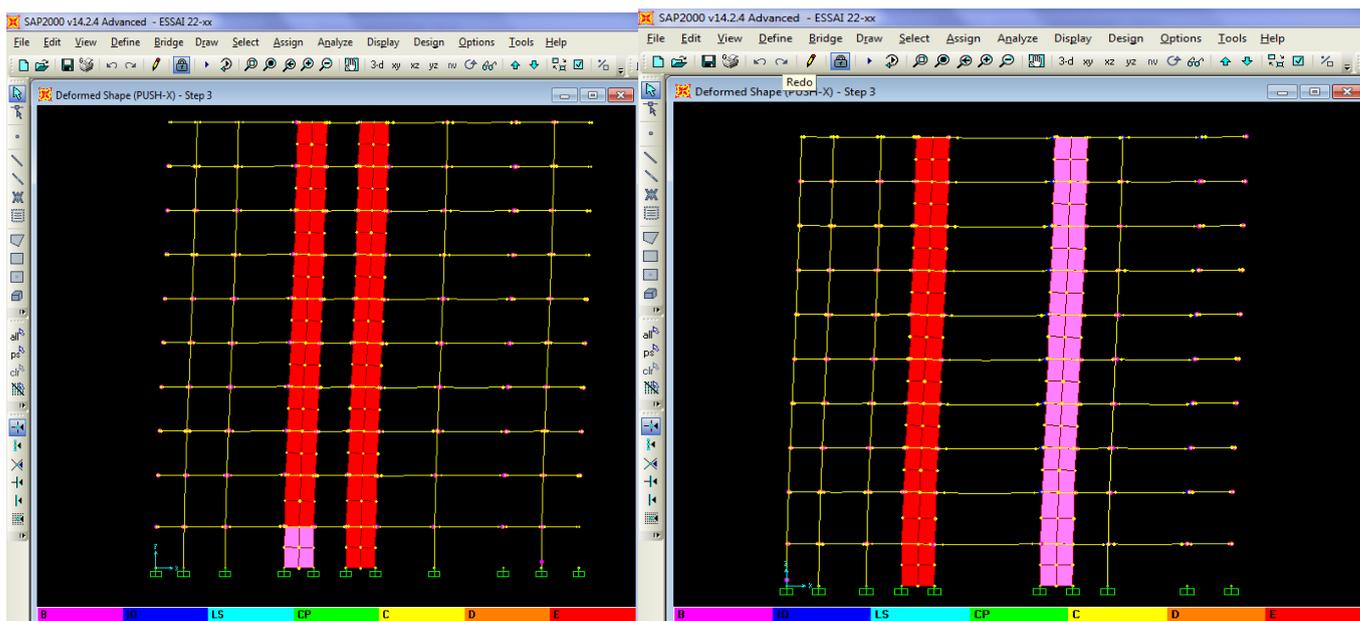
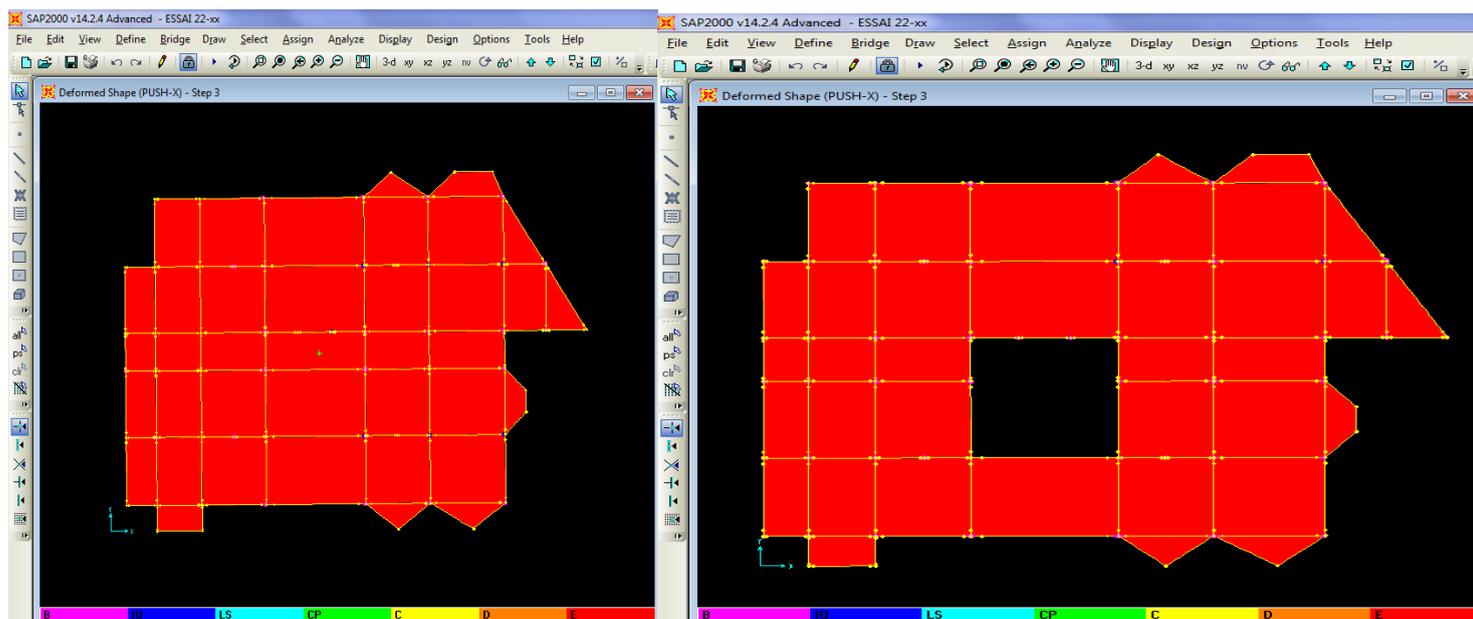


Figure VI-24 : Développement des rotules plastiques obtenues par  
SAP2000 sens x-z. - Sens X-Y :



Terrasse inaccessibles

Etage courant

Figure VI-25 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens x-y.

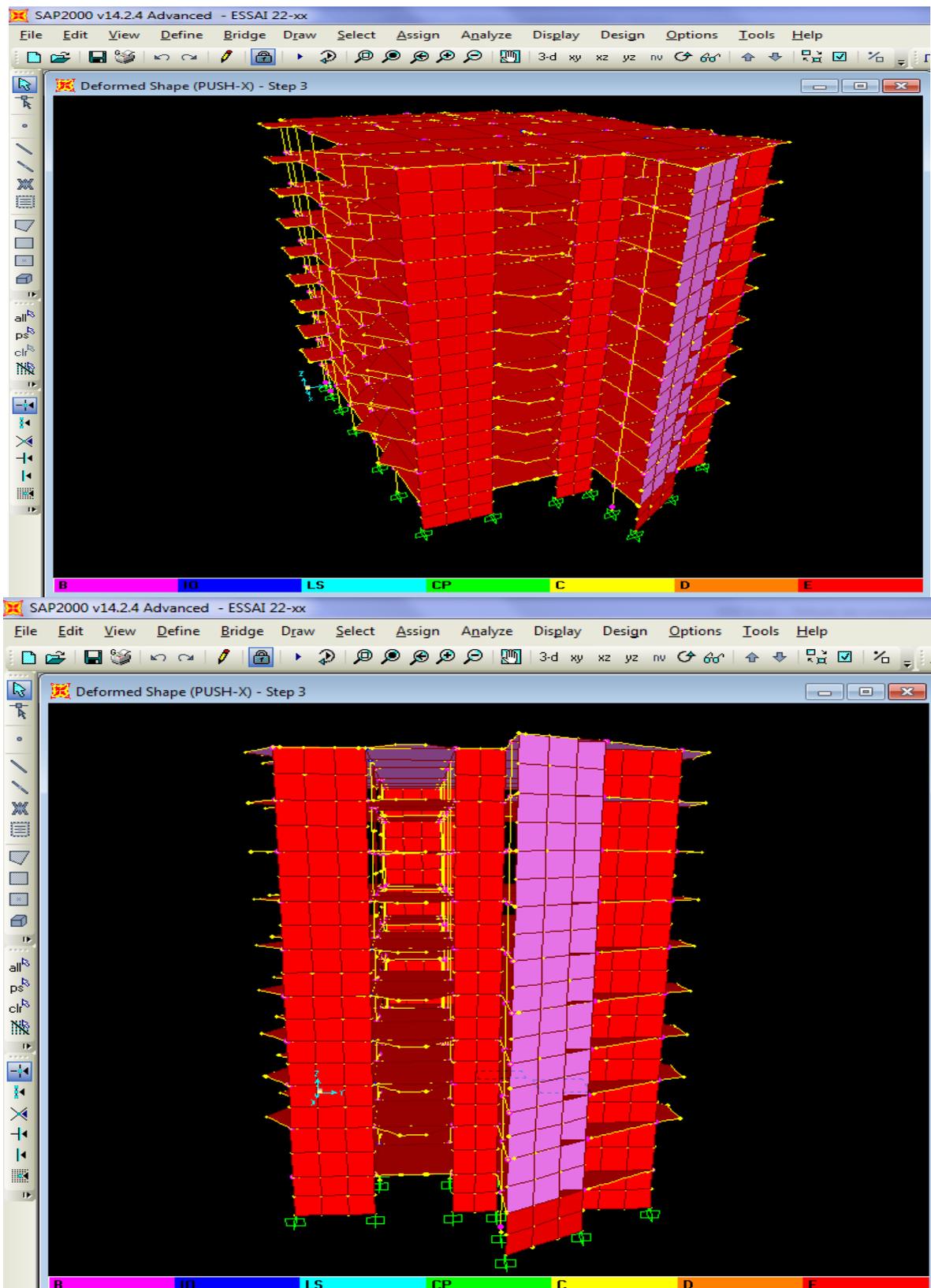


Figure VI 26 : Développement des rotules plastiques  
obtenues par SAP2000 3d.

**Tableau VI-1: Développement des Rotules Plastiques.**

Étage	Élément	A-B	B-C	A-IO	B-IO	>CP	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	≥E
S.S	Poteaux	63	62	64	0	54	0	0	0	0	0	0
	Poutres	72	40	106	0	0	5	6	0	0	0	0
RDC	Poteaux	63	62	64	0	54	0	0	0	0	0	0
	Poutres	72	40	106	0	0	5	6	0	0	0	0
1 <sup>er</sup> étage	Poteaux	64	1	64	0	0	0	0	0	0	0	0
	Poutres	70	43	90	0	2	24	0	0	2	0	0
2 <sup>eme</sup> étage	Poteaux	64	0	64	0	0	0	0	0	0	0	0
	Poutres	71	43	88	0	2	22	4	0	2	0	0
3 <sup>eme</sup> étage	Poteaux	64	0	64	0	0	0	0	0	0	0	0
	Poutres	70	44	86	0	2	22	6	0	2	0	0
4 <sup>eme</sup> étage	Poteaux	64	0	64	0	0	0	0	0	0	0	0
	Poutres	70	44	86	0	2	22	6	0	2	0	0
5 <sup>eme</sup> étage	Poteaux	64	0	64	0	0	0	0	0	0	0	0
	Poutres	70	44	90	0	2	20	4	0	2	0	0
6 <sup>eme</sup> étage	Poteaux	64	0	64	0	0	0	0	0	0	0	0
	Poutres	70	45	90	0	1	23	2	0	1	0	0
7 <sup>eme</sup> étage	Poteaux	56	0	54	0	0	0	0	0	0	0	0
	Poutres	66	46	86	0	0	24	2	0	0	0	0
8 <sup>eme</sup> étage	Poteaux	56	0	54	0	0	0	0	0	0	0	0
	Poutres	66	46	86	0	0	24	2	0	0	0	0

• **Interprétation des résultats :**

A partir des précédents schémas et le tableau (VII-1) qui représente les différents étapes de formation des rotules plastiques, on voit bien que le principe des poteaux forts et poutres faibles est vérifié suite à la formulation de ces rotules plastiques dans les poutres 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.

**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 [15].

Pour obtenir le déplacement cible, on utilise Le FEMA 273 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 :

$C_0$ : Coefficient modificateur qui relie le déplacement d'un SSDDL équivalent au déplacement du système réel SPDDL. Les valeurs de  $C_0$  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 VI-2 : Valeurs de coefficient  $C_0$  [12].**

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.

$$C_1 = 1 \quad \text{Si} \quad T_e \geq T_0.$$

$$C_1 = [1 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e}] / R \quad \text{Si} \quad T_e \leq T_0.$$

avec :

$T_e$ : La période de vibration fondamentale effective de la structure. Elle est calculée par la formule suivante :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

$T_i$  : La période de vibration fondamentale de la structure.

$K_i$  : La rigidité initiale de la structure.

$K_e$ : La rigidité (pente) élastique de la structure.

$T_0$ : La période caractéristique du sol définie à la fin du palier du spectre de réponse.

$R$  : Un coefficient qui exprime le rapport de l'effort sismique sur l'effort élastique effectif.

$C_2$  : 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 VI-3 : Valeurs du coefficient  $C_2$  [12].

Valeurs du coefficient $C_2$				
Niveau de la performance structurale	$T \leq 0.1$ 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 [12].

$C_3$  : Coefficient modificateur pour tenir compte de l'effet dynamique. Pour les structures qui ont une post-élastiques positives, il est pris égal à 1. Pour celles qui ont une pente négative, ils seront calculés selon la formule suivante :

$$C_3 = 1 + \frac{T_e}{\alpha(R-1)^{3/2}}$$

$$C_3 = 1 + \frac{0.384 \cdot (3.8795 - 1)^{3/2}}{0.932}$$

$$C_3 = 3.01$$

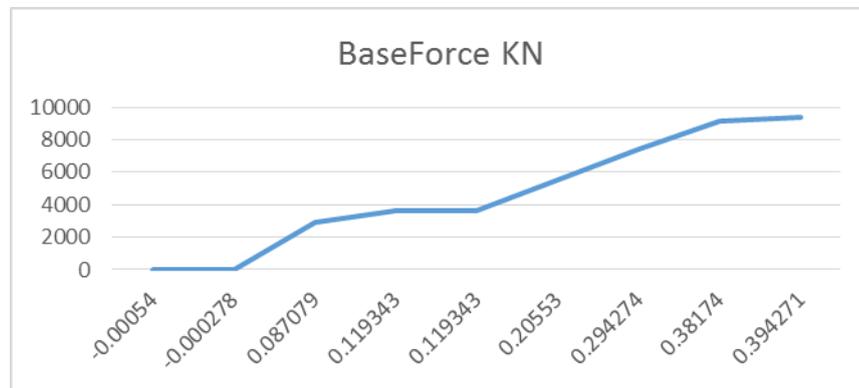


Figure VI-27 : Idéalisation selon le FEMA – 356 sens X-X.

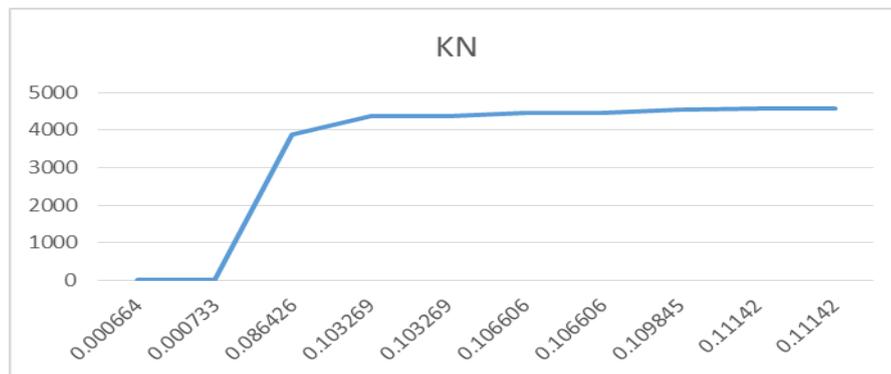


Figure VI-28 : Idéalisation selon le FEMA – 356 sens Y-Y.

Paramètres utilisés pour le calcul du déplacement cible suivant les deux directions sont représentés dans le tableau ci- dessous :

**Tableau VI-4 : Paramètres utilisés pour le calcul du déplacement cible.**

Paramètre	C <sub>0</sub>	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	T <sub>e</sub> (s)	δ <sub>c</sub> (m)
Valeurs (sens X-X)	1,3664	1	1	3.01	0,932	0,0596
Valeurs (sens Y-Y)	0.0253	1	1	1	0.899	0,00106

**La ductilité :**

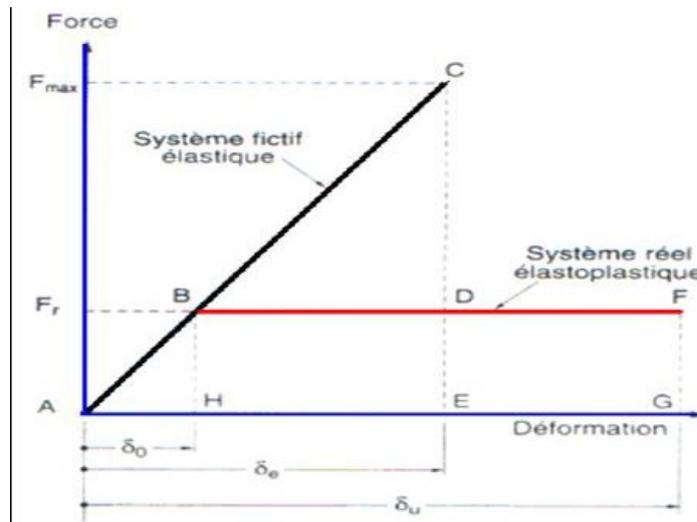
La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique.

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 [13]

La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de déformation non linéaire « δ<sub>u</sub> » au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale « δ<sub>e</sub> ».

Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation est défini comme suit :

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_e}$$



**Figure VI-29 : Ductilité en déformations. [13]**

**Détermination du facteur de comportement :**

Le facteur de comportement est déterminé par le rapport entre la force latérale maximal élastique (V<sub>e</sub>) et la force latérale inélastique de dimensionnement (V<sub>e</sub>).

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 [5].

$$R = R_{\mu} R_s R_R$$

R<sub>μ</sub> : Le facteur de ductilité.

R<sub>s</sub> : Le facteur de sur-résistance.

$R_R$  : Le facteur de redondance.

### Facteur de ductilité $R_\mu$ :

Le facteur de ductilité est une mesure de la réponse non linéaire globale d'un système de et non celle de ces composants [5].

Il explique la relation entre la force latérale élastique maximale ( $V_e$ ), et l'effort tranchant maximale à la base ( $V_u$ ) acquise à partir d'une analyse non linéaire (PUSHOVER).

### Méthode de New mark et Hall :

La méthode de New mark et Hall [16] 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 ( $\mu$ ).

$$R_\mu = 1 \quad \text{Si} \quad T < 0,03$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu} - 1 \quad \text{Si} \quad 0,2 < T < 0,5$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{Si} \quad T > 0,5$$

$T$  : la période fondamentale de la structure.

### 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 non linéaire et l'effort tranchant de dimensionnement calculé par des méthodes élastiques linéaires.

### 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 [17].

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  $R_R$ .

$$R_R = \frac{1}{Q}$$

**Tableau VI- 5: Paramètres utilisés pour le calcul du coefficient de comportement.**

Paramètre	$\delta_u(m)$	$\delta_y(m)$	$K_i(KN.m)$	$K_e(KN.m)$	$T_e(s)$	$\mu$	A	$V_u(KN)$	$V_y(KN)$
Valeurs (sens X-X)	0.38	0.12	114369.31	114369.31	0,932	0.88	0.1	9143.83	2733.2697
Valeurs (sens Y-Y)	0.11	0.086	423795.2	423795.2	0.899	0.88	0.1	4576.87	274.4002

### Calcul du coefficient de comportement $R$ :

- Suivant x-x :

$$R_x = R_\mu R_s R_R$$

$$R_\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,38}{0,12} = 3,17$$

$$R_s = \frac{V_u}{V_y} = \frac{9143,83}{3654,26} = 2,5$$

$$R_R = \frac{1}{Q} = \frac{1}{1,20} = 0,83$$

$$R_x = 3.17 * 2.5 * 0,83 = 6.58$$

$$R_x = 6.58$$

- Suivant y-y :

$$R_y = R_\mu R_s R_R$$

$$R_\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.11}{0.086} = 1.28$$

$$R_s = \frac{4576.87}{274.4002} = 16.67$$

$$R_R = \frac{1}{Q} = \frac{1}{1,15} = 0,87$$

$$R_y = 1.28 \times 16.67 \times 0.87 = 18.56$$

$$R_y = 18.56$$

**Tableau VI-6 : Valeurs du coefficient de comportement.**

			$R_s$	$R_u$	$R_R$	R
Méthodes New mark et hall	Valeurs (sens X-X)		2.5	3.17	0,83	6.58
	Valeurs (sens Y-Y)		16.67	1.28	0,87	18.56

➤ **Interprétation des résultats :**

Le tableau précédant présente l'effet de plusieurs paramètres qui influent sur la valeur du facteur de comportement de cette structure confortée par des voiles en béton armé, le facteur de ductilité «  $R_u$  » est égale à **3.17** dans le sens (x-x) et **1.28** dans le sens (y-y), le deuxième facteur  $R_s$  (facteur de sur résistance), est égale à **2.5** dans le sens (x-x) et **16.67** 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 **0.87** dans le sens (y-y), , après multiplication des facteurs  $R_s$ ,  $R_u$  et  $R_R$  mentionnés ci-dessus on trouver que le coefficient de comportement est de l'ordre de **6.58** Dans le sens (x-x) et **18.56** dans le sens (y-y).et puisque le domaine de la ductilité est large, sa indiquera que cette forte ductilité donnera une grande résistance à l'état plastique.

**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) :  $k_e = 114369.31$  kN/m

- Suivant y-y :

Les éléments de la structure se plastifient, donc la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale  $K_{ey} = 423795.2$  KN/m

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

**X-X :**

$$V_p = 4337.766 \text{ Kn}$$

$$D_p = 0.059 \text{ m}$$

Y-Y :

$$V_p = 3670.956 \text{ Kn}$$

$$D_p = 0.0532 \text{ m}$$

$$K_{PX} = \frac{V_P}{D_P} = \frac{4337.766}{0.059} = 73521.5 \text{ KN/m.}$$

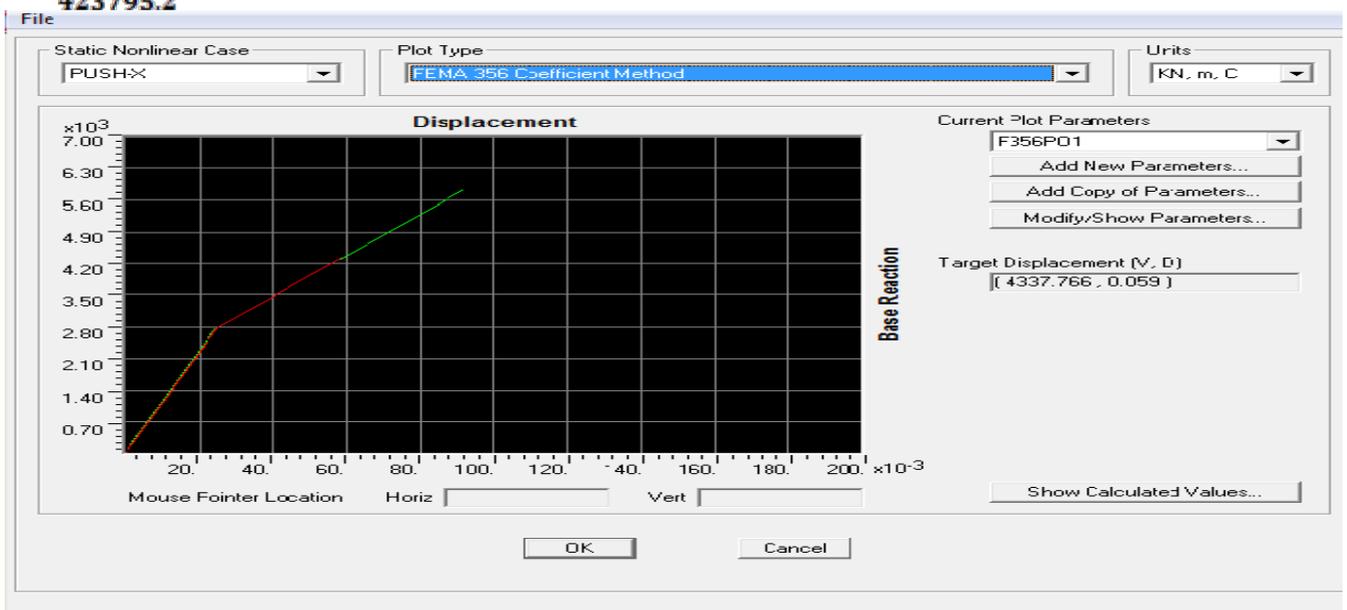
$$K_{Py} = \frac{V_P}{D_P} = \frac{3670.956}{0.0532} = 69002.9 \text{ KN/m.}$$

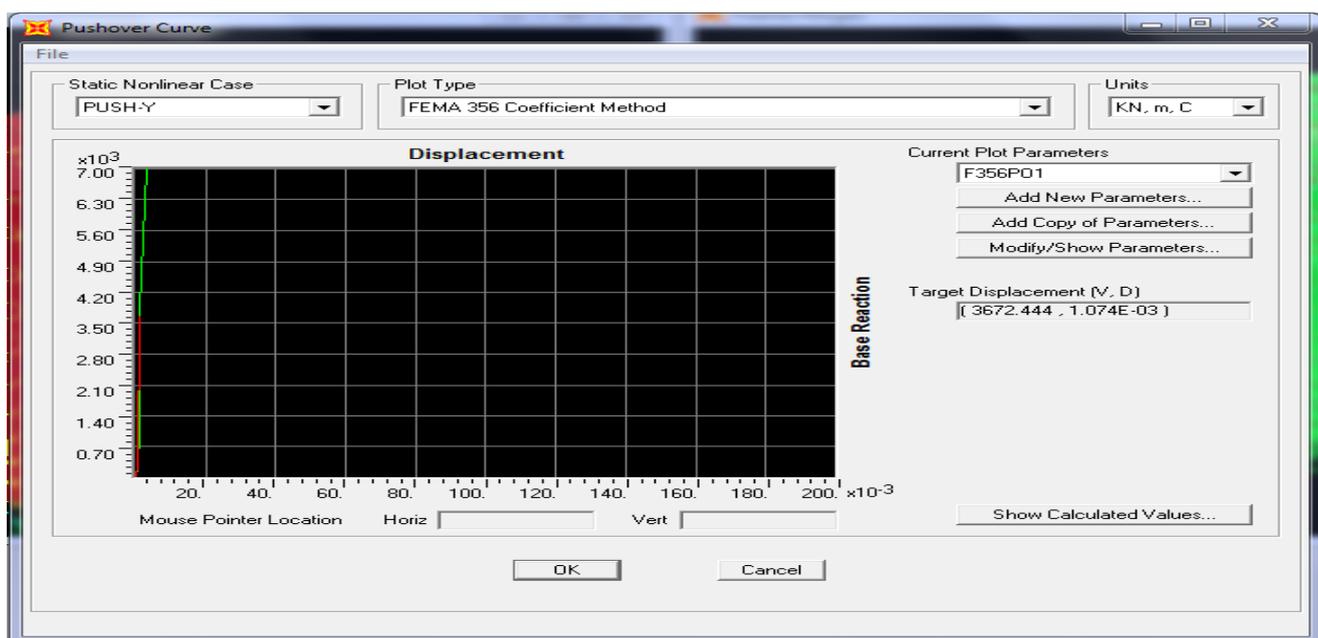
Un indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) peut être défini par.

$$I_d = \left(1 - \frac{K_p}{K_e}\right) \cdot 100\%$$

$$I_{dx} = \left(1 - \frac{73521.45}{23816.78}\right) \cdot 100\% = 2.08\%$$

$$I_{dy} = \left(1 - \frac{3670.956}{423795.2}\right) \cdot 100\% = 0.99\%$$





**Figure VI 30 : Résultats de l'analyse pushover.**

**L'interprétation :**

**Suivant X-X et Y-Y selon FEMA 356 :**

**Tableau VI-7 : Paramètres utilisés pour le calcul du  $K_p$  et du  $I_d$ .**

	$V_p$ (KN)	$D_p$ (m)	$K_p$ (KN/m)	$I_d$ %
<b>Sens (X-X)</b>	<b>4337.766</b>	<b>0.059</b>	<b>73521.45</b>	<b>2.08</b>
<b>Sens (Y-Y)</b>	<b>3672.444</b>	<b>0.0532</b>	<b>3413.05</b>	<b>0.99</b>

- Interprétation des résultats :**

On remarque au point de performance, la plastification de la structure dans le sens (x-x) crée une diminution de la raideur initiale de 2.08% , et la plastification de la structure dans le sens (y-y) engendre une réduction de la raideur initiale de **0.99%**.

## **VII.5 Conclusion :**

Push over est une méthode d'analyse statique non linéaire afin de savoir le comportement réel de la structure sous l'effet des sollicitations extérieures, elle est basée sur la chronologie de la formation des rotules plastiques.

# **CHAPITRE VII**

## **Etude D'entrechoquement Entre deux**

### **Blocs adjacents**

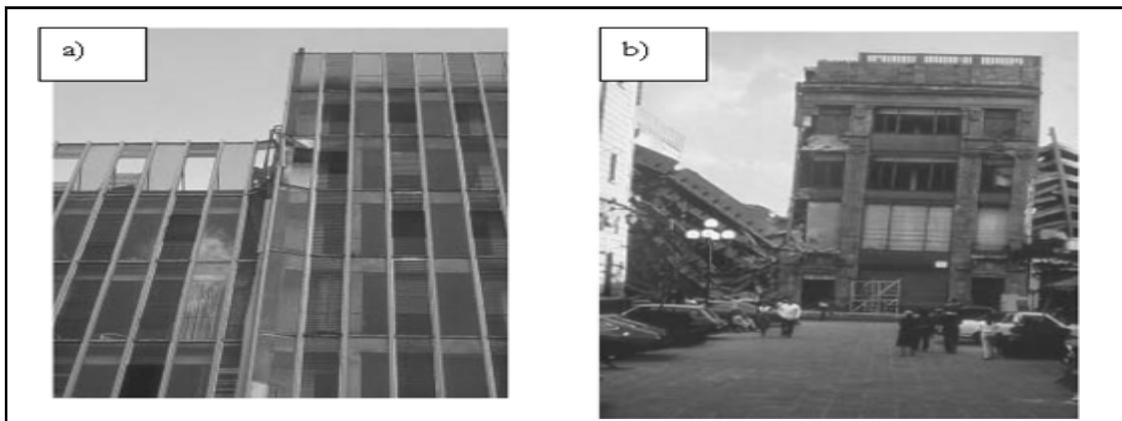
## VII 1 Introduction :

De plus en plus de bâtiments à grande hauteur sont construits dans des zones métropolitaines à forte densité urbaine, respecter une distance de séparation adéquate et sécuritaire dans ces zones-là, devient une vraie contrainte à cause de valeurs très élevées du terrain et le manque d'espace nécessaire pour la mise en place de joint sismique, tous cela résulte à construire des bâtiments adjacents dans une configuration structurelle à haut risque d'entrechoquement.

Ce phénomène se traduit par des chocs mutuels entre deux ou plusieurs bâtiments adjacents les uns contre les autres en cas de séisme de forte intensité.

## VII 2. Histoires et pathologie de l'effet d'entrechoquement :

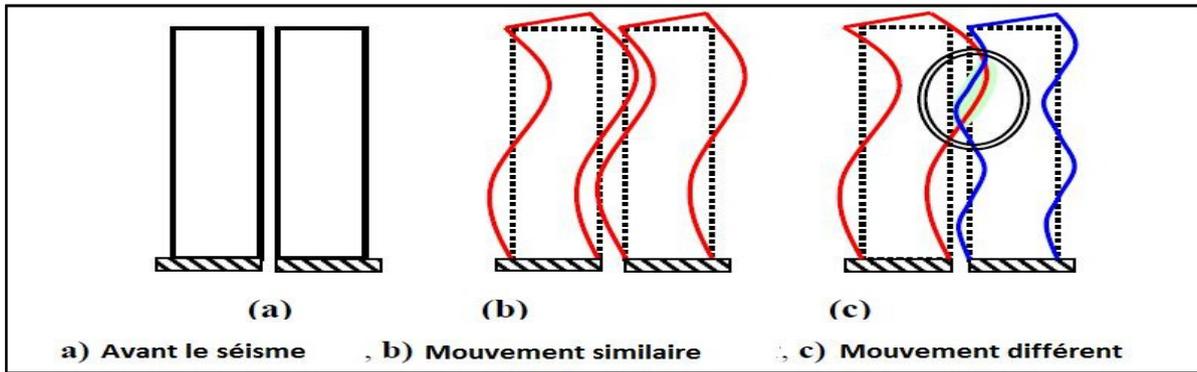
L'entrechoquement a été observé lors des séismes de Mexico City, 1985, Loma Prieta 1989, Kobe, 1995, et dernièrement à Christchurch en 2011, Ce phénomène a causé plusieurs dommages et un désordre à grande échelle entre les bâtiments adjacents, plus exactement les bâtiments adjacents à différentes caractéristiques dynamiques.



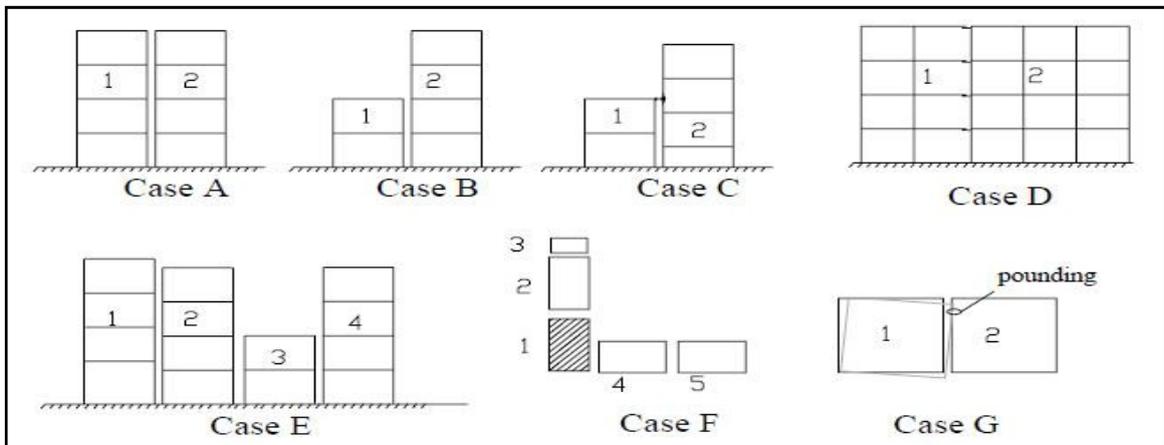
**Figure VII 1 :** a) l'entrechoquement de deux bâtiments similaires avec des planchers de même niveau a causé des dégâts aux façades et aussi bien que l'éclatement, pour la structure (Mexico 1985) ; b) un effondrement total du bâtiment (Mexico 1985) : le bâtiment moderne renforcé à gauche s'est effondré suite aux chocs avec le bâtiment ancien très rigide vers la droite.

## VII 3. Définition de l'entrechoquement :

L'entrechoquement se produit en raison du balancement des bâtiments adjacents non séparés convenablement avec un mode et des périodes différentes sous les charges sismiques. Au cours de tremblements de terre, la masse et la rigidité de la structure affectent le comportement sismique.



Une classification des différents cas d'entrechoquement qui peuvent apparaitre est présentée au-dessous.[2]



**Figure VII 3.:** Représentation de différentes situations d'entrechoquement.

- Cas A :** Bâtiments adjacents avec même hauteur et même niveau d'étage : C'est le cas où probablement les structures sont moins endommagées car les collisions se produisent entre les diaphragmes d'étages c'est-à-dire entre les plans horizontaux. Par contre, durant les séismes passés, plusieurs dégradations ont été observées dues à l'entrechoquement entre les bâtiments, la figure IX.4 est un exemple du séisme de Boumerdes en 2003 [2].



**Figure VII 4:** Ouverture entre deux bâtiments (Boumerdes, 2003)

**Cas B** : Bâtiments adjacents avec différentes hauteur et même niveau d'étage : Bâtiments adjacents avec différentes hauteur et même niveau d'étage. Les dommages pour ce cas sont typiquement concentrés au niveau du dernier étage du bâtiment le plus court. La **figure VII 5** montre quelques exemples où le coin d'une structure de 2 étages qui s'est endommagée [2].



**figure VII 5** :: Séparation des deux bords des bâtiments adjacents.

**Cas C** : Bâtiments adjacents avec des hauteurs différentes ou similaire, avec différents

hauteur d'étage C est le cas le plus critique d'entrechoquement entre les bâtiments adjacents car les planchers peuvent se heurter aux poteaux de l'autre bâtiment adjacent causant leur rupture [2].



**Figure VII 6**:: Effondrement des planchers du milieu (Mexique, 1985)

- **Cas D** : bâtiments avec une petite longueur d'assise (débouillage des poutres).
- **Cas E** : bâtiments dans une rangée.
- **Cas F** : bâtiments dans une cité de blocs.
- **Cas G** : bâtiments avec une structure antisymétrique (martellement de torsion) [2].

## VII 4: Solution de l'entrechoquement :

Parmi les solutions classiques les plus répandues et les plus adoptées par les codes de calcul à travers le monde le joint sismique peut être cité comme élément commun apparaissant dans la majorité des codes de calcul quand il s'agit de réduire l'interaction inter- structurelle ou l'entrechoquement.

Selon le code IBC-2003 (International Building code) « *toutes les structures doivent être séparées des autres structures qui les avoisinent. Si les bâtiments adjacents sont sur la même ligne de propriété, la distance minimale de séparation suit simplement la règle de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) et si les bâtiments adjacents ne se trouvent pas sur la même ligne de propriété la règle de la somme des déplacements maximums de chaque bâtiment est appliquée* », le code UBC-2007 (Uniform Building Code) prévoit la même procédure que celle du code IBC-2003. La formule suivante donne la distance de séparation minimum à introduire entre deux bâtiments adjacents [1].

$$\delta_M = \sqrt{\delta_{M1}^2 + \delta_{M2}^2}$$

Où :  $\delta_M$  : Distance de séparation entre deux bâtiments adjacents

$\delta_{M1}$  : Déplacement maximal absolu du bâtiment (1)

$\delta_{M2}$  : Déplacement maximal absolu du bâtiment (2)

L'Eurocode 8 précise que « **Les bâtiments doivent être protégés du martèlement induit par le tremblement de terre de structures adjacentes ou entre les unités structurellement indépendantes du même bâtiment** ». L'Eurocode 8 exige une largeur de joint au moins égale à la somme quadratique des déplacements (racine carrée de la somme des carrés des déplacements) des planchers hauts du niveau. Si les planchers des blocs adjacents sont à la même hauteur, la largeur minimale du joint peut être réduite par un coefficient de 0,7. La formule donnée par l'Eurocode 8 pour calcul du joint sismique est la suivante [1] :

$$d = \sqrt{X_1^2 + X_2^2}$$

Ou : d:Distance de séparation entre deux bâtiments adjacents

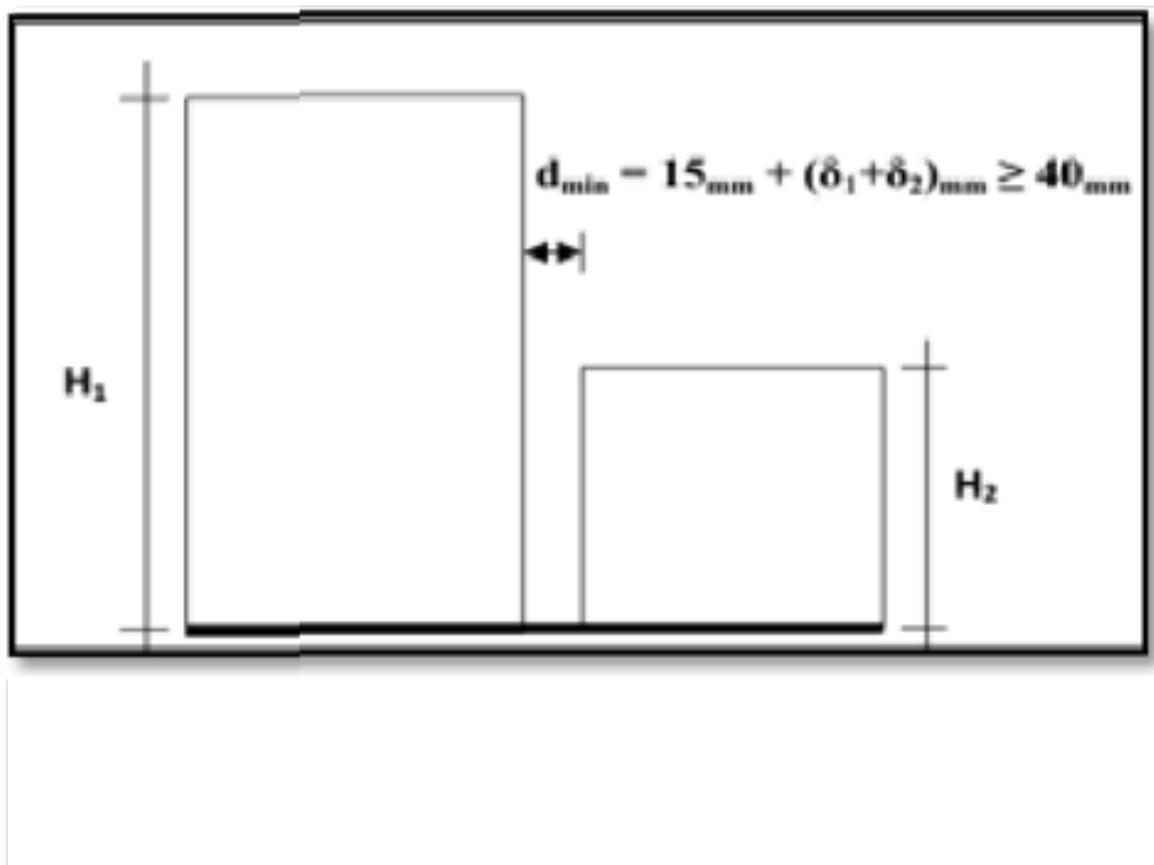
$X_1$  : Déplacement maximal absolu du bâtiment (1)

$X_2$  : Déplacement maximal absolu du bâtiment (2)

Selon le RPA 99 / Version 2003, deux blocs voisins nouveaux doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et, éventuellement, celles dues à la rotation des fondations.



## VII 5 Calcul de la distance entre les deux blocs :

Pour notre structure le déplacement donné par l'étude dynamique est :  $\delta_k = 8.64$  cm  
d'où la distance minimale soit égale à :

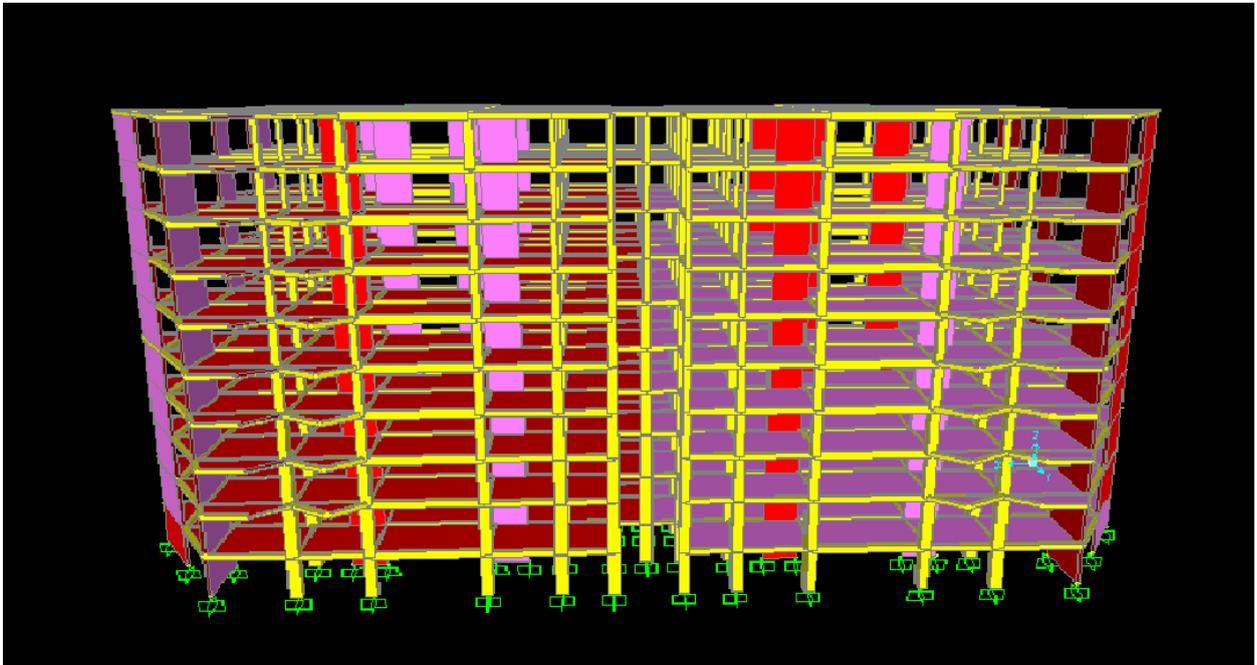
- Selon le RPA :

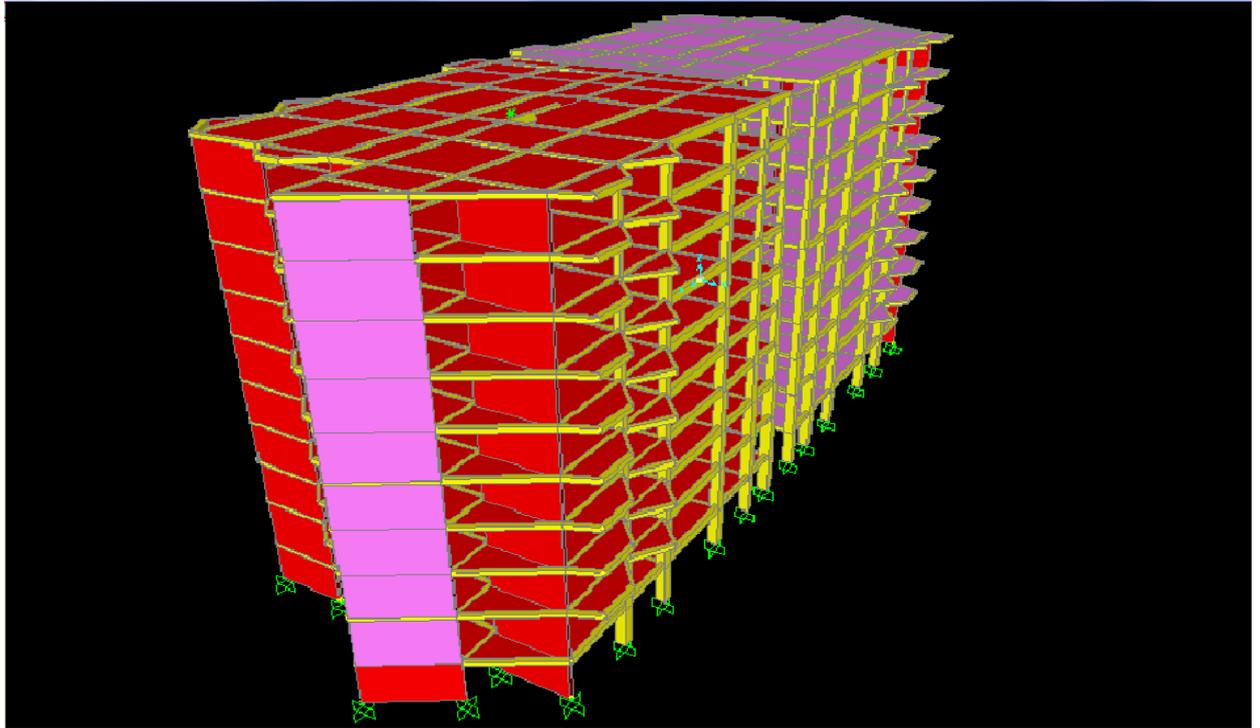
$$d_{\min} = 1,5 + 8.64 * 2 = 18.78 \text{ cm}$$

- Selon l'Eurocode 8 :

$$d = \sqrt{8.64^2 + 8.64^2} = 12.21 \text{ cm}$$

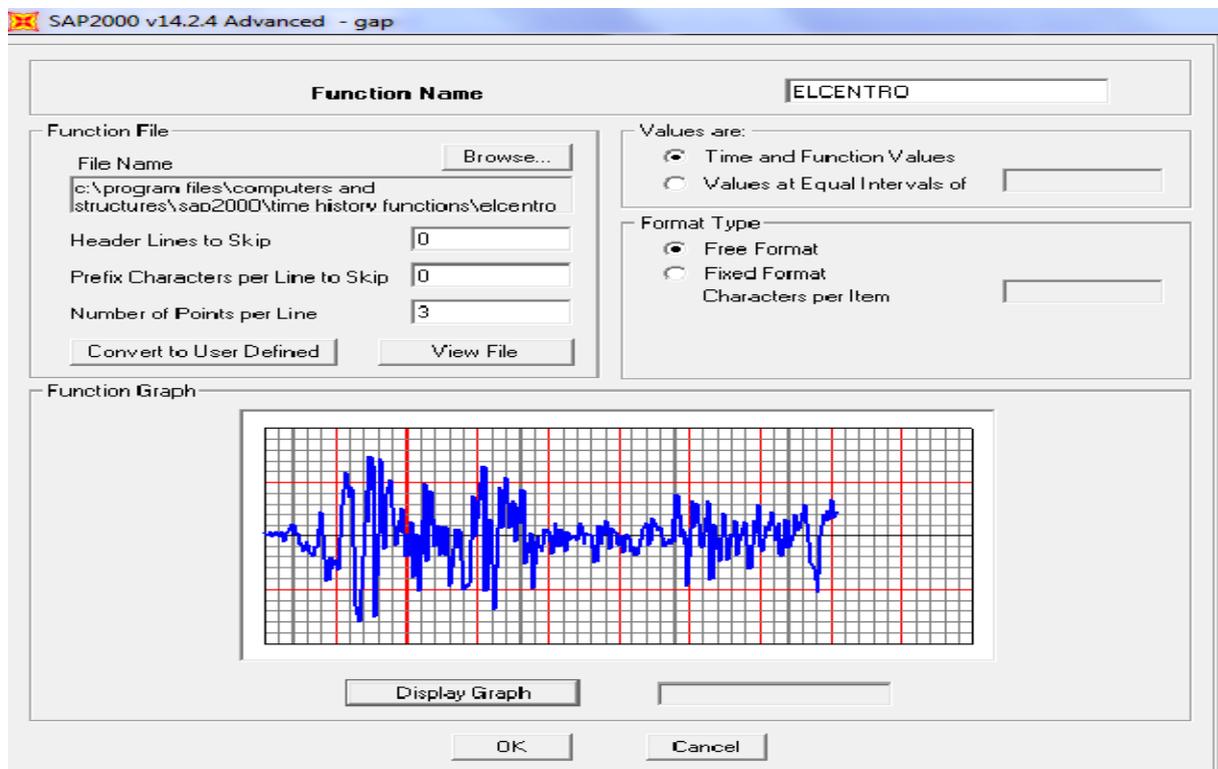
La modélisation est faite par SAP2000, on fait deux modèles : le premier avec une distance de séparation de 18.78 cm (RPA) et le deuxième modèles avec une distance de séparation de 12.21 cm (Euro code 8).





**Figure VIII 8:** Modélisation des deux blocs adjacents.

L'accélérogramme utilisé est montré sur la figure ci-joint :



**Figure VIII 9 :** Graphe d'accélération en fonction du temps du séisme.

## VII 6 :Evaluation d'entrechoquement par l'élément « Gap » :

L'élément de collision peut être défini comme un lien entre les deux masses qui est activé lorsque l'écart entre les deux masses devient très petit. Tous les types d'éléments de collision ont au moins deux propriétés: une fente ou une ouverture qui est la distance entre les surfaces des masses entrant en collision, et une valeur de rigidité ( $k$ ) qui est la constante de ressort d'un ressort linéaire.

Afin d'estimer l'état d'entrechoquement de la structure initiale, pour chaque niveau D'étage, on introduit l'élément de contact « gap » reliant les deux planchers adjacents placé aux nœuds (en plan et en élévation) entre les deux blocs, l'élément gap doit être définie à l'aide de la commande "Link/ Support propriétés" ; logiciel Sap2000 V14 ; en choisissant la direction U1 déplacement le sens « x » , le gap (la rigidité et comportement non linéaire et les propriétés de l'ouverture).

## VII7 :L'élément Gap:

L'élément "gap" est un élément de contact permet d'évaluer l'ampleur de l'entrechoquement. Il travaille uniquement en compression et offre la possibilité de définir indépendamment les propriétés pour chaque degré de liberté. L'ouverture ou la fermeture du "gap" pour une déformation donnée n'affecte pas le comportement des autres déformations [2].

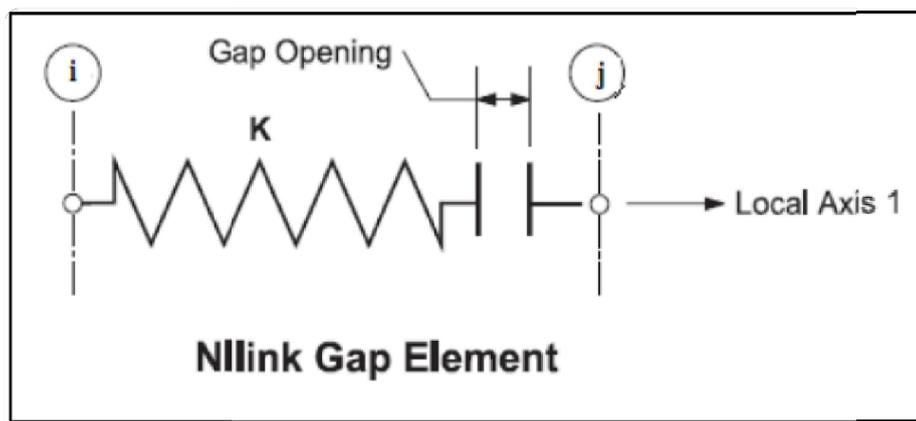


Figure VII.10 : L'élément non linéaire GAP

=

Les relations non linéaires de force-déformation de l'élément « gap » ont été données  
Par :

$$F = \begin{cases} K(d + \text{open}) & \text{si } d + \text{open} < 0 \\ 0 & \text{si non} \end{cases}$$

Où « **k** » est la constante du ressort et « **Open** » est l'ouverture du gap initiale qui doit être égale à zéro ou positive.

Et **d** est la somme des déformations du ressort et de l'amortisseur de la déformation interne totale,

$$d = dk + dc.$$

**Propriétés de l'élément Gap :** les propriétés non linéaires sont :

$$K = 10^2 \times E A / L$$

Avec :

E = module de young (E = 32000 MPa).

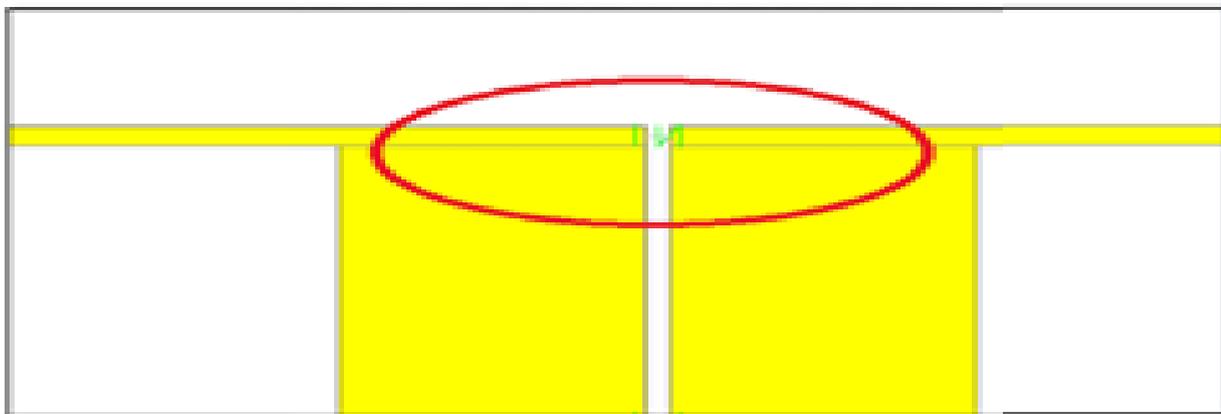
A : section de la poutre (300x300 mm<sup>2</sup>).

$$K = 10.82 \times 10^7 \text{ KN/m}$$

L : longueur de la poutre (2660 mm).

open = 0.1874 m ou 0.20 m (l'ouverture du joint)

▪ open = 0.1221 m ou 0.13 m (l'ouverture du joint)



Coefficient de stiffness :

$$stiffness = \frac{f_{max}}{D_{max}} = \frac{548.01}{0.0249} = 22008 \text{ KN/m.}$$

Avec:

$f_{max}$  : La force sismique maximale de la structure.

$D_{max}$  : Déplacement maximal absolu du bâtiment.

Après l'exécution de l'analyse, on vérifie l'entrechoquement entre les deux structures.

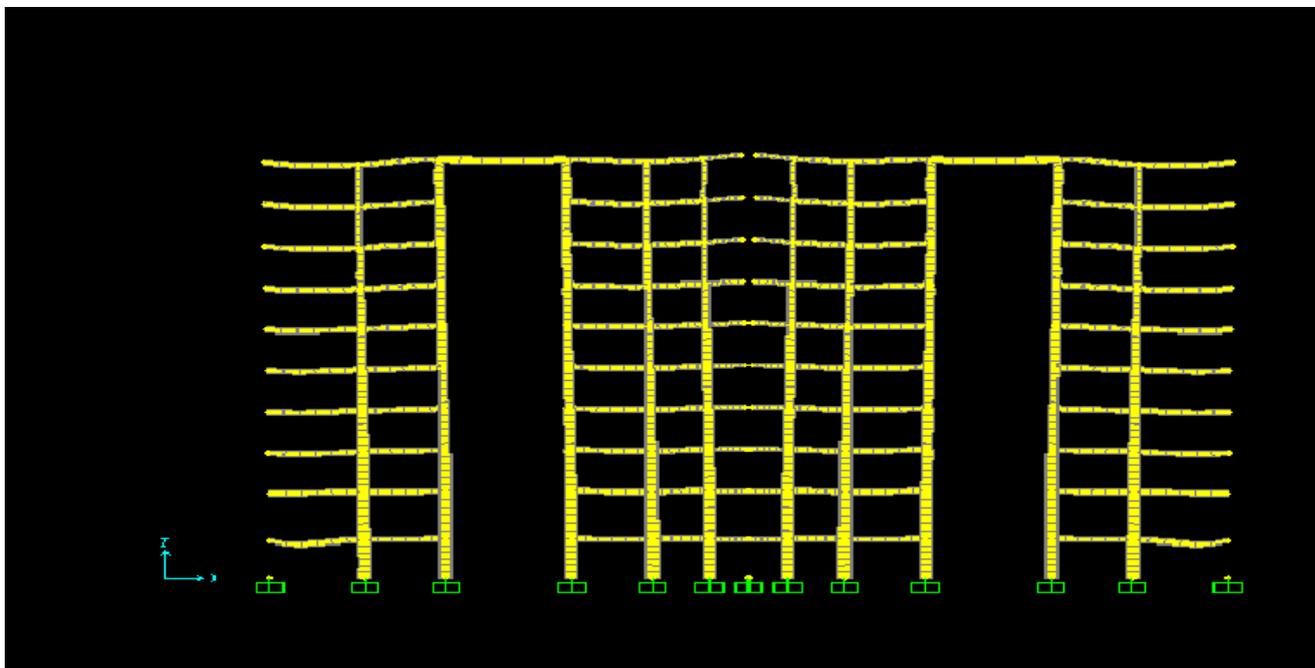


Figure VII.12 : Mouvement harmonique des deux blocs

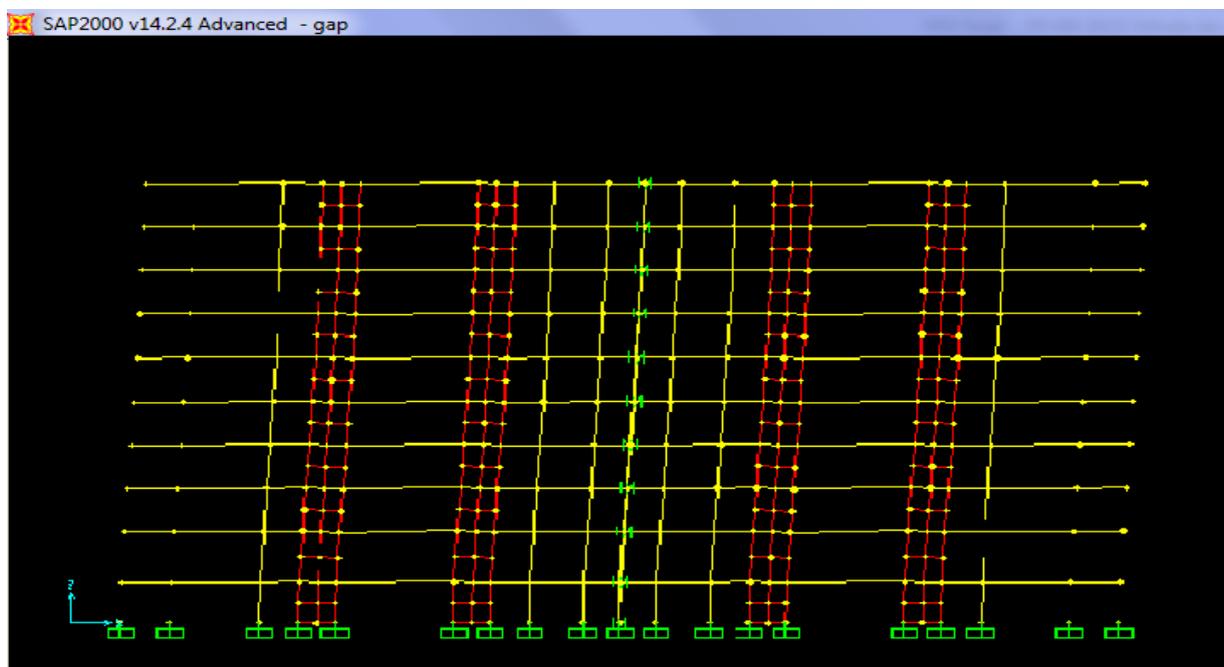
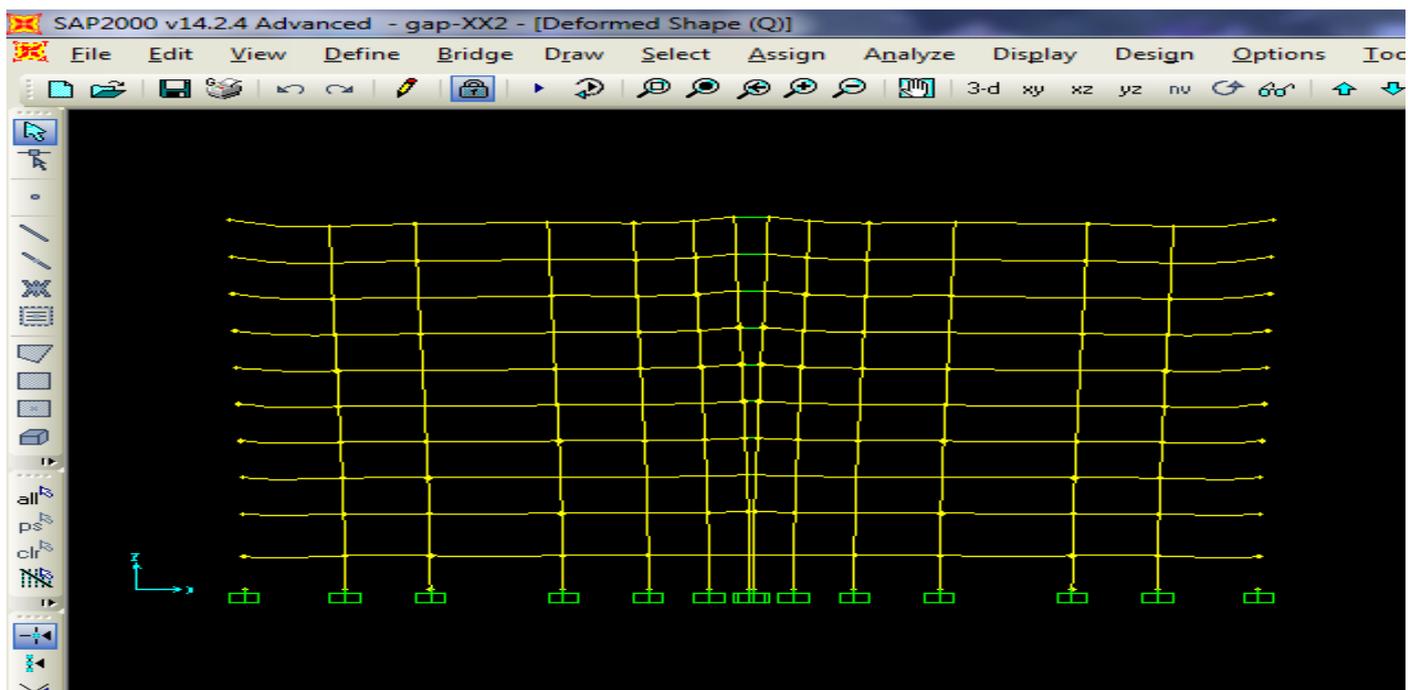
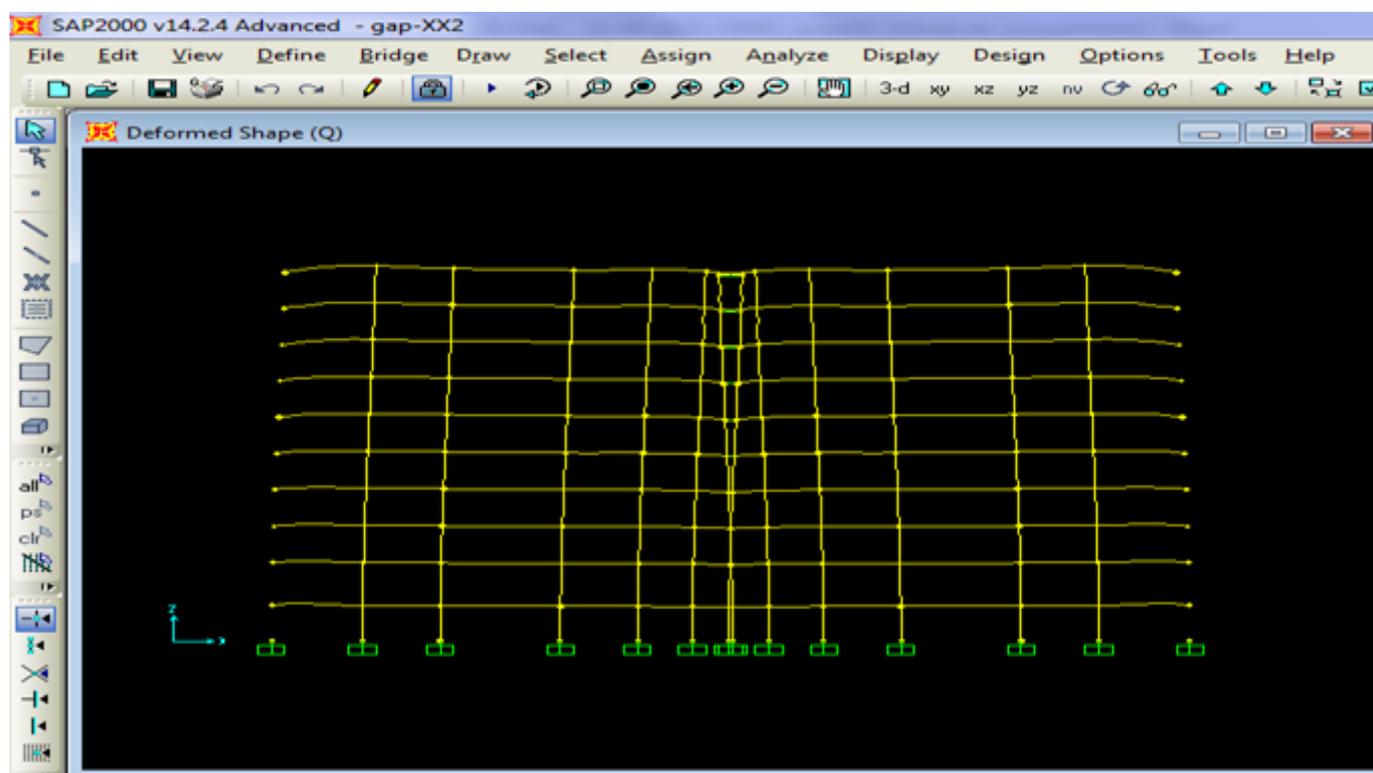


Figure VII.13 : Mouvement harmonique des deux blocs



**Figure VII.14** : Mouvement des deux blocs pour Mode 1.

Pour le cas d'une distance de séparation de 20 cm, Les points de contacts d'entrechoquement entre les deux blocs sont remarquables mais ne sont pas très dangereux à cause de la ressemblance dans la conception des deux blocs



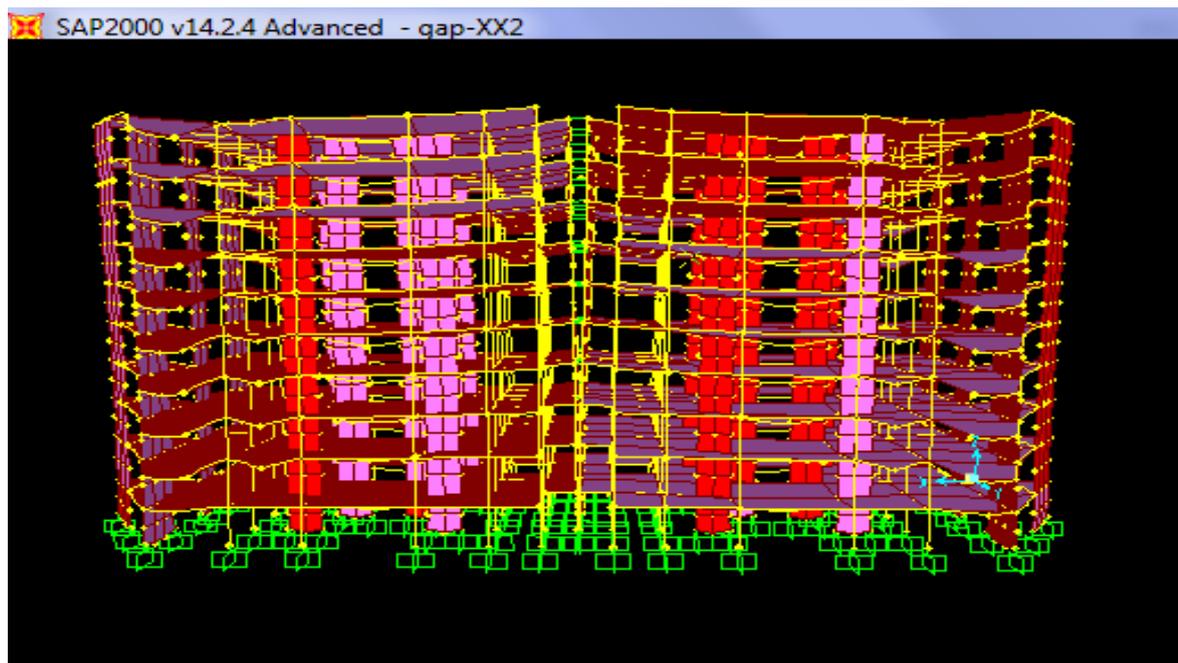


Figure VII.16 : Mouvement des deux blocs en 3D

## VII. Les point d'entrechoquement de chaque etage :

1<sup>er</sup> étage :

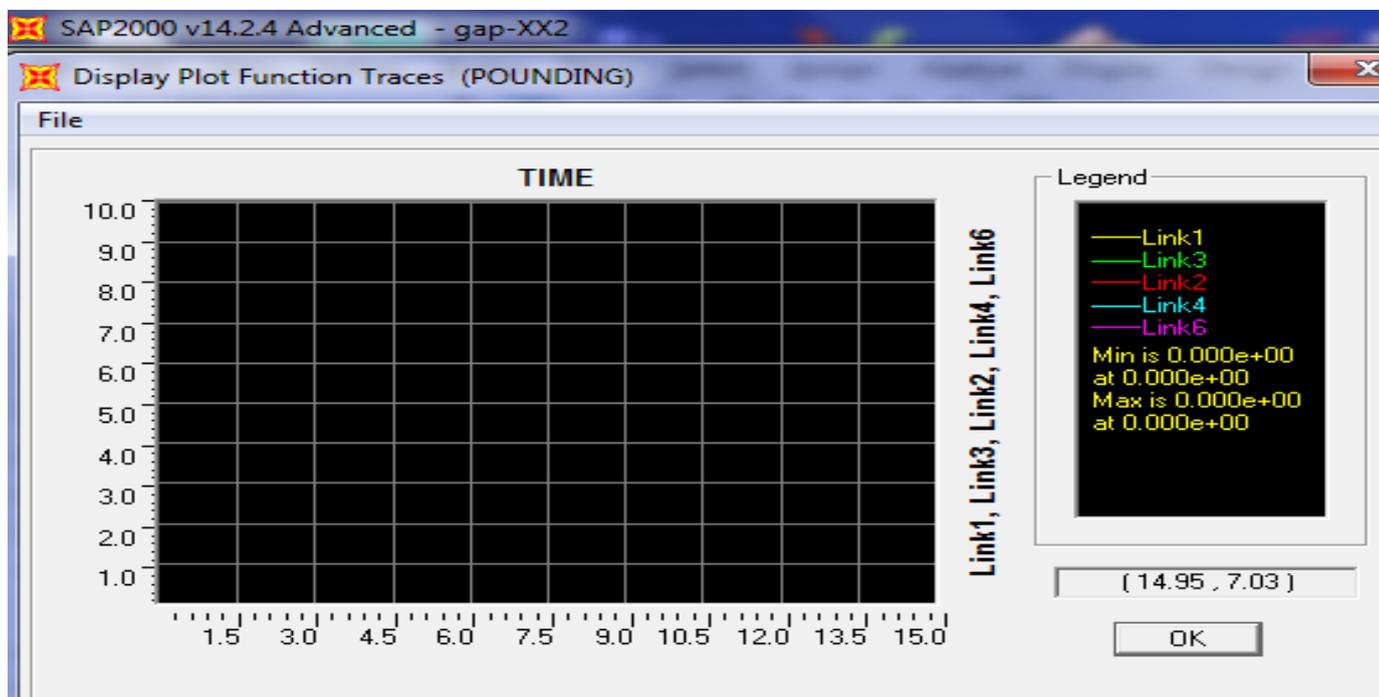


Figure VII.17: Les points d'entrechoquement 1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 6

2<sup>ème</sup> étage :

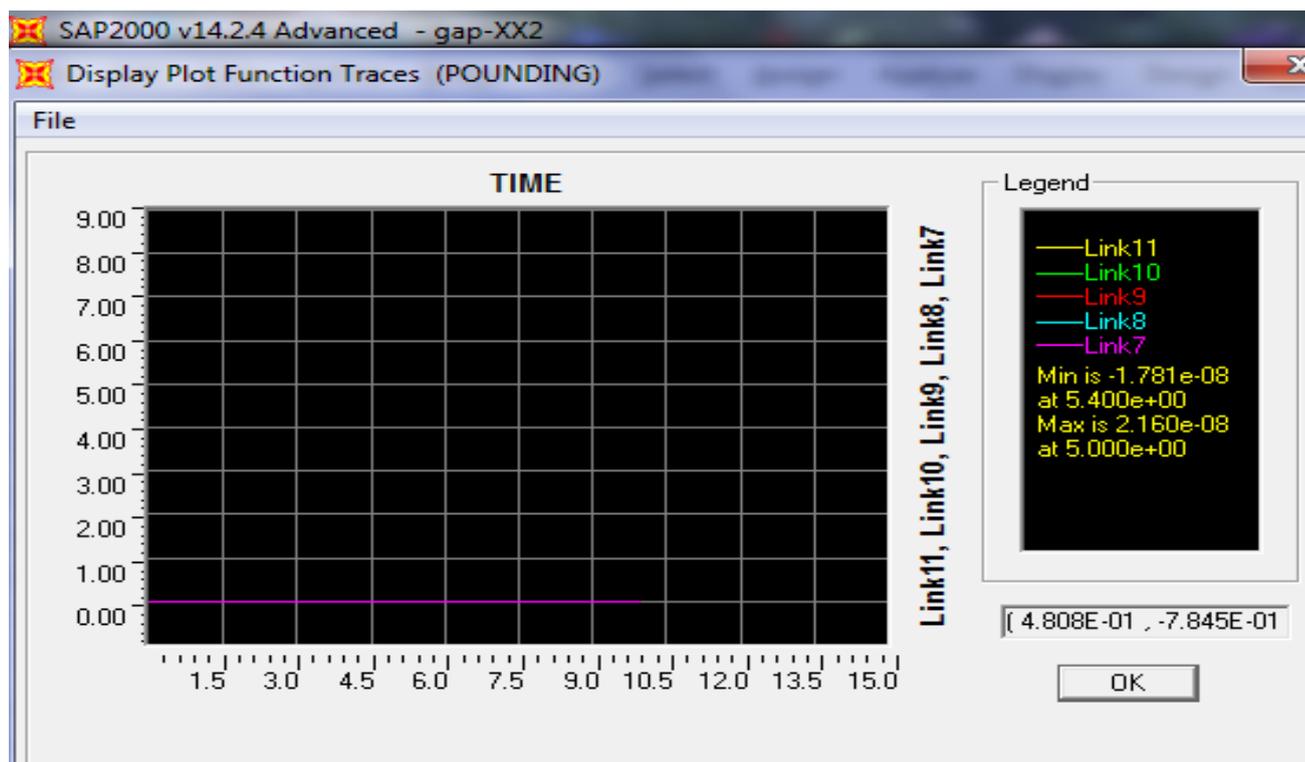


Figure VII.18 : Les points d'entrechoquement 7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 11

3<sup>ème</sup> étage :

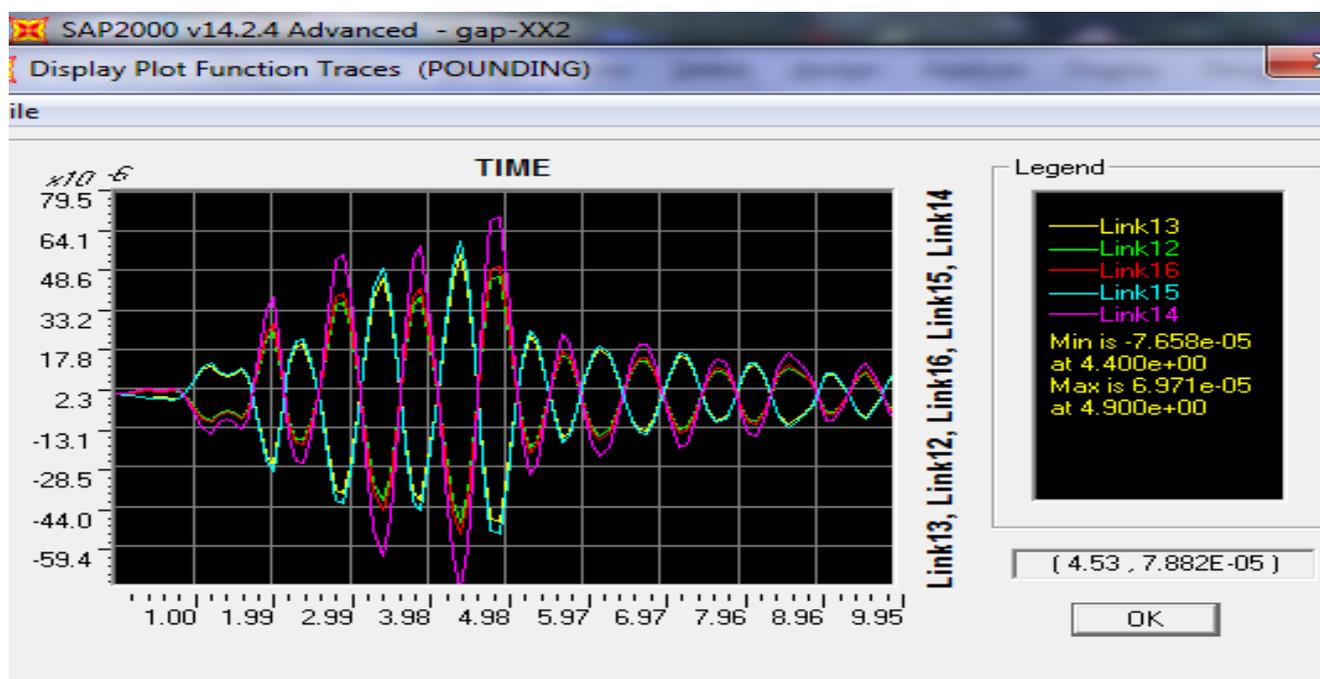


Figure VII.19 : Les points d'entrechoquement 12 ; 13 ; 14 ; 15 ; 16

4<sup>ème</sup> étage :

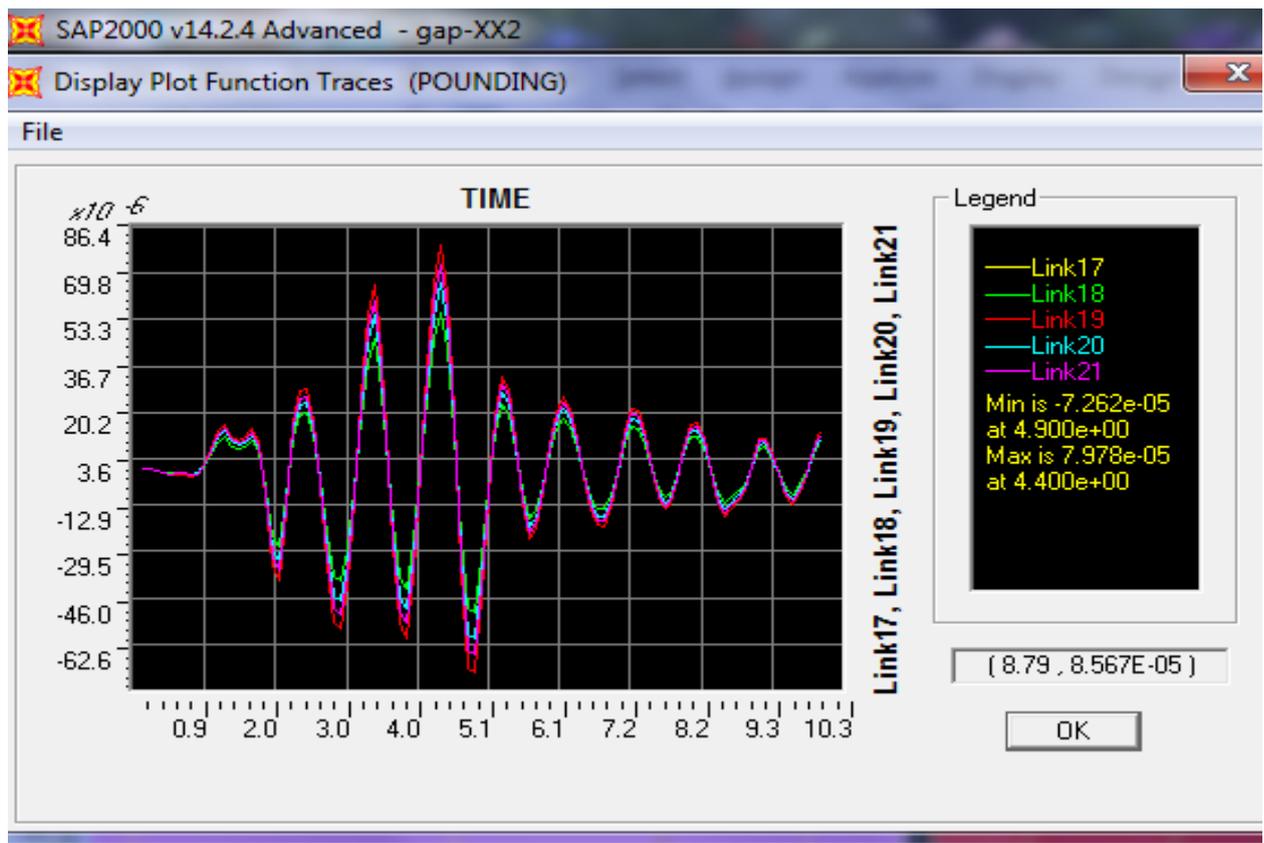


Figure VII.20 : Les points d'entrechoquement 17 ; 18 ; 19 ; 20 ; 21

5<sup>ème</sup> étage :

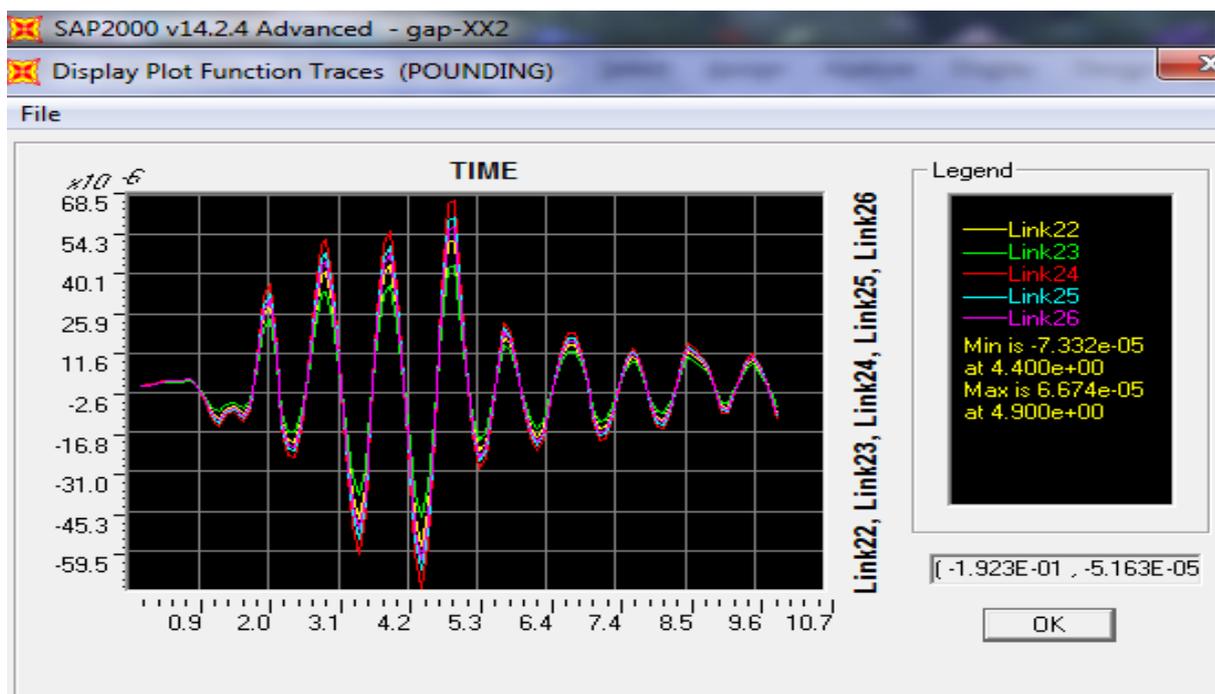
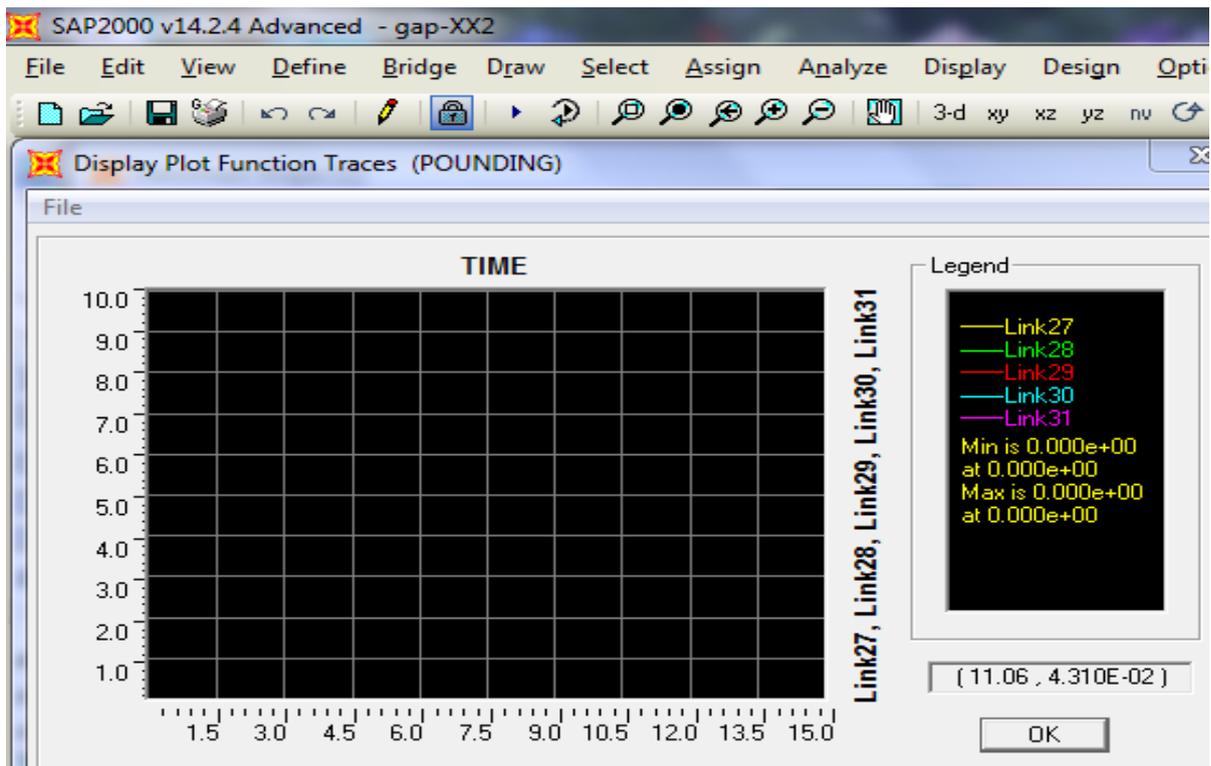
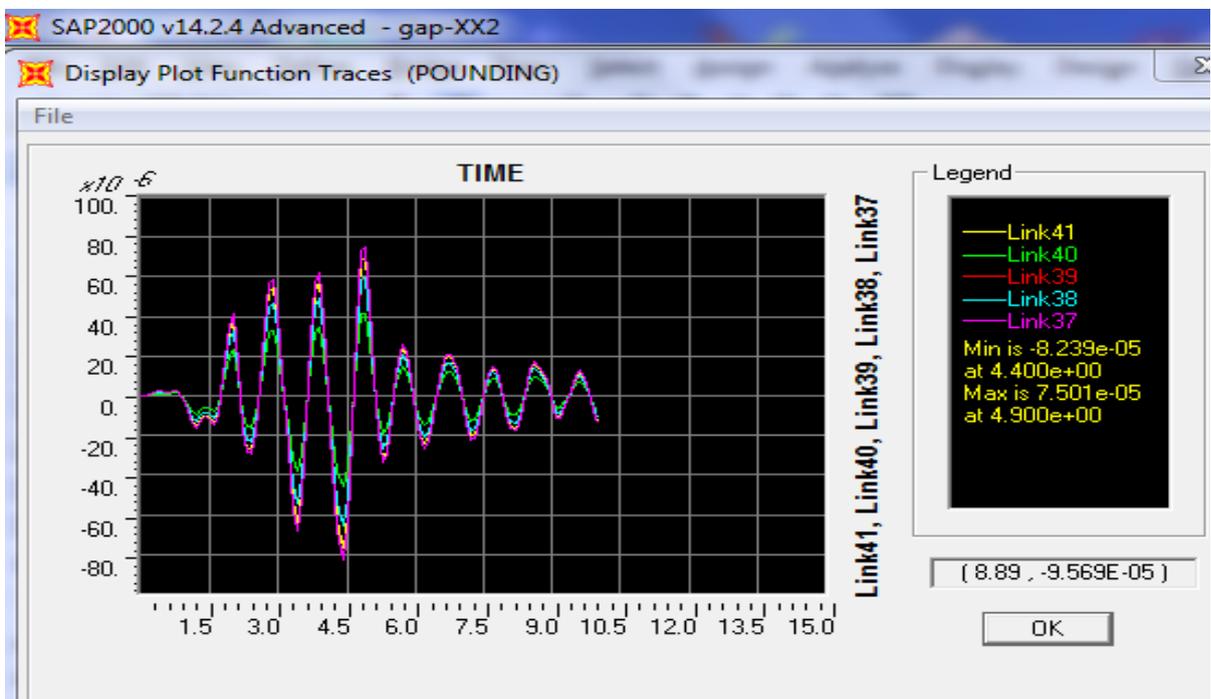


Figure VII.21 : Les points d'entrechoquement 22 ; 23 ; 24 ; 25 ; 26

6<sup>ème</sup> étage :



**Figure VII.22** : Les points d'entrechoquement 27 ; 28 ; 29 ; 30 ; 31  
7<sup>ème</sup> étage :



**Figure VII.23** : Les points d'entrechoquement 37 ; 38 ; 39 ; 40 ; 41

8<sup>ème</sup> étage :

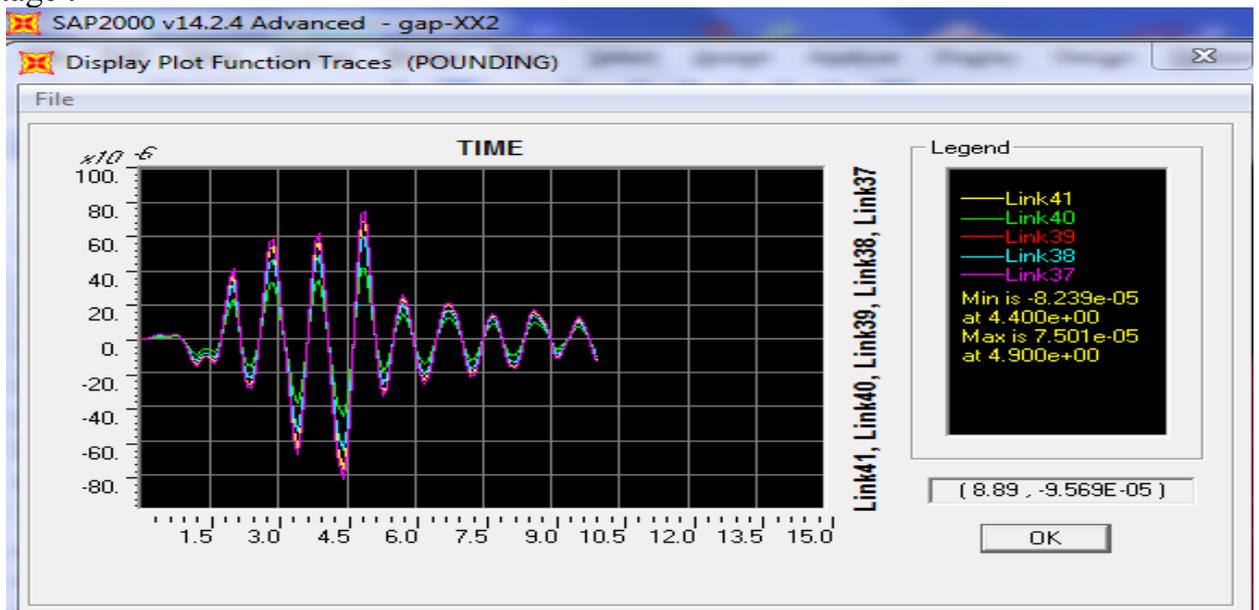


Figure VII.24 : Les points d'entrechoquement 37 ; 38 ; 39 ; 40 ; 41

9<sup>ème</sup> étage :

0

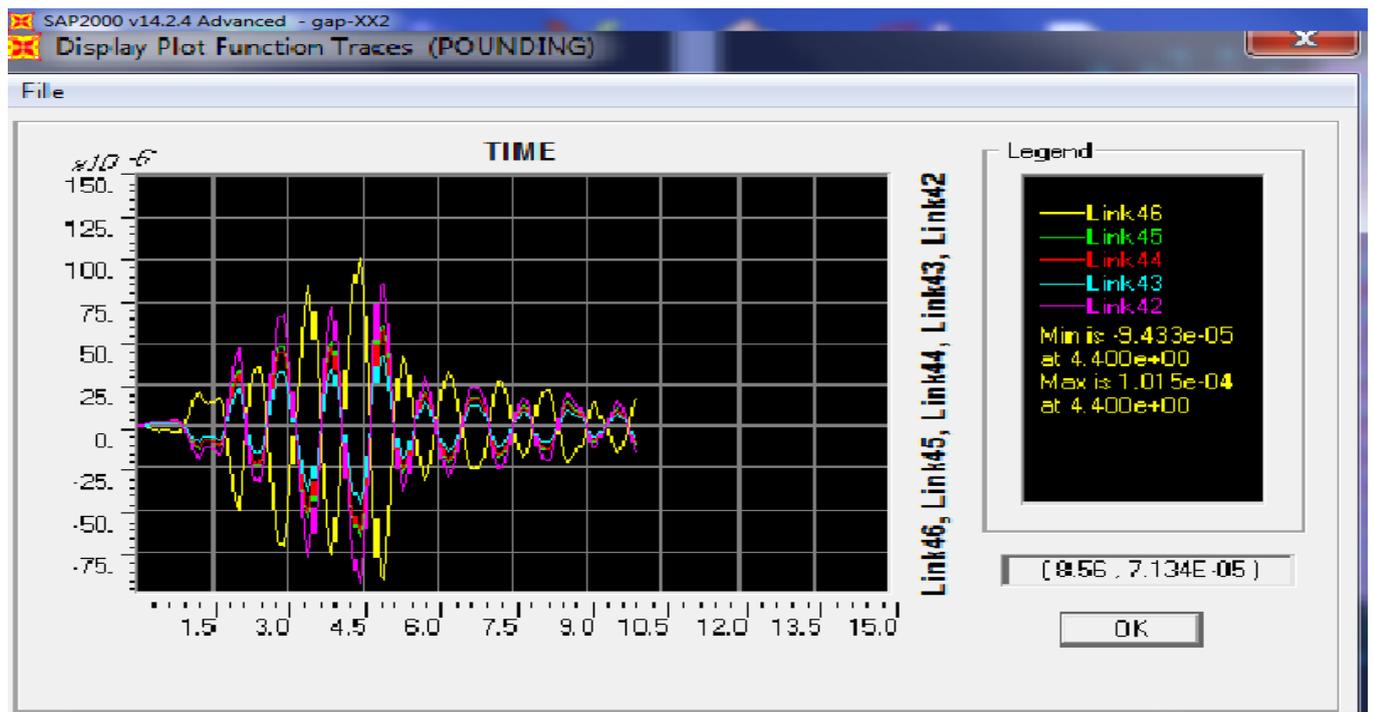
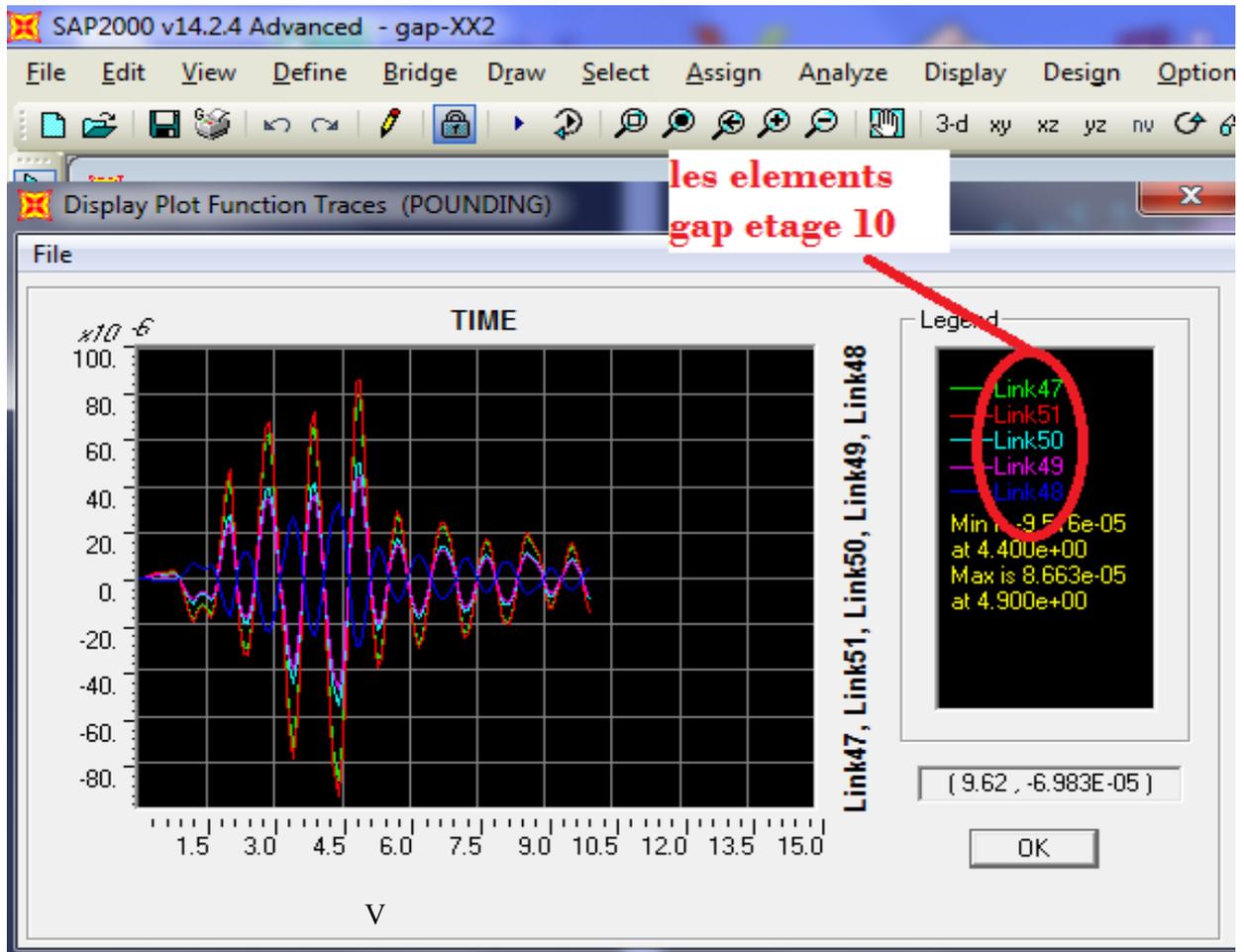


Figure VII.25 : Les points d'entrechoquement 42 ; 43 ; 44 ; 45 ; 46

10<sup>ème</sup> étage :



**Figure VII.26** : Les points d'entrechoquement 47 ; 48 ; 49 ; 50 ; 51

On remarque que Les points de contacts d'entrechoquement entre des deux blocs sont nuls dans l'étage (1-2-6)

Par contre les autres étages ont un déplacement suivant (U2) ne dépasse pas le  $112.5 \times 10^{-6}$  m.

## VII 8 Conclusion :

Bâtiments adjacents avec même hauteur et même niveau d'étage C'est le cas où probablement les structures sont moins endommagées.

L'entrechoquement fut directement lié à l'espace de séparation entre deux bâtiments adjacents par ce que ce phénomène a lieu lorsque le joint de séparation des 2 blocs non séparés convenablement, et ne leur permet pas de vibrer ou de bouger librement dans un sens latéral sans entrer en collision l'un avec l'autre.

Bâtiments adjacents avec même hauteur et même niveau d'étage C'est le cas où probablement les structures sont moins endommagées:

L'entrechoquement entre les deux structures est nul pour  $d = 20$  cm donc on a bien choisit la distance de séparation entre les deux bâtiments

## CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique durant notre cycle de formation tout en apprenant les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant dans le domaine étudiant. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer, car cette analyse va nous permettre une bonne conception parasismique au moindre coût.

Les résultats obtenus dans cette étude nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

La nécessité des voiles dans notre bâtiment pour améliorer le comportement de la structure durant le séisme.

L'analyse pushover est une méthode efficace pour l'étude du comportement non linéaire des constructions.

L'analyse pushover nous permet de prévoir les emplacements des rotules plastiques qui traduisent le comportement non linéaire de la structure, les niveaux de performance affichés par les rotules lors de l'analyse Push over et l'évolution de la formation des rotules avec l'avancement des étapes de l'analyse permettent de juger le degré de dommages auxquels la structure est soumise ainsi que les parties fragiles qui peuvent connaître plus de dégâts.

La modélisation du joint sismique entre deux blocs adjacents avec élément « GAP »

Enfin, nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnelle.

# RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

I Google Earth.

II.[BAEL, 91] Jean-Pierre Mouglin, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

III.[CBA 93] Mr. BELAZOUGUI, M (président du groupe). Règles de conception et de calcul des structures en béton arme C.B.A.93.Document technique règlementaire.D.T.R.-B.C.2-41. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique. Rue Kaddour Rahim (Prolongée) B.P 2 52 Hussein-Dey-Alger

IV.[DTR B.C. 2.2] MELLAK, Hachemi. Charges permanentes et charges d'exploitation. Document technique règlementaire. DTR.B.C 22. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S. Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.

I, Abdesslam Issam : Analyse pushover des structures en béton armé Tridimensionnelle à étage souple, Thèse de Doctorat. Université Mohamed Khider – Biskra2018.

V.[RPA, 99/V2003] Règles Parasismique Algérienne RPA99/Version 2003.Document technique règlementaire. D.T.R B.C.2.48. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER..

## Cours :

- Béton armé (troisième année).
- Calcul des structures (troisième année).
- Développement des rotules plastiques ( master 2).
- l'entrechoquement entre les deux structures (master 2).
- Resistance des matériaux (deuxième année).

## Logiciels utilisés :

AUTOCAD 2008

EXEL 2013

PAINT

SAP 2000 version 14.2.4

USC\_RC

WORD 2013

# ANNEXE :

AutoCAD 2008 - [D:\BUREAU\AMINA M\DAHED\Modif promo dali2.dwg]

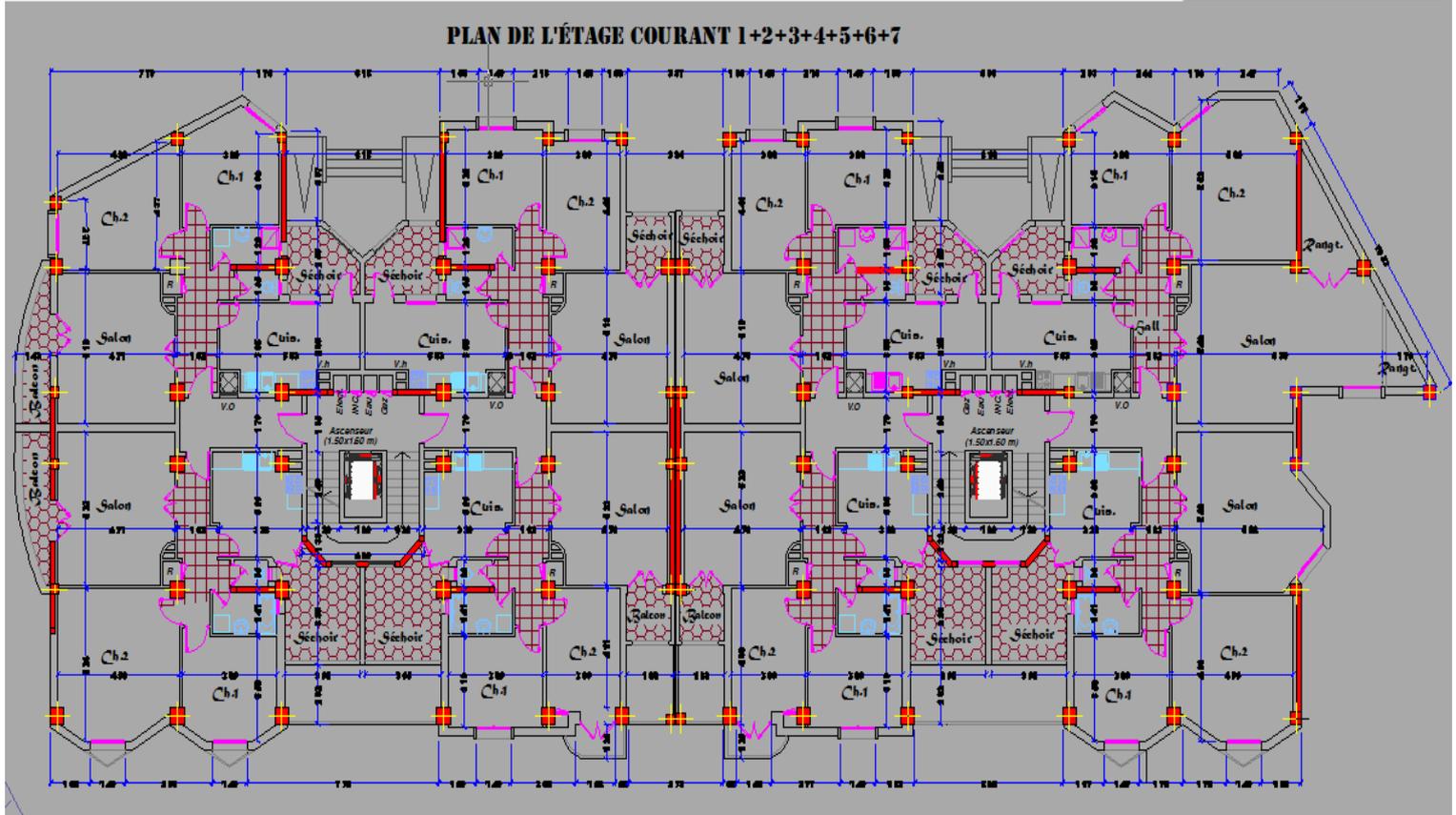


Figure Plan de l'etage courant 1+2+3+4+5+6+7

### PLAN DE L'ÉTAGE COURANT 8

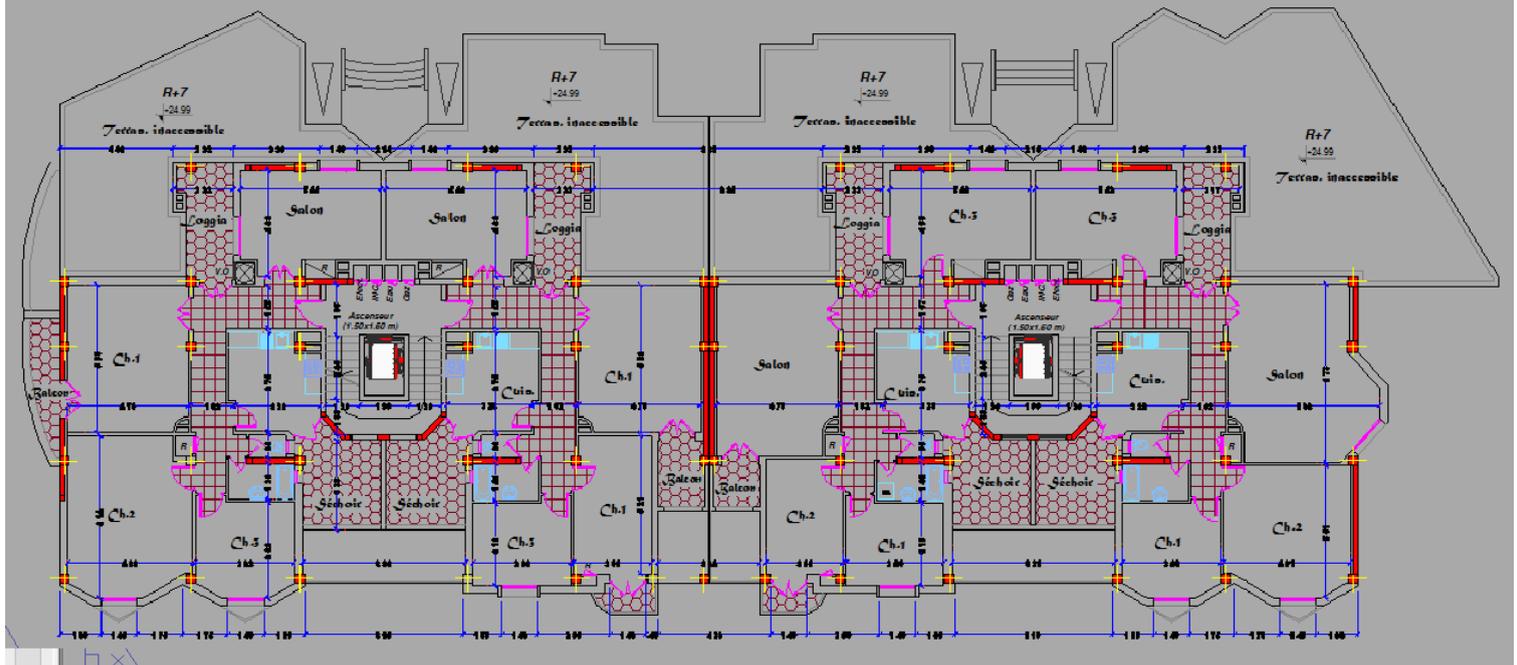
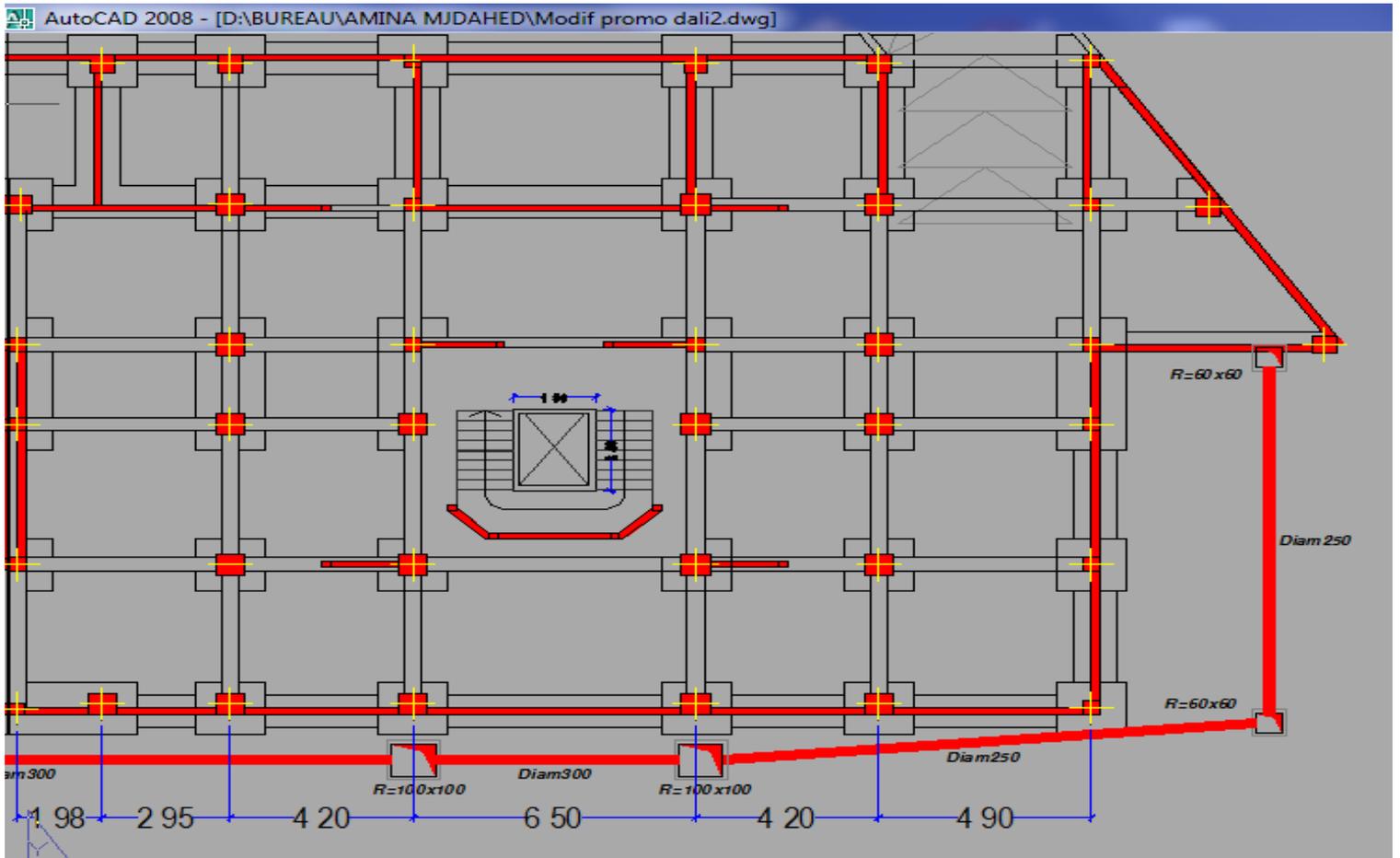
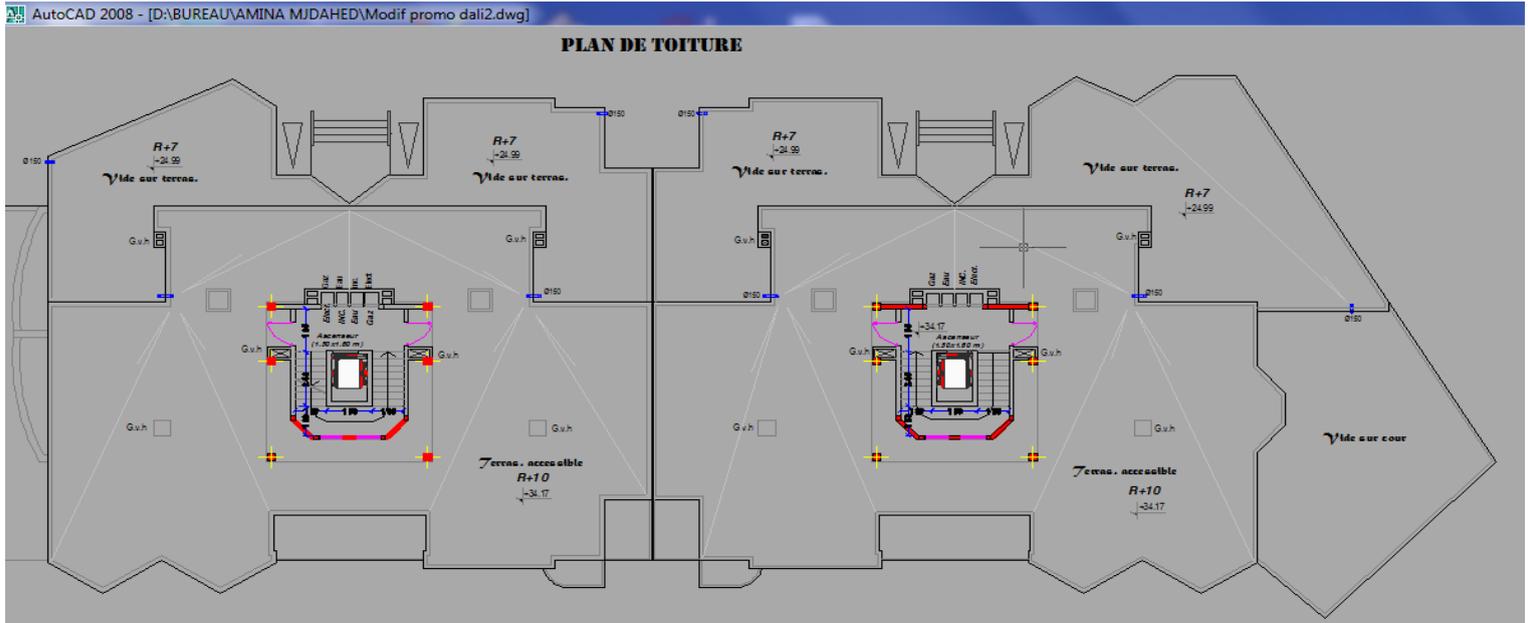


Figure Plan de l'étage courant 8



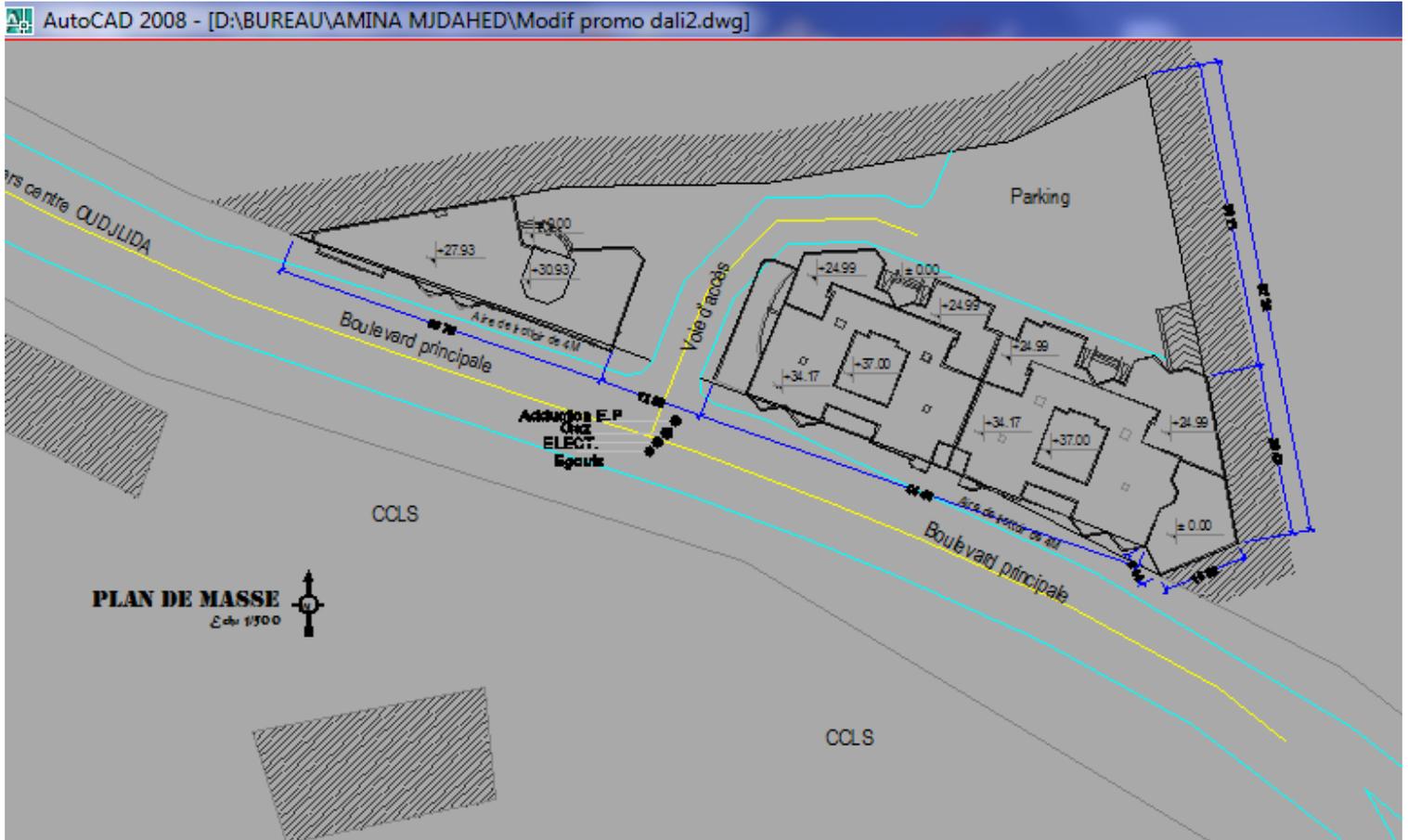
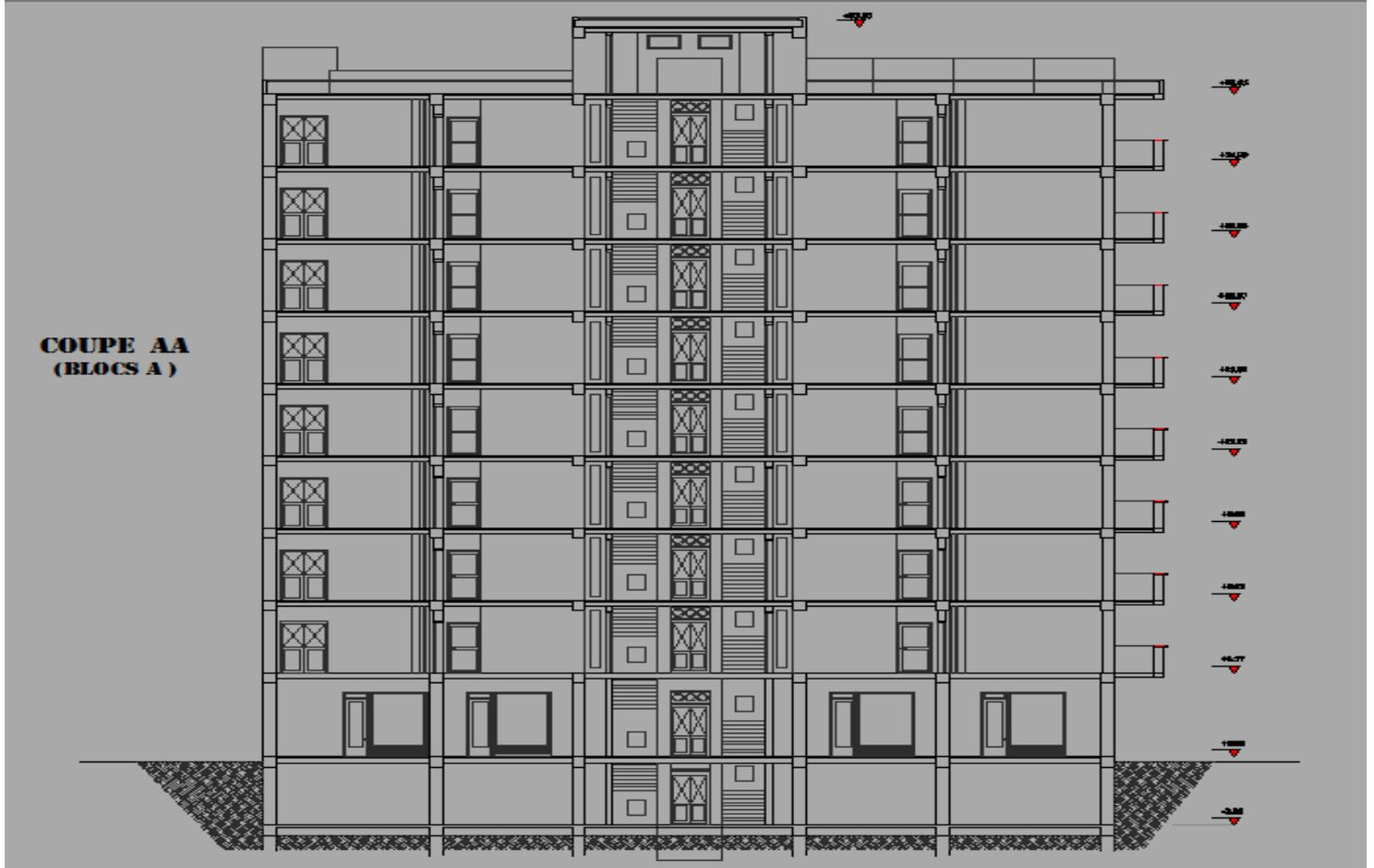
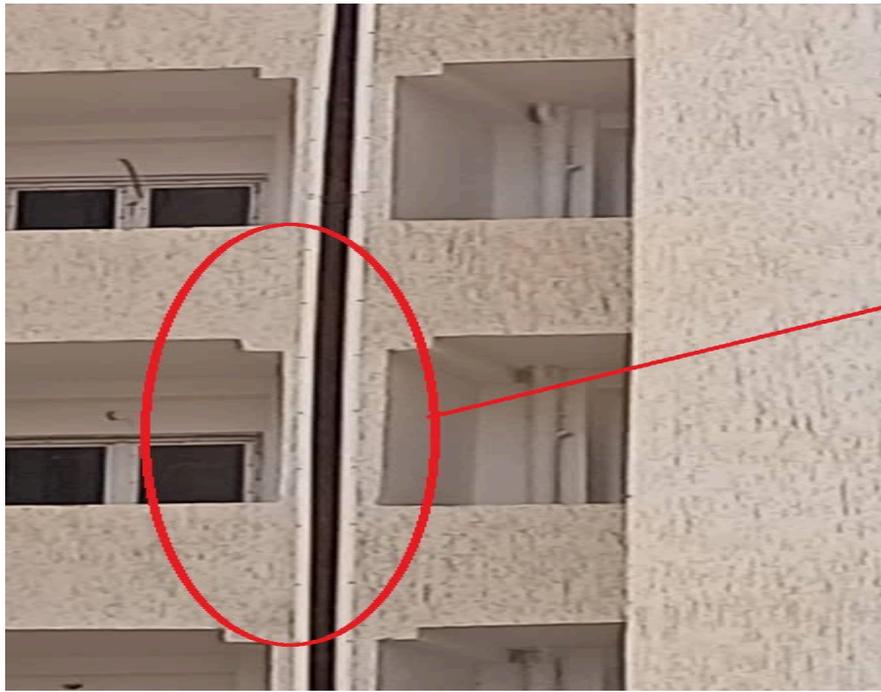


Figure Plan de Masse



Figure Plan de façade principale





**Le joint sismique  
entre  
les deux bloc**



**Figure** le joint sismique entre les deux blocs