



## Résumé

Les séismes sont inévitables. Ils se sont produits dans le passé, ils s'en produiront à l'avenir de tout aussi violents. Faute de pouvoir les éviter dans la conception des constructions, on doit s'efforcer de prévenir ou du moins de limiter les dommages qu'ils occasionnent.

Notre projet est divisé en deux grandes parties. La première partie est l'étude d'une tour R+17 et la seconde est un modeste travail de recherche sur les différents isolateurs sismiques.

**Un grand merci à toute personne ayant contribué de près ou de loin sur ce modeste travail**

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA**  
**RECHERCHE**

**Université de SAAD DAHLEB BLIDA**  
**Faculté des Sciences de l'Ingénieur**

**Département de Génie Civil**

**Thème**

**:Etude d'une tour en R+17 + implanté en zone sismique III**

**+**

**Partie théorique et historique sur les isolateur sismique**

**Par :**

**MR.DJEMMAL MOHAMED ANNIS**

**ENCADREUR :**

**M.TADJER KHALIDA**

***Master 2 génie civil***

***Option structure et matériaux***

***Promo :2016/2017***

## Liste des tableaux

tableaul.2.4-1 : Valeur de la limite d'élasticité garantie $f_e$	6
Tab II.5.1 : valeur de G et de cumul G sur chaque étage pour le poteau central	18
<i>Tab II.5.2 : valeur de Q et de cumul Q celons la formule empirique pour le poteau central</i>	<i>19</i>
Tab Tab II.5.3:valeur de G et de cumul g pour le poteau de rive	22
Tab Tab II.5.4 :valeur de q et de cumul q celon la formule emperique pour le poteau de rive	23
Tab II.5.5: valeur de g et de cumul g pour le poteau d'angle	26
Tab II.5.6 :valeur de q et de cumul q celon la formule emperque pour le poteau d'angle	27
Tab II.5.7 :Récapitulatif des sections poteaux :	29
<i>Tableau III -5-1 :les charges appliquées</i>	<i>48</i>
<i>Tableau III-5-2: les moments et les efforts tranchants</i>	<i>50</i>
<i>Tab. IV. 4.1 : Classification de site.</i>	<i>57</i>
<i>Tab. IV .4.2 :Valeurs du coefficient Q.</i>	<i>58</i>
Tab IV.4.3 :Participation massique du modèle initial	69
<i>Tab. IV.4.1 :Valeurs des facteurs des participations pour la variante proposée.</i>	<i>71</i>
<i>Tableau VII-5.1: pourcentage des charges verticales reprises par les voiles</i>	<i>72</i>
<i>TabIV.4.2 :Valeurs des déformations calculées et admissibles.</i>	<i>72</i>
<i>Tab. I.V.2: Vérification à l'effet P-Δ.</i>	<i>74</i>
<i>Tableau V.2.1 :caractéristique des materiaux</i>	<i>76</i>
<i>TableauV.2.2 : Efforts internes à l'ELU (Situation durable)</i>	<i>78</i>
<i>TableauV.2.3:Efforts internes G+Q±E (situation accidentelle)</i>	<i>78</i>
<i>TableauV.2.4 : Efforts internes sous 0.8G±E (situation accidentelle)</i>	<i>79</i>
<i>TabV.2.5 :Effort interne 1.35G+1.5Q (situation durable )</i>	<i>81</i>
<i>TabV.2.6 :Effort interne G+Q+E (situation accidentelle)</i>	<i>82</i>
<i>TabV.2.7 :Efforts internes 0.8G+E (situation accidentelle)</i>	<i>83</i>
<i>TabV.2.8 : les résultats de ferrailage</i>	<i>85</i>
Tableau V.3.1-Effort interne dans les différents niveaux selon ELU	87
Tableau V.3.2 : Effort interne dans les différents niveaux selon le RPA99	87

<b>Tab V.3.3 : Effort interne dans les différents niveaux selon le RPA99</b>	<b>87</b>
<b>Tab V.4.1 : Les résultats de calcul du ferrailage des voiles</b>	<b>93</b>
<b>TabV.4.2 : les résultats de ferrailage</b>	<b>97</b>
<b>Tableau VI.2.1 : surfaces revenantes aux semelles (sens longitudinal)</b>	<b>103</b>
<b>Tableau VI.2.2 : surfaces revenantes aux semelles (sens transversal)</b>	<b>103</b>
<b>Tableau VI.3.1 : l'inertie et le centre de masse.</b>	<b>107</b>
<b>Tableau VI.3.2 : la stabilité du radier en situation durable</b>	<b>108</b>
<b>Tableau VI.3.3 : la stabilité du radier en situation accidentelle</b>	<b>108</b>
<b>Tableau VI.3.1: donnant les valeurs de <math>\rho</math> :</b>	<b>109</b>
<b>Tableau VI.3.2 : moments selon BAEL91 (Art 4,2) A l'E.L.U</b>	<b>109</b>
<b>Tableau VI.3.3 : moments selon BAEL91 (Art 4,2) A l'E.L.S</b>	<b>110</b>
<b>Tableau VI.3.2 Le ferrailage a L'ELU</b>	<b>111</b>
<b>Tab Détermination des armatures à L'ELS : « fissuration très préjudiciable »</b>	<b>111</b>
<b>Tableau VI.3.4 : Calcul le ferrailage du débord à L'ELU</b>	<b>112</b>
<b>Tableau VI.3.4 Calcul le ferrailage du débord à L'ELS</b>	<b>112</b>
<b>Tableau VI.3.4 Calcul le ferrailage du débord à L'ELS</b>	<b>112</b>
<b>Tableau VI.3.5: Choix des barres du débord</b>	<b>112</b>
<b>Tableau VI.3.6: ferrailage de la nervure à ELU</b>	<b>114</b>
<b>Tableau VI.3.7: ferrailage de la nervure à ELS</b>	<b>115</b>
<b>Tableau VI.3.8: Choix des armatures de la nervure</b>	<b>115</b>





## Liste des figures

figure I.1.1 Schématisation en plan	2
Figure II.2.1: détail du plancher terrasse inaccessible	9
Figure II.2.2: détail du plancher étage courant	9
Figure II.2.3: Détail de l'Acrotère	11
<i>Figure II.5.1: la surface offerte au poteau plus sollicitée</i>	16
Figure Tab II.5.2 :poteau de rive	21
Figure Tab II.5.3:poteau d'angle	25
<i>Figure III- 5 : l'épaisseur de voile</i>	29
<i>Figure III .2.1 :détail de L'escalier</i>	35
<i>Figure III.2.2: -Diagramme des moments fléchissant et d'efforts tranchants</i>	36
<i>Figure III.2.3 : Disposition des armatures dans la paillasse</i>	37
<i>Figure III.2.4: poutre palière</i>	38
<i>Figure III.2.5: poutre palière</i>	39
<i>Figure III .2.6 : croquée de ferrailage transversal de La poutre palière</i>	40
<i>Figure III.2.7: croquée de ferrailage de La poutre</i>	41
<i>Figure III .3.1 : section de l'acrotère</i>	41
Figure III.4.1 : diagramme de moment et l'effort tranchant	44
Figure III.4.2:diagramme de moment de balcon	45
<i>Figure III.4.3: ferrailage de la CONSOLE</i>	46
<i>Figure III.5.1:schéma statique de chargement</i>	47
<i>Figure.III5.2: schéma statique de chargement a ELU</i>	48
<i>FigureII.5.3 : schéma statique de chargement a ELS</i>	48
<i>Figure III.5.2 : coupe transversale de poutrelle</i>	50
FigureIV.3.1 :Model initial	69
Figure IV.3.2 :Mode 1 : translation x-x	70
Figure IV.3.3 :Mode2 : translation y-y	70

<b>Figure IV.3.4 :Mode 3 rotation z-z</b>	<b>71</b>
<b>Figure IV.4.1 variante proposée</b>	<b>71</b>
<b>Figure IV.4.2 :Mode 1 translation x-x</b>	<b>71</b>
<b>Figure IV.4.3Mode 2 translation y-y</b>	<b>71</b>
<b>Figure IV.4.4 :Mode 3 : rotation suivant z-z</b>	<b>71</b>
<b><i>FIGURE V.2.1: ORGANIGRAMME DE CALCUL DU FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE</i></b>	<b>80</b>
<b>Figure V.3.1 : Vérification de l'effort tranchant</b>	<b>89</b>
<b>FigureV.4.1 Voile soumis à la flexion composée</b>	<b>90</b>
<b>Figure V.4.2: schématisation des contraintes.</b>	<b>92</b>
<b><i>Figure V.5.1: Schéma du ferrailage de linteau</i></b>	<b>101</b>
<b>Figure VI.3.1 :vue en plan de notre structure difisé en 2 partie pour calculer le centre de masse du radier</b>	<b>107</b>
<b>Figure VI.3.1 : section equivalente au radier général</b>	<b>107</b>
<b>figure VI-3.1: panneau le plus sollicitée</b>	<b>110</b>
<b>Figure VI.3.2 : Présentation schématique de débord.</b>	<b>112</b>
<b>figure VI.3.3:Diagramme de moment fléchissant à ELS dans le sens longitudinal</b>	<b>113</b>
<b>figureVI-6:Diagramme de moment fléchissant à ELU dans le sens longitudinal</b>	<b>114</b>
<b>FigureVI.3.4 ::Diagramme de moment fléchissant à ELU dans le sens Transversal</b>	<b>114</b>
<b>Figure VI.3.5 ::Diagramme de moment fléchissant à ELS dans le sens transversal</b>	<b>115</b>
<b>Figure 1 : Morceaux de bois installés entre la base et le palier des maisons en Iran</b>	<b>119</b>
<b>Figure 2: Bâtiment d'un tribunal en Angleterre avec des isolateurs de base.</b>	<b>120</b>
<b>Figure 3. : Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement</b>	<b>121</b>
<b>Figure .4: Localisations des isolateurs parasismiques pour les bâtiments</b>	<b>122</b>
<b>Figure 5. : Comportements des structures lors d'un séisme.</b>	<b>123</b>
<b>Figure 6 : Amortisseur hystérétique</b>	<b>124</b>
<b>Figure 7:Amortisseur visqueux.</b>	<b>124</b>
<b>Figure 8 : Amortisseurs à frottement</b>	<b>124</b>
<b>Figure 9 : Loi de comportement des Appuis de type (NRB)</b>	<b>125</b>
<b>Figure 10 : Concept des isolateurs à glissement</b>	<b>126</b>



<b>Figure 11:Appuis en pendules glissants (FPS)</b>	<b>127</b>
<b>Figure 12:Appuis à glisseur plat (FSB)</b>	<b>128</b>
<b>Figure 13:Appuis à glisseur Plat (S. K. Park and K. B. Han, 2004).</b>	<b>128</b>
<b>Figure 14:Appuis à glisseur plat (S. K. Park and K. B. Han, 2004).</b>	<b>129</b>
<b>Figure 15: Appuis à glisseur Plat (S. K. Park and K. B. Han, 2004).</b>	<b>129</b>
<b>Figure 16: Appuis à glisseur Plat (ACHOUR Farida, 2004)</b>	<b>130</b>
<b>Figure 17:Les appuis à roulement.</b>	<b>130</b>
<b>Figure 18 : Première application du système d'isolation japonaise aux grattes-ciels</b>	<b>131</b>
<b>Figure 19: Conséquences du séisme de Wenchuan (Chine) en 2008</b>	<b>132</b>
<b>Figure I.12:Des structures isolées à la base à Sotchi (Russie)</b>	<b>133</b>
<b>Figure I.13:Réhabilitation des structures à USA par des systèmes d'isolations</b>	<b>133</b>
<b>Figure I.14:Centre de secours et de gestion de la défense de l'Italie (Martelli et Al, 2008).</b>	<b>133</b>
<b>Figure I.15:La première application du nouveau code sismique Italien aux bâtiments isolés à la base.</b>	<b>134</b>
<b>Figure I.16:Bâtiment isolé à la base à Yerevan (Arménie)</b>	<b>135</b>
<b>Figure I.17:Bâtiments protégés par les systèmes d'isolation à Wellington (NouvelleZélande)</b>	<b>135</b>





# Sommaire

<b>I.1-PRESENTATION DU PROJET.....</b>	<b>1</b>
<b>I.1.1. Introduction.....</b>	<b>1</b>
<b>I.1.2. Caractéristiques de la structure .....</b>	<b>1</b>
<b>I.1. 3. Structure .....</b>	<b>1</b>
<b>I .2- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....</b>	<b>3</b>
<b>I .2.1. Introduction .....</b>	<b>3</b>
<b>I .2.2. Definition.....</b>	<b>3</b>
<b>I.1. 3. Structure .....</b>	<b>3</b>
<b>a/ états limite ultimes: (ELU).....</b>	<b>3</b>
<b>b/ états limite de service:(ELS).....</b>	<b>3</b>
<b>I.3. béton.....</b>	<b>3</b>
<b>a/ Dosage du béton.....</b>	<b>4</b>
<b>b/ Résistances mécanique du béton.....</b>	<b>4</b>
<b>C/ Contrainte limite .....</b>	<b>4</b>
<b>c.1/ Etat limite ultime .....</b>	<b>4</b>
<b>d/ module de déformation longitudinale .....</b>	<b>5</b>
<b>e/ Coefficient de poisson <math>\nu</math> .....</b>	<b>5</b>
<b>I .2.4. Acier .....</b>	<b>6</b>
<b>1.2.4.1. Définition .....</b>	<b>6</b>
<b>I .2.4.2 Caractéristiques mécaniques .....</b>	<b>6</b>
<b>I .2.4.3. Contrainte limite .....</b>	<b>6</b>
<b>I .2.5. Actions et sollicitations .....</b>	<b>7</b>
<b>I.2.5.1. Définitions .....</b>	<b>7</b>
<b>I.2.6. Hypothèses de calcul .....</b>	<b>7</b>

<b>II.DESCENT DES CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....</b>	<b>8</b>
II -1) INTRODUCTION .....	8
II -2) DESCENTE DE CHARGES .....	8
II-3) PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS .....	12
II-4) PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES .....	14
II-5) PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX .....	15
II-6) PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES .....	30
II-7) PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS .....	32
<b>III.CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES.....</b>	<b>34</b>
III -1) INTRODUCTION .....	34
III -2) CALCUL DES ESCALIER .....	34
III -3) CALCUL DE L'ACROTERE.....	41
III -4) CALCUL DE LA CONSOLE .....	44
III -5) CALCUL DES PLANCHERS .....	46
1. Introduction .....	46
2. Calcul des poutrelles .....	47
<b>IV -ETUDE SISMIQUE.....</b>	<b>54</b>
<b>IV .1- Introduction :.....</b>	<b>54</b>
<b>IV .2- Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques ...</b>	<b>54</b>
<b>a- Méthode statique équivalente .....</b>	<b>54</b>
<b>b- Méthode d'analyse modale spectrale.....</b>	<b>54</b>
c- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .....	55
3- Choix de la méthode de calcul .....	55
Classification des zones sismiques .....	55
Classification de l'ouvrage .....	55
4- La modélisation de la structure .....	55
4.1- Présentation du logiciel ' ETABS' .....	56
4.2- Définition du spectre de réponse de calcul .....	56
4.3. Calcul de l'action sismique .....	57
<b>Vérification des déplacements inter étage.....</b>	<b>69</b>
a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial.....	69
<b>Résultats de L'analyse de la 2<sup>eme</sup> variante aménagée).....</b>	<b>71</b>
4. La nouvelle disposition des voiles .....	71
<b>Vérification des déplacements inter étage Résultats de l'analyse dynamique par</b>	
<b>ETABS.....</b>	<b>72</b>
<b>5.2- L'effort sismique dynamique à la base:.....</b>	<b>72</b>

5.3- Vérification au renversement .....	73
6- Conclusion .....	<u>75</u>

<b>V-FERRAILLAGE DES PORTIQUES</b> .....	76
<b>V.1.Introduction</b> .....	76
<b>1-2: FERRAILLAGE DES POTEAUX</b> .....	76
a-Recommandation du RPA99/version 2003 : .....	77
b-Les résultats de l'Etabs : .....	77
<i>Ferraillage</i> .....	78
Résultats du ferraillage:.....	79
<b>V-3) FERRAILLAGE DES POUTRES</b> :.....	86
<b>V.3-1:Introduction</b> .....	86
a-Recommandation du RPA 99/version 2003 .....	87
b- Présentation des résultats .....	87
1- Résultats du ferraillage .....	87
<b>V-4 : FERRAILLAGE DES VOILES</b> .....	90
<b>V.4.1-Introduction</b> :.....	90
<b>V.5-ERRAILLAGE DES LINTEAUX</b> :.....	98
1-Définition :.....	98
2. Sollicitations dans les linteaux .....	98
3.Charges revenant au linteau .....	98
4. <i>FERRAILLAGE</i> .....	99

<b>VI -Etude des fondations</b> .....	102
<b>VI-1-Introduction:</b> .....	102
<b>VI-2-Choix de type de fondations</b> .....	102
2-a-Calcul des surfaces revenantes aux semelles :.....	102
<b>VI.3-Etude du radier</b> .....	104
3. 1: dimensionnement .....	104
<b>VI.3-2- Ferraillage du radier</b> .....	104
<b>2.a Méthode de calcul</b> .....	105
<b>VII-conclusion</b> .....	117

<b>VIII-LES ISOLATEURS SISMIQUES.....</b>	<b>118</b>
<b>I. INTRODUCTION.....</b>	<b>118</b>
<b>II.GENERALITES SUR LA TECHNIQUE D'ISOLATION SISMIQUE.....</b>	<b>119</b>
<b>II.1. Aperçu historique :.....</b>	<b>119</b>
<b>II.2. Principe de l'isolation parasismique :.....</b>	<b>120</b>
<b>II.3. Composantes des systèmes d'isolation sismique à la base :.....</b>	<b>121</b>
<b>III. les différents amortisseurs parasismiques :.....</b>	<b>123</b>
<b>III.1. Amortisseurs hystérétiques :.....</b>	<b>123</b>
<b>III.2. Amortisseurs visqueux :.....</b>	<b>123</b>
<b>III.3. Amortisseurs à frottement:.....</b>	<b>124</b>
<b>III.4. Amortisseurs magnétiques :.....</b>	<b>125</b>
<b>IV. Les différents appuis parasismiques :.....</b>	<b>125</b>
<b>IV.1. Les appuis à déformation :.....</b>	<b>125</b>
<b>IV.2. Les appuis à glissement :.....</b>	<b>126</b>
<b>IV.4. Les appuis à roulement :.....</b>	<b>130</b>
<b>V. Exemples de pays utilisant les isolateurs sismiques .....</b>	<b>131</b>
<b>V.1. Le Japon :.....</b>	<b>131</b>
<b>V.2. République Populaire de Chine :.....</b>	<b>132</b>
<b>V.3. La Russie:.....</b>	<b>132</b>
<b>V.4. EtatsUnisd'Amérique :.....</b>	<b>133</b>
<b>V.5. Italie :.....</b>	<b>133</b>
<b>V.6. Taiwan, Arménie, Nouvelle Zélande, France, et autre pays:.....</b>	<b>134</b>
<b>VI.Avantages et Inconvénients de l'isolation parasismique .....</b>	<b>135</b>
<b>1. Avantages.....</b>	<b>135</b>
<b>2. Inconvénients.....</b>	<b>136</b>
<b>VII.CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>137</b>

## INTRODUCTION GENERALE

En Algérie, les derniers tremblements de terre de Chlef (1980), Constantine (1985), Oued Djer (1988), Tipaza (1989), Mascara (1994), Ain-Benian (1996), Ain Témouchent (1999), Beni Ourtilane (2000), et tout récemment Boumérdes(2003) montrent que l'activité sismique est importante.

Pour cela, l'ingénieur est appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante en prenant en considération les différents règlements de la construction, tout en tenant compte aussi, de multiples facteurs (site, nature de sol, qualité des matériaux utilisés, interaction sol structure....etc.)

Le présent de travail s'inscrivant dans cette démarche, consiste en d'une tour à dix-sept (17) niveaux située à Alger (zone III, Sismicité élevée). Le bâtiment est constitué de deux étages à usage de bureaux, le RDC est à usage commercial et les 14 étages sont à usage d'habitation.

Dans notre étude, nous consacrerons le premier chapitre aux généralités où nous présenterons les principes généraux de calculs et vérifications des pièces en béton armés aux états limites ainsi que les caractéristiques et les lois des comportements des matériaux à utiliser. Le pré dimensionnement des éléments, tel que les planchers, les poteaux, poutres sont présentés dans le chapitre deux alors que le troisième chapitre comporte le calcul des éléments secondaires.

En plus de calcul statique, nous essayerons de chercher un bon comportement dynamique de notre structure, ce qui fera l'objet du quatrième chapitre et cela en tentant diverses dispositions des voiles de contreventement. Nous retiendrons la meilleure disposition possible, celle qui offre à la structure un bon comportement dynamique et satisfait les critères imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99 *version* 2003).

Le ferrailage des poteaux, poutres et voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique (les efforts) tout en vérifiant les critères imposés par RPA99, CBA93 et BAEL99.



La partie recherche de ce travail est consacré aux isolateurs sismiques. Nous parlerons de l'objectif de l'utilisation de ces appuis, du principe de leur fonctionnement en donnant quelques exemples de systèmes d'isolateurs utilisés à travers le monde.

Enfin nous terminerons notre travail par une étude des fondations et une conclusion générale.

## **I.1-PRESENTATION DU PROJET**

### **I.1.1. Introduction**

Notre projet consiste en l'étude d'une tours à dix-sept (17) niveaux situé a alger. Cette tours est constitué de deux étages a usage de bureau et le RDC commercial et 14 étage a usage d'habitation.

### **I.1.2. Caractéristiques de la structure :**

1. Caractéristiques géométriques :

- Largeur en plan : 19,95 m.
- Longueur en plan : 28,7 m.
- Hauteur du RDC : 4,08 m.
- Hauteur des niveaux supérieurs : 3,00 m.
- Hauteur totale : 52,68 m.

2. Selon le **RPA99V2003** nous avons :

- Implantation en zone de Sismicité élevée : Zone III.
- Groupe d'usage 1B.

### **I.1. 3. Structure :**

La tour est à usage d'habitation, bureau, commerce, composé d'un Rez-de-chaussée et de 16 étages comportant chacun quatre appartements.

-l'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen de deux ascenseurs et deux cages d'escalier.

-le contreventement de cette tous est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens, ce qui donne au bâtiment une grande rigidité à la flexion et à la torsion et une bonne résistance.

-la structure est contreventée par des voiles et des portiques dans les deux sens (longitudinal et transversal) et, assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des forces horizontales (d'un séisme, ou d'un vent), et présente une résistance aux charges verticales.

-les planchers sont constitués par des dalles en corps creux assurant une grande rigidité et une fonction d'isolation acoustique et thermique.

-la cage d'escalier est droite, monte de RDC jusqu'au dernier étage, il est constitué de deux paliers et paillasse parallèle.

**Plancher :**

En ce qui concerne le type de la dalle, on a opté pour un plancher semi pré fabriqué une dalle en « **corps creux** », pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduction du poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Réduction du coût de la construction (coffrage perdu constitué de poutrelles et des corps creux).
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.

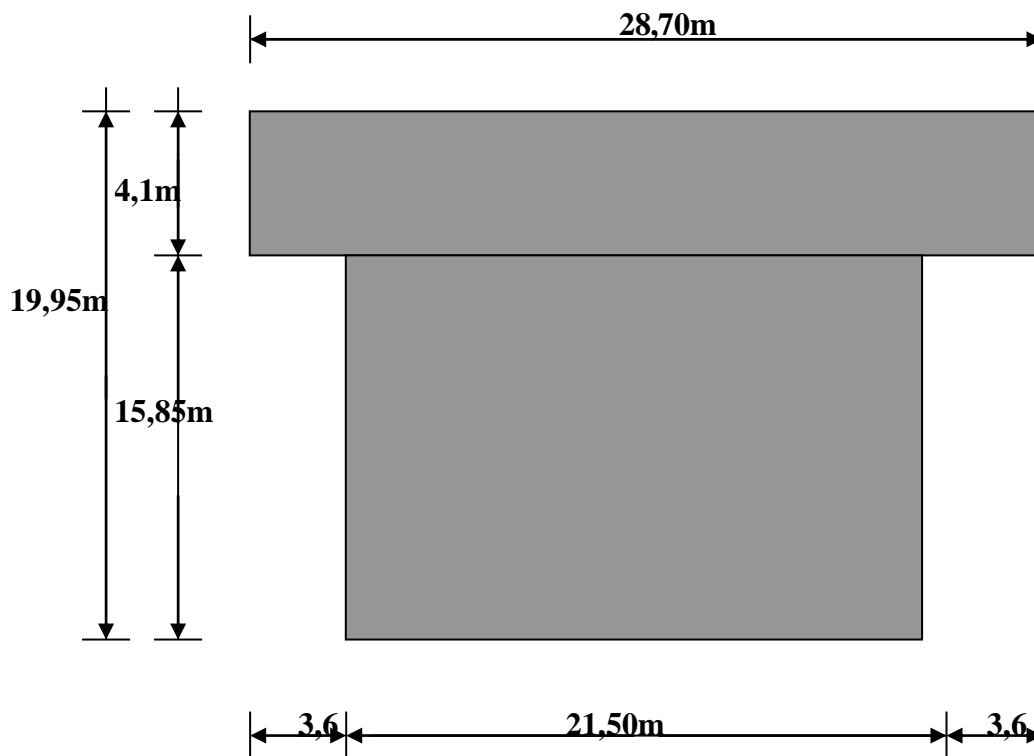
**I .1.4. Schématisation en plan :**

figure I.1.1 Schématisation en plan

## **I .2- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX**

### **I .2.1. Introduction :**

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99, Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous.

### **I .2.2. Définition:**

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

On distingue deux états limites:

#### **a/ états limite ultimes: (ELU)**

Correspondent à la limite:

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

#### **b/ états limite de service:(ELS)**

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

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

### **3. béton:**

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes:

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agent agressifs, eau de mer, acides, etc.,...
- La déformation instantanée et surtout déferée, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

**a/ Dosage du béton:**

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 325):.....dosé à 350kg /m<sup>3</sup>
- Sable grossier :.....0<Dg<5mm →400 l
- Gravillons :.....5<Dg<15mm } → 800 l
- Gravier :.....15<Dg<25mm }
- Eau de gâchage :.....175 l

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m<sup>3</sup> et 2500Kg /m<sup>3</sup>.

**b/ Résistances mécanique du béton :****1. Résistance à la compression  $f_{cj}$  :**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression ( à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  » ) déterminée par essai sur éprouvettes de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur .

-Selon le BAEL : pour  $j \geq 28$  j  $\Rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

Pour un dosage courant de 350 Kg / m<sup>3</sup> de CPA 325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25$  MPa). Avant durcissement total à j jours tel que  $j \leq 28$  jours, la résistance à la compression est :  $f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log_{10} (j+1)$

**2. Résistances à la traction  $f_{tj}$  :**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

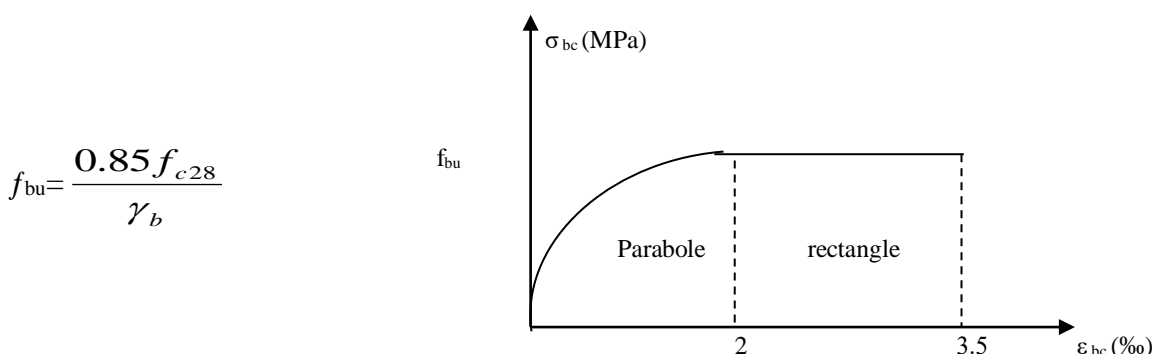
Pour  $j=28 \Rightarrow$

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

**C/ Contrainte limite :****c.1/ Etat limite ultime :****1. contrainte ultime de béton :**

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



$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression .

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.  $\gamma_b = 1.5$  en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$  en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14.17$  MPa pour :  $\gamma_b = 1.5$

$f_{bu} = 18.48$  MPa pour :  $\gamma_b = 1.15$

## 2. contrainte ultime de cisaillement :

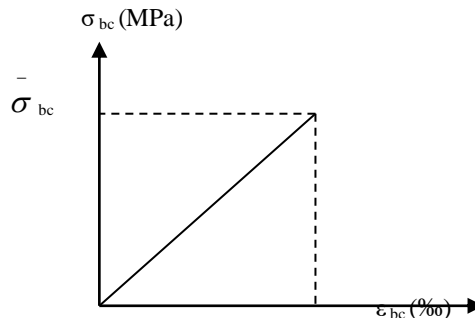
La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}$

Avec  $\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$  : cas normal ( fissuration peu nuisible )

$\bar{\tau} = \min(0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$  : cas où la fissuration est préjudiciable

## c.2/ état limite de service :

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



La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ .

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

## **d/ module de déformation longitudinale :**

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} , f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$$

Pour un chargement de longue durée :

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij} = 10721.40 \text{ MPa}.$$

## **e/ Coefficient de poisson $\nu$ :**

On appelle  $\nu$  coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0.20$  : dans le cas des états limites de services.

$\nu = 0$  : dans le cas des états limites ultimes.

## I.2.4. Acier :

### 1.2.4.1. Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$

### I.2.4.2. Caractéristiques mécaniques :

Valeur de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

tableau I.2.4-1 : Valeur de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

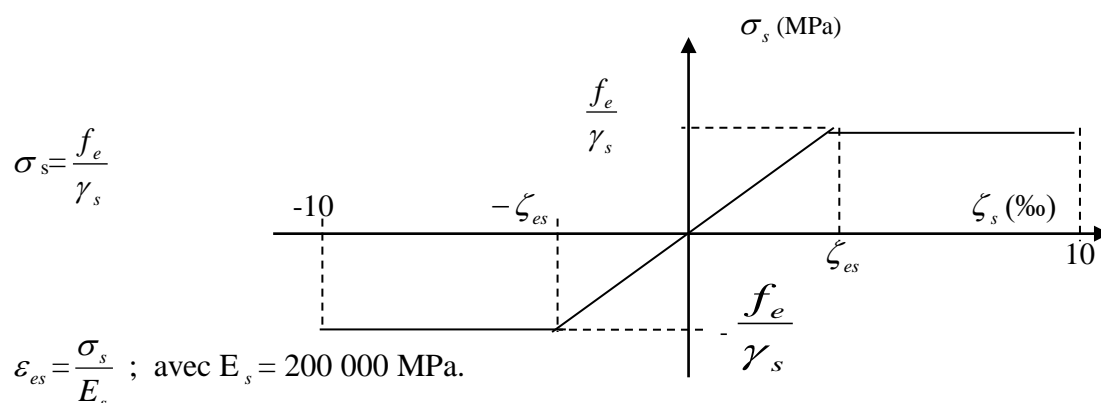
Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e$ E 22 $F_e$ E 24	215 235	Emploi courant Epingle de leage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	$F_e$ TE 40 $F_e$ TE 50	400 500	Emploi courant
Fils tréfiles HA type 3	$F_e$ TE40 $F_e$ TE	400 500	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6\ \text{mm}$ TL 52 $\phi \leq 6\ \text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de  $F_e$  E40 type 1,  $f_e = 400\ \text{MPa}$

### I.2.4.3. Contrainte limite :

a/ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte- déformation suivant :



$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s=1$  cas de situations accidentelles.

$\gamma_s=1.15$  cas de situations durable où transitoire.

#### **b/ Etat limite de service :**

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1.65$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

### **I.2.5. Actions et sollicitations :**

#### **I.2.5.1. Définitions :**

**a/les actions :**

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc. ...).

**b/les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

#### **I.2.6. Hypothèses de calcul :**

**a/ Calcul aux états limites de services :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à  $15(n = \frac{E_s}{E_b})$ , n : est appelé coefficient d'équivalence.

**b/ calcul aux états limite ultimes de résistance :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$  en flexion

$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  en compression centré



## **DESCENT DES CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

### **II -1) INTRODUCTION :**

#### **Les charges réglementaires :**

- Les charges réglementaire sont en général de :
- Les charges permanentes qui présente le poids mort.
  - Les charges d'exploitation ou surcharges.

#### ✓ **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

#### ✓ **Les charges d'exploitation :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque. Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

### **II -2) DESCENTE DE CHARGES :**

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

#### **• Plancher terrasse :**

Protection en gravillon roulés .....	0,05 x 1500 = <b>0,75 kn/m<sup>2</sup></b> ;
Etanchéité multicouches .....	0,05 x 200 = <b>0,1 kn/m<sup>2</sup></b> ;
Béton forme de pente .....	0,10 x 2200 = <b>2,20 kn/m<sup>2</sup></b> ;
Isolation thermique au liège .....	0,04 x 400 = <b>0,16 kn/m<sup>2</sup></b> ;
Dalle en corps creux .....	0,2 x 1360 = <b>2,72 kn/m<sup>2</sup></b> ;
Enduit en plâtre .....	0,02 x 1400 = <b>0,28 kn/m<sup>2</sup></b> .

$$\mathbf{G = 6,21 \text{ kn/m}^2; \text{ Q = 1 \text{ kn/m}^2.}$$

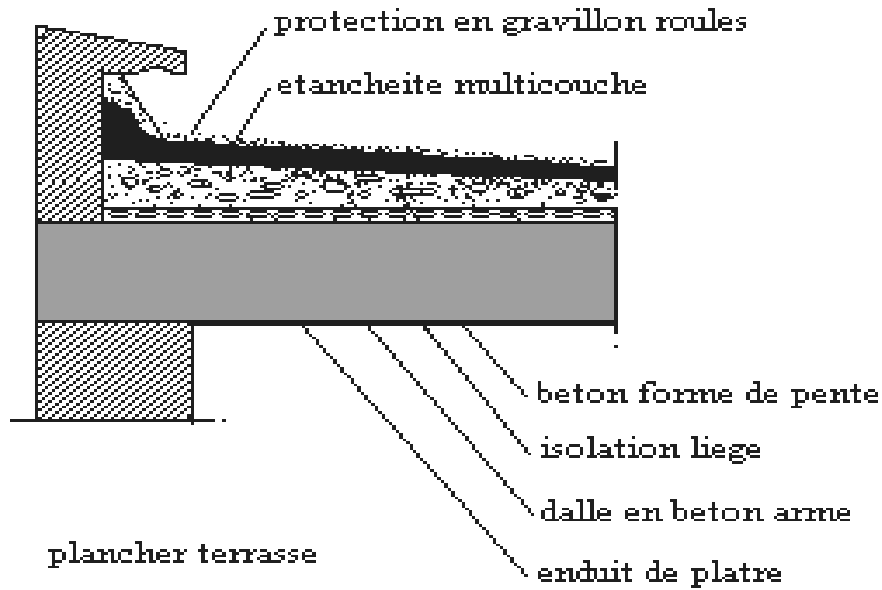


Figure II.2.1: détail du plancher terrasse inaccessible

• Plancher courant :

Revêtement en carrelage .....	0,02 x 2200 = <b>0,44 kn/m<sup>2</sup></b> ;
Mortier de pose .....	0,02 x 2000 = <b>0,40 kn/m<sup>2</sup></b> ;
Lit de sable .....	0,02 x 1800 = <b>0,36 kn/m<sup>2</sup></b> ;
Dalle en corps creux .....	0,2 x 1360 = <b>2,72 kn/m<sup>2</sup></b> ;
Enduit plâtre .....	0,02x 1400 = <b>0,28 kn/m<sup>2</sup></b> ;
Cloisons légères .....	= <b>1 kn/m<sup>2</sup></b> .

$G = 5,20 \text{ kn/m}^2 ; Q = 1,50 \text{ kn/m}^2.$

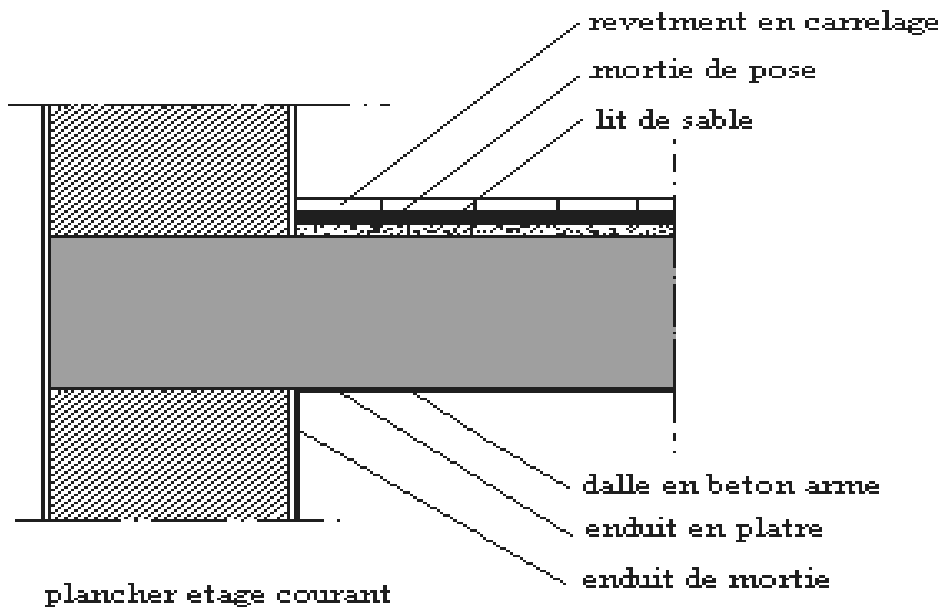


Figure II.2.2: détail du plancher étage courant

• Plancher 1<sup>ere</sup> et 2<sup>eme</sup> étage:( usage bureaux)

$$G = 5,20 \text{ kn/m}^2 ; Q = 2,50 \text{ kn/m}^2$$

- **Plancher RDC** :( usage commerce)

$$G = 5,20 \text{ kn/m}^2 ; Q = 5 \text{ kn/m}^2$$

- **CONSOLE :**

La console est constituée d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$L / 15 < e < (L / 20) + 7 \text{ on a : } L = 2.4\text{m}$$

$$16 < e < 19$$

On adopte un épaisseur **e =16 cm.**

Carrelage(e=2cm).....0,02x2200=0,44kn/ m<sup>2</sup>.

Mortier de pose (e=2cm).....0,02x2000=0,40kn/m<sup>2</sup>.

Lit de sable(e=2cm).....0,02x1800=0,36kn/ m<sup>2</sup>.

Dalle en béton armé(e=18cm).....0,18x2500=4,50kn/ m<sup>2</sup>.

Enduit ciment(e=2cm).....0,02x2000=0,40kn/m<sup>2</sup>.

$$G=6,10\text{kn/m}^2 ; Q=3,50\text{kn/m}^2.$$

- **Murs extérieurs en maçonnerie :**

La maçonnerie utilisée est en brique (double cloison) avec **30 %** d'ouvertures :

Enduit extérieure :..... 0,02 x 2000 = **0,40 kn/m<sup>2</sup>** ;

Briques creuses :.....0,25 x 1400 = **3,50kn/m<sup>2</sup>** ;

Enduit intérieur :.....0,015 x 1200 = **0,18 kn/m<sup>2</sup>**.

$$\overline{\Sigma} \text{ 4,08 kn/m}^2$$

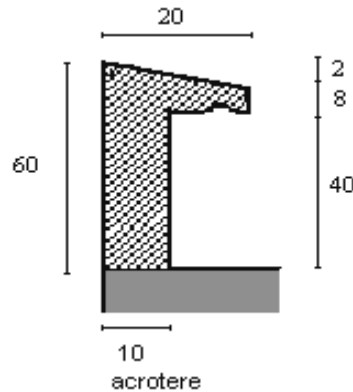
En considérant les 30 % d'ouvertures .....4,08x0,7 = 2,856 kn/m<sup>2</sup>.

- **Acrotère :**

$$S = (0.02 \times 0.2) / (2) + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.4) = 0.058 \text{ ml}$$

$G=0.058 \times 2500=1,45 \text{ kn/ml.}$

**$G=1,45 \text{ kn/ml; } Q=0,90 \text{ kn/ml.}$**



**Figure II.2.3: Détail de l'Acrotère**

**• Charges et surcharges des escaliers**

➤ Etage courant :

**a. Paliers :**

- Carrelage : .....  $0,02 \times 2200 = 0,44 \text{ kn/m}^2$
- Mortier de pose : .....  $0,02 \times 2000 = 0,40 \text{ kn/m}^2$
- Lit de sable : .....  $0,02 \times 1800 = 0,36 \text{ kn/m}^2$
- Dalle pleine (BA) : .....  $0,16 \times 2500 = 4 \text{ kn/m}^2$
- Enduit ciment : .....  $0,02 \times 2000 = 0,40 \text{ kn/m}^2$

**$G = 5,60 \text{ kn / m}^2 ; Q = 2,50 \text{ kn / m}^2$**

**b. Volée (paillasse)**

- Carrelage: .....  $0,02 \times 2200 = 0,44 \text{ kn / m}^2 ;$
- Mortier de pose : .....  $0,02 \times 2000 = 0,40 \text{ kn / m}^2 ;$
- Poids des marches : .....  $0,17 \times 2500 / 2 = 2,125 \text{ kn / m}^2 ;$
- Paillasse : .....  $0,12 \times 2500 / \cos 30 = 3,4642 \text{ kn / m}^2 ;$
- Enduit de ciment : .....  $0,02 \times 2000 = 0,40 \text{ kn / m}^2 ;$
- Garde corps : .....  $0,15 \text{ kn / m}^2 ;$

**$G = 6,98 \text{ kn/ m}^2 ; Q = 2,50 \text{ kn / m}^2$**

➤ RDC :

**a. Paliers :**

- Carrelage : .....  $0,02 \times 2200 = 0,44 \text{ kn/m}^2$
- Mortier de pose : .....  $0,02 \times 2000 = 0,40 \text{ kn/m}^2$
- Lit de sable : .....  $0,02 \times 1800 = 0,36 \text{ kn/m}^2$
- Dalle pleine (BA) : .....  $0,16 \times 2500 = 4 \text{ kn/m}^2$
- Enduit plâtre : .....  $0,02 \times 2000 = 0,40 \text{ kn/m}^2$

**$G = 5,60 \text{ kn / m}^2 ; Q = 4 \text{ kn / m}^2$**

**b. Volée (paillasse)**

- Carrelage: .....  $0,02 \times 2200 = 0,44 \text{ kn / m}^2 ;$

Mortier de pose : .....0,02 x 2000 = 0,40 kn / m<sup>2</sup> ;  
 Poids des marches : .....0.17\*2500 /2= 2,125 kn/ m<sup>2</sup> ;  
 Paillasse :.....0, 2 x 2500 / cos30 = 3,4642 kn / m<sup>2</sup> ;  
 Enduit de ciment.....0,02 x 2000 = 0,40 kn / m<sup>2</sup> ;  
 Garde corps :.....0,15 kn / m<sup>2</sup> ;

$$G = 6,98 \text{ kn/m}^2 ; Q = 4 \text{ kn/m}^2$$

### II-3) PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 4,3 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistances.

L'épaisseur du plancher sera déduite :

#### 1. RESISTANCE AU FEU :

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

On admet: **e = 16 cm.**

#### 2. RESISTANCE A LA FLEXION :

Dalles reposant sur deux appuis :  $Lx/35 < e < Lx/30$

Dalles reposant sur deux ou trois appuis :  $Lx/50 < e < Lx/40$ .

$Lx$  :est la petite portée de panneau le plus sollicité , dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale a :  $Lx = 3,10\text{m}$

Donc on a :  $6,2\text{cm} \leq e \leq 7,75\text{cm}$

On prend : **e = 07 cm**

#### 3. CONDITION DE FLECHE :

La condition à vérifier est la suivante :  $f_{\max} \leq (L_x/500)$

$f_{\max}$  = la flèche maximum calculée pour une poutre encastree a ses deux extremités.

Le calcul RDM nous donne  $f_{\max} = 5 \cdot q \cdot L_x^4 / 384EI$ .

$I = be^3/12$  donc  $5 \cdot q \cdot L_x^4 / 384EI \leq (L_x/500)$

$q = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \cdot 0.52 + 1.5 \cdot 0.5) \cdot 1.00 = 1.452 \text{ t/ml}$

(G, Q : celle du plancher RDC)

$E = 321.64195 \text{ t/cm}^2$ .

Pour ce faire on considère une bonde de la dalle de largeur  $b=1\text{m}$  avec un épaisseur (préalablement déterminer)  $e=16\text{cm}$ .

$e \geq (3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3 / 384 \cdot E \cdot b)^{1/3}$

$e \geq m = 12,95 \text{ cm}$

On prend

**e = 14 cm**

#### 4. ISOLATION PHONIQUE :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de

**e = 16 cm**

#### 5. FORMULE EMPIRIQUE:

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est conditionnée par :

$$e \geq \frac{l}{22,5}$$

$l$  : plus grande porté dans le sens considéré

$e \geq 4.3/22.5 = 0,191 \text{ m} = 19,1 \text{ cm} \Rightarrow$

**e = 20cm**

#### Conclusion :

$e = \max \{16, 14, 16, 20\} (\text{cm})$

$e = (20 + 4) \text{ cm} \Rightarrow$

**e = 24 cm**

#### Remarque :

Concernant le pré dimensionnement des dalles de balcons; on adopte un épaisseur :

**e = 18cm**

**II-4) PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :**

1) D'après le RPA/version 2003; les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

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

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

$$h/b \leq 4$$

Nous avons adopté les dimensions suivantes :

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

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

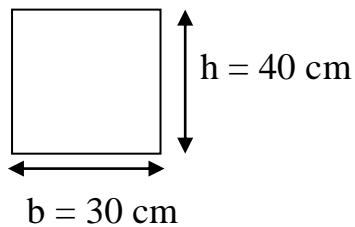
2) D'après la formule empirique; les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante :

$$l/20 \leq h \leq l/10$$

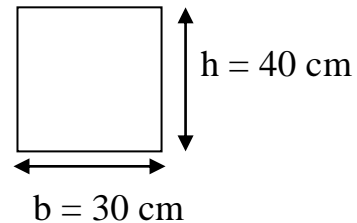
l : plus grande portée dans le sens considéré.

-Sens longitudinal :  $l = 4.3 \text{ m} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$  ,  $b = 30 \text{ cm}$

-Sens transversal :  $l = 3.95 \text{ m} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$  ,  $b = 30 \text{ cm}$



Poutre transversale



Poutre longitudinale

### II-5) PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré , les règles CBA 93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton .

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime  $N_u$  agissant dans un poteaux doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s)).$$

Et d'après les règles BAEL91 ; elle préconisent de prendre la section réduite  $B_r$ :

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc} / 0.9) + 0.85(f_e / \gamma_s) (A / B_r))$$

Tel que :

$B_r$  : Section réduite du poteau (en  $\text{cm}^2$ ).

$A$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$f_{c28}$  : Résistance à la compression de béton = 25MPa.

$f_{bc}$  :  $0.85(f_{c28} / \gamma_b) = 14.16$  MPa.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

$$F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{MPa}$$

$\gamma_b$  : 1,5.

$\gamma_s$  : 1,15.

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

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

D'après RPA99 :

$$A/B_r = 0,9\% \quad (\text{zone III})$$

$$B_r(m) \geq 0.0663 N_u(t)$$

Charges et surcharges revenants au poteau :



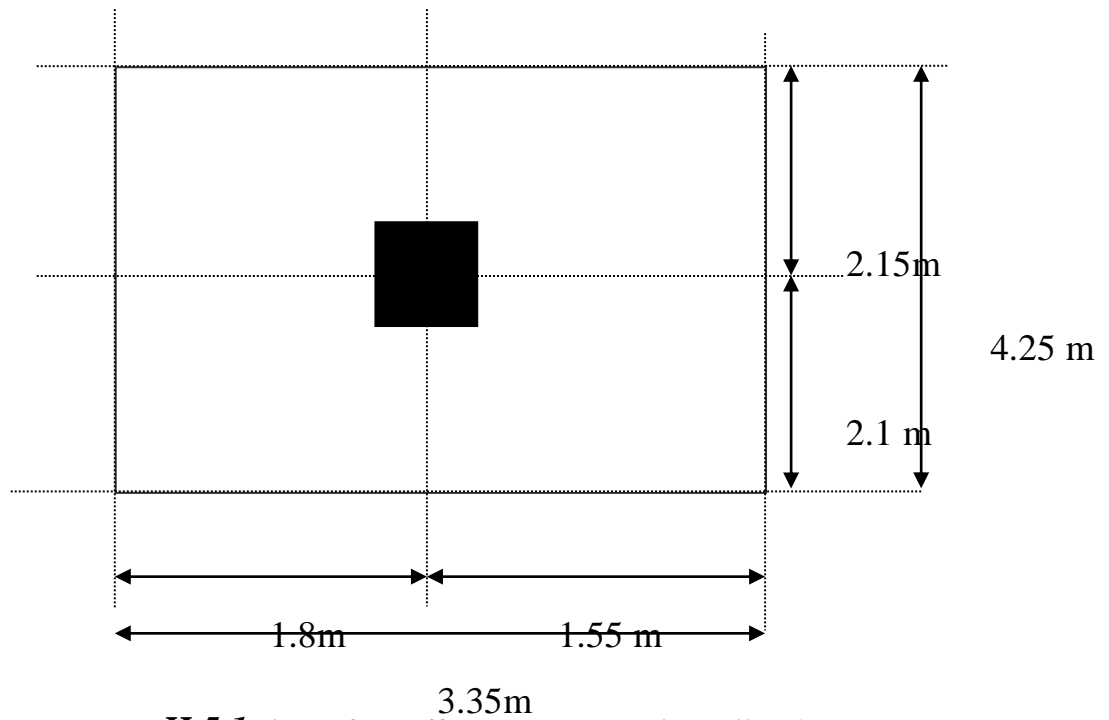


Figure II.5.1: la surface offerte au poteau plus sollicitée.

S= la surface offerte au poteau.

$$S=(2.15+2.10)\times(1.55+1.8)= 14.23 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S=14.23 \text{ m}^2$$

• **Plancher terrasse :**

Plancher :  $6,21 \times 14.23 = 88.368 \text{ kn}$

Poutre :  $[(2.15+2.1)+(1.8+1.55)] \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 21.9 \text{ kn}$

Surcharges :  $1 \times 14.230 = 14.23 \text{ kn}$

$$G = 110.26 \text{ kn} ; Q = 14.23 \text{ kn}$$

• **Planchers étages courants :**

Plancher :  $5,2 \times 14.23 = 74 \text{ kn}$

Poteau :  $3 \times (0.35 \times 0.35) \times 25 = 9.1875 \text{ kn}$

Poutre :  $21.9 \text{ kn}$

Surcharges :  $1,5 \times 14.23 = 21.345 \text{ kn}$

$$G = 105.0875 \text{ kn} ; Q = 21.345 \text{ kn}$$

• **Planchers 1<sup>ere</sup> 2<sup>eme</sup> étage :**

Plancher :  $5,2 \times 14.23 = 74 \text{ kn}$

Poteau :  $3 \times (0.35 \times 0.35) \times 25 = 9.1875 \text{ kn}$

Poutre :  $21.9 \text{ kn}$

Surcharges :  $2,50 \times 14.23 = 35,575 \text{ kn}$

$$G = 105.08 \text{ kn} ; Q = 35.575 \text{ kn}$$

• **Planchers RDC :**

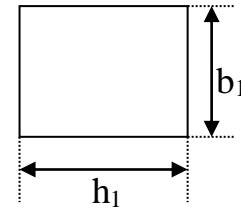
Plancher :	$5,2 \times 14 \cdot 23 = 74 \text{kn}$
Poteau :	$4.08 \times (0.35 \times 0.35) \times 25 = 12.495 \text{kn}$
Poutre :	21.9kn
Surcharges :	$5 \times 14 \cdot 23 = 71.15 \text{kn}$

$$G = 108.395 \text{kn} ; Q = 71.15 \text{kn}$$

Vérification des conditions RPA 99(version 2003) :

**1)- vérification des dimensions :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  (zone III)
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$



Dans notre cas :

Nous avons des poteaux carrés ( $b_1/h_1=1$ )

$\text{Min}(35,35) \geq 30$

Les deux conditions sont **vérifiées**.

**2)-vérification de l'effort normal** □□□

L'article (7.4.3.1) du R.P.A99(version 2003) outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow B_c > \frac{N_d}{0.3 * f_{c28}} = \frac{N_d}{7.5}$$

Et selon notre calcul ; cette condition est **vérifiée**.

Tab II.5.1 : valeur de G et de cumul G sur chaque étage pour le poteau central

ETAGE	G(kn)	Cumul G(kn)
T 17	110.23	110.26
16	105.0875	215.3475
15	105.0875	320.435
14	105.0875	425.5225
13	105.0875	530.61
12	105.0875	635.6975
11	105.0875	740.785
10	105.0875	845.8725
09	105.0875	950.96
08	105.0875	1056.0475
07	105.0875	1161.135
06	105.0875	1266.2225
05	105.0875	1371.31
04	105.0875	1476.3975
03	105.0875	1581.485
02	105.0875	1686.5725
01	105.0875	1794.9575
RDC	105.0875	1900.045

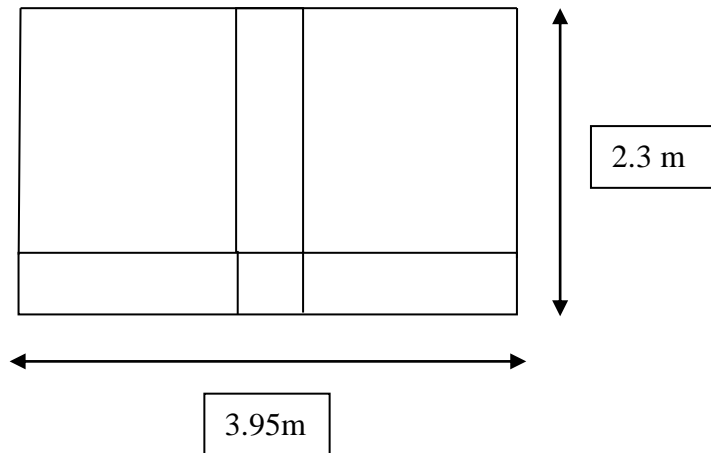
Tab II.5.2 : valeur de  $Q$  et de cumul  $Q$  celons la formule empirique pour le poteau central

ETAGE	Q(kn)	Cumul Q(kn)
T17	14.23	$\sum_0=Q_0 =14.23$
16	21.345	$\sum_1=Q_0+Q_1 =35.575$
15	21.345	$\sum_2=Q_0+0,9(Q_1+Q_2) =52.651$
14	21.345	$\sum_3=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3) =65.458$
13	21.345	$\sum_4=Q_0+0,7(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) =73.996$
12	21.345	$\sum_5=Q_0+0,6(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =78.265$
11	21.345	$\sum_6=Q_0+0,5(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =78.265$
10	21.345	$\sum_7=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7) =88.93$
09	21.345	$\sum_8=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8) =99.61$
08	21.345	$\sum_9=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9) =110.282$
07	21.345	$\sum_{10}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10}) =120.95$
06	21.345	$\sum_{11}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{11}) =131.62$
05	21.345	$\sum_{12}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{12}) =142.3$
04	21.345	$\sum_{13}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{13})=152.97$
03	21.345	$\sum_{14}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{14})=170.76$
02	35.575	$\sum_{15}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{15})=188.547$
01	35.575	$\sum_{16}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{16})=199.22$
RDC	71.15	$\sum_{17}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{17})=234.795$

ETAGE	$N_G$ (KN)	$N_Q$ (KN)	$N_u$ (KN)	Br (m <sup>2</sup> )	$\sqrt{Br}$ (m <sup>2</sup> )	a=b (m)	a maj (m)	R P A	choix (cm) axa	Nser (KN)	$\sigma_{ser}$ (MPA)	$\sigma'$	Obs
T17	110.26	14.23	170.19	0.0112	0.1058	0.1258	0.1509	30	30*30	124.49	1.202	15	Ok
16	215.34	35.57	344.08	0.0228	0.1509	0.1709	0.205	30	30*30	250.92	2.424	15	Ok
15	320.43	52.65	511.65	0.0339	0.1841	0.2041	0.2449	30	35*35	373.086	3.604	15	Ok
14	425.52	65.45	672.64	0.04459	0.2111	0.2311	0.277	30	35*35	490.98	4.743	15	Ok
13	530.61	73.99	827.31	0.0548	0.234	0.254	0.3048	30	40*40	604.60	5.841	15	Ok
12	635.69	78.26	975.59	0.0646	0.254	0.274	0.3288	30	40*40	713.96	6.898	15	Ok
11	740.78	78.26	1117.45	0.0740	0.272	0.292	0.350	30	45*45	819.05	7.913	15	Ok
10	845.87	88.93	1275.32	0.0845	0.290	0.31	0.372	30	45*45	934.80	9.031	15	Ok
09	950.96	99.61	1433.24	0.0950	0.3154	0.3354	0.402	30	50*50	1050.57	10.15	15	Ok
08	1056.04	110.28	1591.09	0.1054	0.3246	0.3446	0.413	30	50*50	1166.33	8.279	15	Ok
07	1161.13	120.95	1748.95	0.1159	0.340	0.36	0.432	30	55*55	1282.09	9.1	15	Ok
06	1266.22	131.62	1906.83	0.1254	0.3555	0.3755	0.4506	30	55*55	1397.84	9.92	15	Ok
05	1371.31	142.3	2064.71	0.1368	0.369	0.389	0.4668	30	60*60	1513.61	10.74	15	Ok
04	1476.39	152.97	2222.59	0.1473	0.383	0.403	0.4836	30	60*60	1629.36	8.85	15	Ok
03	1581.48	170.76	2391.14	0.1585	0.3981	0.418	0.5016	30	65*65	1752.24	9.52	15	OK
02	1686.57	188.54	2559.68	0.1697	0.4119	0.4319	0.5182	30	65*65	1875.11	8.05	15	Ok
01	1794.95	199.22	2722.01	0.1804	0.4247	0.4447	0.5336	30	70*70	1994.17	8.563	15	Ok
RDC	1900.04	234.79	2917.24	0.1934	0.4397	0.4597	0.5516	30	70*70	2134.83	9.167	15	Ok

**Poteau de rive G05 :**

$$S=2.3 \times 3.95=9.085\text{m}^2$$

**Figure Tab II.5.2 : poteau de rive****Plancher terrasse :**

$$G=73.967 \text{ kn}$$

$$Q=9.058 \text{ kn}$$

**Plancher étage courant :**

$$G=73.9795\text{kn}$$

$$Q=13.6275\text{kn}$$

**Plancher 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage :**

$$G=73.9795\text{kn}$$

$$Q=22.712\text{kn}$$

**plancher RDC :**

$$G=77.287\text{kn}$$

$$Q=45.425 \text{ kn}$$

Tab Tab II.5.3:valeur de *G* et de cumul *g* pour le poteau de rive

ETAGE	G(kn)	Cumul G(kn)
T 17	73.967	73.967
16	73.9795	147.9465
15	73.9795	221.926
14	73.9795	295.90
13	73.9795	369.885
12	73.9795	443.86
11	73.9795	517.844
10	73.9795	591.82
09	73.9795	665.803
08	73.9795	739.78
07	73.9795	813.76
06	73.9795	887.74
05	73.9795	961.721
04	73.9795	1035.7
03	73.9795	1109.68
02	73.9795	1183.659
01	73.9795	1257.639
RDC	77.287	1334.926

**Tab Tab II.5.4 : valeur de q et de cumul q selon la formule emperique pour le poteau de rive**

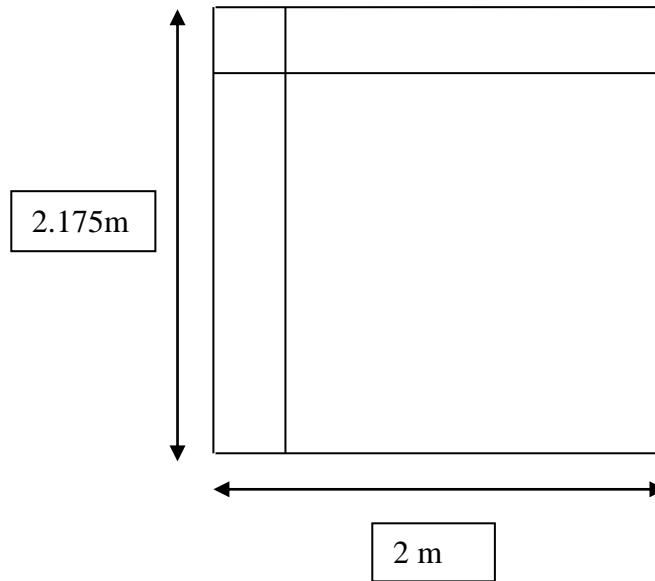
ETAGE	Q(kn)	Cumul Q(kn)
T17	9.085	$\sum_0=Q_0 =9.085$
16	13.6275	$\sum_1=Q_0+Q_1 =22.7125$
15	13.6275	$\sum_2=Q_0+0,9(Q_1+Q_2) =33.6145$
14	13.6275	$\sum_3=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3) =41.791$
13	13.6275	$\sum_4=Q_0+0,7(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) =47.242$
12	13.6275	$\sum_5=Q_0+0,6(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =49.9675$
11	13.6275	$\sum_6=Q_0+0,5(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =49.9675$
10	13.6275	$\sum_7=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7) =56.7812$
09	13.6275	$\sum_8=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8) =63.595$
08	13.6275	$\sum_9=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9) =70.4087$
07	13.6275	$\sum_{10}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10}) =77.2225$
06	13.6275	$\sum_{11}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{11}) =84.0362$
05	13.6275	$\sum_{12}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{12}) =90.85$
04	13.6275	$\sum_{13}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{13})=97.6637$
03	13.6275	$\sum_{14}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{14})=104.4775$
02	22.712	$\sum_{15}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{15})=115.8375$
01	22.712	$\sum_{16}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{16})=127.1895$
RDC	45.425	$\sum_{17}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{17})=149.902$



ETAGE	$N_G$ (KN)	$N_Q$ (KN)	$N_u$ (KN)	Br (m <sup>2</sup> )	$\sqrt{Br}$ (m <sup>2</sup> )	a=b (m)	a maj (m)	R P A	choix (cm) axa	Nser (KN)	$\sigma_{ser}$ (MPA)	$\sigma'$	Obs
T17	73.967	9.085	113.48 2	0.00752	0.0867	0.1067	0.128	30	30x30	83.052	0.802	15	Ok
16	147.94	22.712	233.78 7	0.0148	0.1218	0.1418	0.1701	30	30x30	170.652	1.648	15	Ok
15	221.926	33.614	350.02 1	0.0232	0.152	0.1723	0.206	30	30x30	255.54	2.468	15	Ok
14	295.9	41.791	462.15 1	0.0306	0.175	0.195	0.234	30	35x35	337.691	3.262	15	Ok
13	369.885	47.242	570.20 7	0.0378	0.1944	0.214	0.257	30	35x35	417.127	4.03	15	Ok
12	443.86	49.967	674.16 1	0.0446	0.211	0.231	0.277	30	35x35	493.827	4.77	15	Ok
11	517.844	49.967	774.03 9	0.0513	0.226	0.246	0.295	30	40x40	567.811	5.486	15	Ok
10	591.82	56.781	884.12 8	0.0586	0.2421	0.262	0.314	30	40x40	648.601	6.226	15	Ok
09	665.80	63.595	994.22 2	0.0659	0.2567	0.276	0.332	30	40x40	729.395	7.047	15	Ok
08	739.78	70.408	1104.3 1	0.0732	0.270	0.290	0.348	30	45x45	810.188	7.827	15	Ok
07	813.76	77.222	1214.4 1	0.0805	0.2837	0.303	0.364	30	45x45	890.982	8.608	15	Ok
06	887.74	84.036	1324.5 0	0.0877	0.296	0.316	0.379	30	45x45	971.776	9.389	15	Ok
05	961.721	90.85	1434.5 9	0.0951	0.308	0.328	0.394	30	50x50	1052.57	7.471	15	Ok
04	1035.7	97.663	1544.6 9	0.1024	0.320	0.340	0.408	30	50x50	1133.36	8.045	15	Ok
03	1109.68	104.47	1654.7 8	0.1097	0.331	0.351	0.421	30	50x50	1214.15	8.618	15	OK
02	1183.65	115.83	1771.6 9	0.1174	0.342	0.362	0.435	30	55x55	1299.49	9.22	15	Ok
01	1257.63	127.19	1888.5 8	0.1252	0.353	0.373	0.448	30	55x55	1384.82	9.83	15	Ok
RDC	1334.92	149.90	2027	0.1343	0.3665	0.3865	0.463	30	55x55	1484.82	10.54	15	Ok

**Poteau d'angle A1 :**

$$S=3.915 \text{ m}^2$$

**Figure Tab II.5.3:poteau d'angle****Plancher terrasse :**

$$G=36.235\text{kn}$$

$$Q=3.91\text{kn}$$

**Plancher étage courant :**

$$G=41.47\text{kn}$$

$$Q=5.8725\text{kn}$$

**Plancher 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage :**

$$G=41.47\text{kn}$$

$$Q=9.787\text{kn}$$

**Plancher RDC :**

$$G=52.428\text{kn}$$

$$Q=19.575\text{kn}$$

Tab II.5.5: valeur de g et de cumul g pour le poteau d'angle

ETAGE	G(kn)	Cumul G(kn)
T 17	36.235	36.235
16	41.47	77.705
15	41.47	119.175
14	41.47	160.645
13	41.47	202.115
12	41.47	243.585
11	41.47	285.055
10	41.47	326.525
09	41.47	367.996
08	41.47	409.465
07	41.47	450.935
06	41.47	492.405
05	41.47	533.875
04	41.47	575.345
03	41.47	616.815
02	41.47	658.285
01	41.47	699.755
RDC	52.428	752.183

**Tab II.5.6 : valeur de q et de cumul q selon la formule emperque pour le poteau d'angle**

ETAGE	Q(kn)	Cumul Q(kn)
T17	3.91	$\sum_0=Q_0 =3.91$
16	5.8725	$\sum_1=Q_0+Q_1 =9.7825$
15	5.8725	$\sum_2=Q_0+0,9(Q_1+Q_2) =14.48$
14	5.8725	$\sum_3=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3) =18.004$
13	5.8725	$\sum_4=Q_0+0,7(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) =20.353$
12	5.8725	$\sum_5=Q_0+0,6(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =21.5275$
11	5.8725	$\sum_6=Q_0+0,5(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =21.5275$
10	5.8725	$\sum_7=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7) =24.4637$
09	5.8725	$\sum_8=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8) =27.4$
08	5.8725	$\sum_9=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9) =30.336$
07	5.8725	$\sum_{10}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10}) =33.2725$
06	5.8725	$\sum_{11}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{11}) =36.208$
05	5.8725	$\sum_{12}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{12}) =39.145$
04	5.8725	$\sum_{13}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{13})=42.08$
03	5.8725	$\sum_{14}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{14})=45.017$
02	9.787	$\sum_{15}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{15})=49.911$
01	9.787	$\sum_{16}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{16})=54.804$
RDC	19.575	$\sum_{17}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{17})=64.592$

ETAGE	$N_G$ (KN)	$N_Q$ (KN)	$N_u$ (KN)	Br (m <sup>2</sup> )	$\sqrt{Br}$ (m <sup>2</sup> )	a=b (m)	a maj (m)	R P A	choix (cm) axa	Nser (KN)	$\sigma_{ser}$ (MPa)	$\sigma'$	Obs
T17	36.235	3.91	54.78	0.00363	0.0602	0.0802	0.0962	30	30x30	40.145	0.387	15	Ok
16	77.705	9.7825	119.57	0.0079	0.089	0.109	0.1308	30	30x30	87.485	0.845	15	Ok
15	119.175	14.48	182.6	0.0121	0.110	0.139	0.1668	30	30x30	133.65	1.291	15	Ok
14	160.645	18.004	243.87	0.0155	0.124	0.144	0.1728	30	35x35	178.649	1.726	15	Ok
13	202.115	20.353	303.38	0.0201	0.141	0.161	0.1932	30	35x35	222.468	2.149	15	Ok
12	243.575	21.527	361.11	0.0239	0.154	0.174	0.208	30	35x35	265.112	2.561	15	Ok
11	285.055	21.527	417.11	0.0276	0.166	0.186	0.223	30	40x40	306.58	2.962	15	Ok
10	326.525	24.463	477.5	0.0316	0.177	0.1979	0.237	30	40x40	380.98	3.68	15	Ok
09	367.996	27.4	537.89	0.0356	0.188	0.208	0.249	30	40x40	395.39	3.82	15	Ok
08	409.465	30.336	598.28	0.0396	0.199	0.219	0.262	30	45x45	439.801	4.249	15	Ok
07	450.935	33.272	658.66	0.043	0.208	0.2289	0.274	30	45x45	484.205	4.678	15	Ok
06	492.405	36.208	719.05	0.0476	0.218	0.238	0.2856	30	45x45	528.61	5.078	15	Ok
05	533.875	39.145	779.44	0.0516	0.227	0.247	0.2964	30	50x50	573.02	5.536	15	Ok
04	575.345	42.08	839.83	0.0556	0.235	0.255	0.306	30	50x50	617.425	5.965	15	Ok
03	616.815	45.017	900.22	0.0596	0.244	0.264	0.316	30	50x50	661.832	6.394	15	OK
02	658.285	49.911	963.55	0.0638	0.252	0.272	0.326	30	55x55	708.196	6.842	15	Ok
01	699.755	54.804	1026.8	0.068	0.260	0.280	0.336	30	55x55	754.559	7.290	15	Ok
RDC	752.183	64.592	1112.3	0.0737	0.271	0.291	0.349	30	55x55	816.775	7.895	15	Ok

Tab II.5.7 :Récapitulatif des sections poteaux :

ETAGE	Poteau centrale	Poteau de rive	Poteau d'angle
T 17	30x30	30x30	30x30
16	30x30	30x30	30x30
15	35x35	30x30	30x30
14	35x35	35x35	35x35
13	40x40	35x35	35x35
12	40x40	35x35	35x35
11	45x45	40x40	40x40
10	45x45	40x40	40x40
09	50x50	40x40	40x40
08	50x50	45x45	45x45
07	55x55	45x45	45x45
06	55x55	45x45	45x45
05	60x60	50x50	50x50
04	60x60	50x50	50x50
03	65x65	50x50	50x50
02	65x65	55x55	55x55
01	70x70	55x55	55x55
RDC	70x70	55x55	55x55

**II-6) PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :**

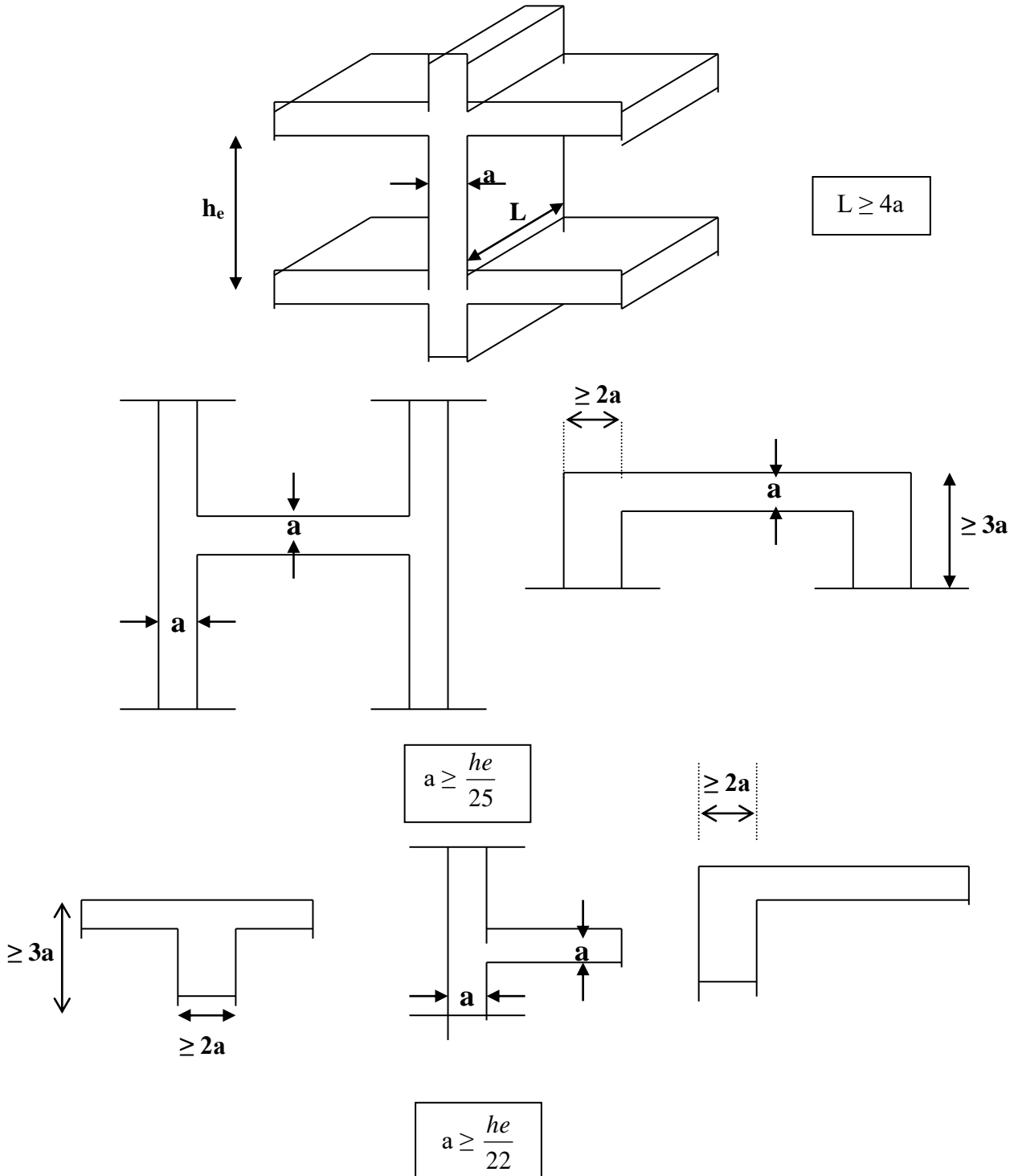
Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition  $L \geq 4a$  :

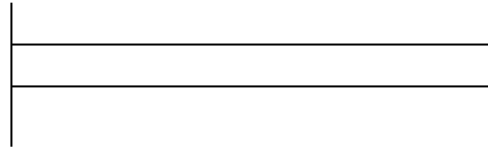
L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :





$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Figure III- 5 : l'épaisseur de voile

$h_e$  = hauteur d'étage. (Rez-de-chaussée)  $a \geq \{408/25, 408/22\}$

**On préconise des voiles de 20 cm**



**II-7) PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS :**

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL :  $59 < (g+2h) < 66$ .

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

**1. ETAGE COURANT :**

Hauteur d'étage .....he = 3 m.

Giron.....g = 30cm

On a:  $14, 5 < h < 18$

Pour h=17cm on aura 9 marches par volée.

La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l = g (n-1) = 30 \cdot 8 = 240 \text{ cm} = 2.4 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = 17/30 \Rightarrow \alpha = 30^\circ.$$

La longueur de la paillasse est :

$$L = l / \sin\alpha = 2.4 / \sin 30^\circ = 4.8 \text{ m}$$

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 10 < e < 15.$$

On prend comme épaisseur :

<b>e = 12cm.</b>
------------------

**2. REZ -DE CHAUSSEE :**

Pour le rez-de-chaussée de hauteur d'étage de 4.08 m, on a 03 volées ; 02 volées de 1.53 m et une petite volée de 1.02 m

\*Les deux premières volées :

Hauteur de volée .....he = 1,53 m.

Giron.....g = 30cm

On a:  $14, 5 < h < 18$

Pour h=17cm on aura 9 marches par volée.

La longueur de la ligne de foulée sera :  $l = g (n-1) = 30 \cdot 8 = 240 \text{ cm}$ .

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = 153/240 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

La longueur de la paillasse est :  $L = l / \sin\alpha = 2.4 / \sin 32.52^\circ = 3.5 \text{ m}$ .

Condition de résistance :  $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 9,5 < e < 14,25$ .

On prend comme épaisseur :

<b>e = 12cm.</b>
------------------

\*La petite volée :

Hauteur de volée .....he = 1,02 m.

Giron.....g = 30 cm

On a:  $14,5 < h < 18$

Pour  $h = 17$  cm on aura 9 marches par volée.

La longueur de la ligne de foulée sera :  $l = g (n-1) = 30 \cdot 8 = 240$  cm.

L'inclinaison de la paillese :  $\text{tg} \alpha = 1,02/2,40 \Rightarrow \alpha = 23,02^\circ$ .

La longueur de la paillese est :  $L = 1,02/\sin \alpha = 2,60$  m.

Condition de résistance :  $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 8,66 < e < 13$ .

On prend comme épaisseur :

**e = 12 cm.**

## **CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

### **III -1) INTRODUCTION :**

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère 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 -2) CALCUL DES ESCALIER :**

#### **1. Définition :**

L'escalier se présente comme un escalier traditionnel en béton armé de largeur 2,7 m et longueur de volée 2.4 m et avec un palier (poser sur une poutre palière) de 1.5 m de largeur.

#### **2. Evaluation des charges :**

**Volée:**

$$G = 6,98 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ knm}^2$$

**Papier :**

$$G = 5,60 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ kn/m}$$

**Combinaison d'actions:**

**ELU:**

$$Q_{uv} = 1.35G + 1.5Q = 13,173 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q_{up} = 1.35G + 1.5Q = 11,31 \text{ Kn/m}^2$$

**ELS:**

$$Q_{serv} = G + Q = 9,48 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q_{serp} = G + Q = 8,10 \text{ Kn/m}^2$$

**Sollicitations de calcul de la volée**

**ELU:**

$$M_u = q_u L^2 / 8 = 9,4846 \text{ Kn .m /ml.}$$

$$V_u = q_u L / 2 = 15,81 \text{ Kn/ml.}$$

**ELS:**

$$M_s = q_s L^2 / 8 = 6,826 \text{ Kn m/ml.}$$

$$V_s = q_s L / 2 = 11,376 \text{ Kn/ml.}$$

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage :  $C \geq 1 \text{ cm}$  soit  $c = 3 \text{ cm}$ .

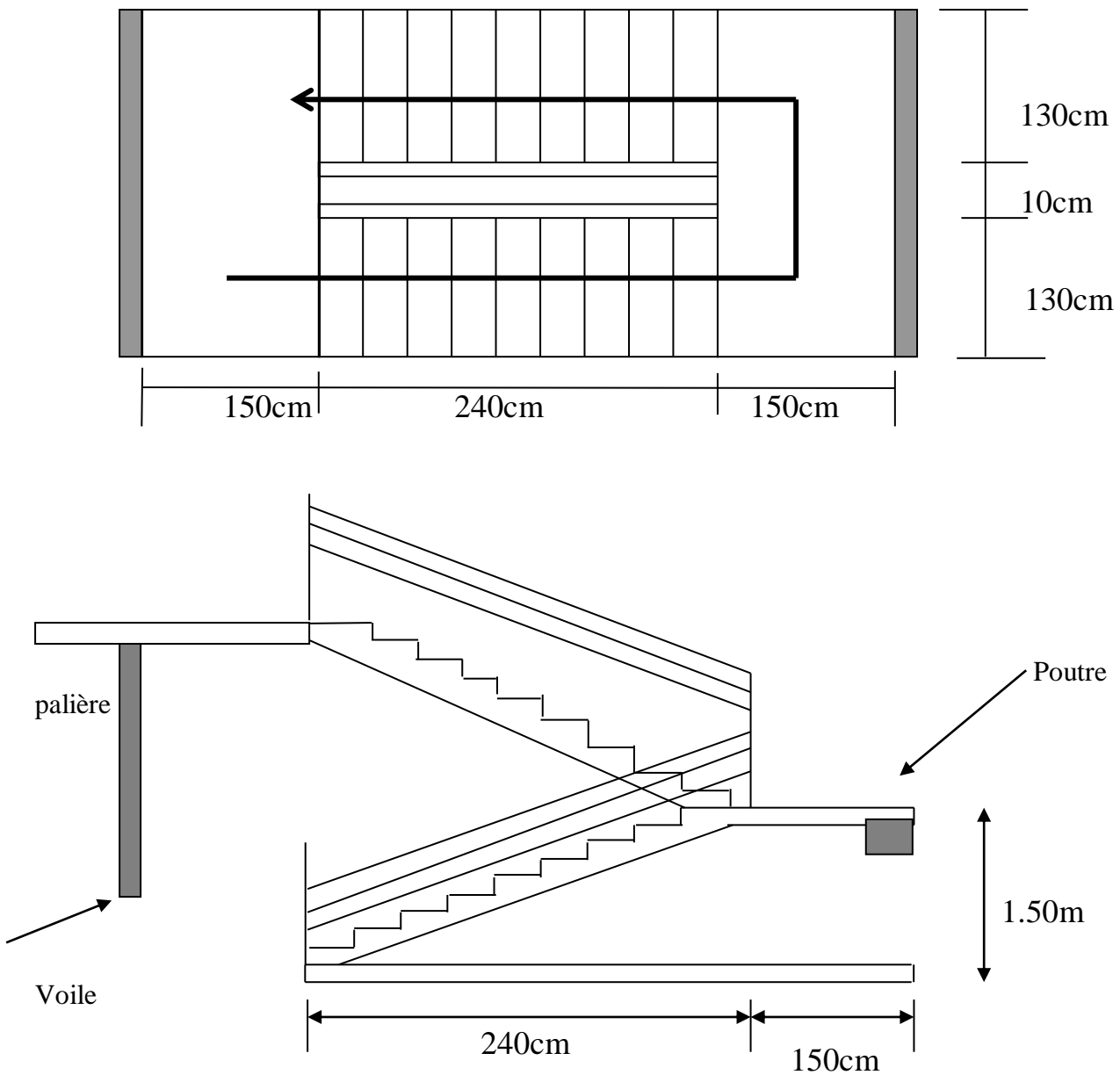


Figure III.2.1 :détail de L'escalier

Terminologie et dimensions :

➤ Détail d'un escalier :

Notre projet présente un escalier à 2 volées avec 2 paliers intermédiaires :

**1-Epaisseur de la paillasse :**

$e \geq (1/35) = (540/35) = 15.42 \text{ cm}$       on prend  $e = 16 \text{ cm}$

Charge d'exploitation =  $2,50 \text{ kn/m}^2$

**2-Combinaisons :**

**a-palier :**

-l'embranchement du palier est de 1.5m

$G = 1.5 \times 5,6 = 8,4 \text{ kn/ml}$

$Q = 1.5 \times 2,50 = 3,75 \text{ kn/ml}$

$q_1 = 1,35G + 1.5Q = 17 \text{ kn/ml}$

**b-paillasse**

-l'embranchement du la paillasse est de 1.30q

$$1.3 \times 6,98 = 9,1 \text{ kn/ml}$$

$$q_2 = 1.3 \times 2,5 = 3,25 \text{ kn/ml}$$

$$1,35 G + 1.5Q = 17,2 \text{ kn/ml}$$

**3-Diagramme des moments fléchissant et d'efforts tranchants :**

□

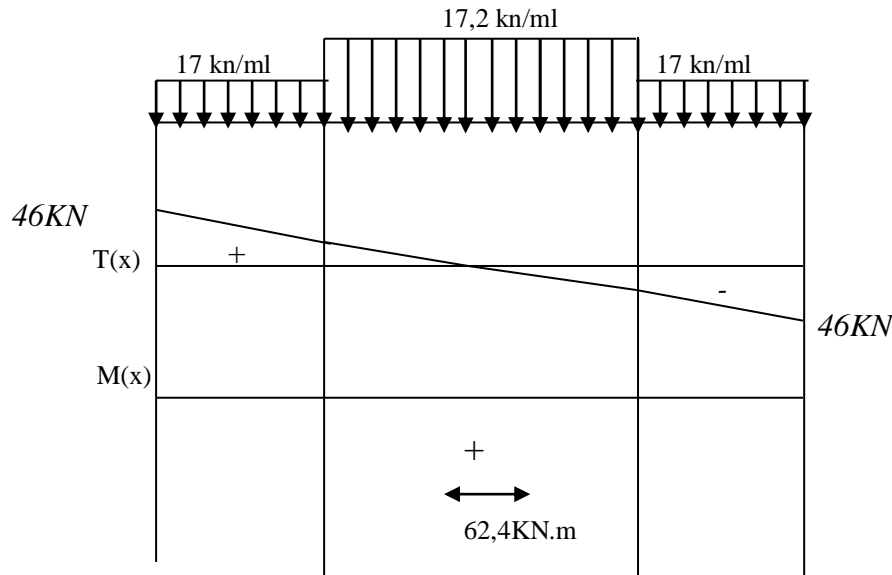


Figure III.2.2: -Diagramme des moments fléchissant et d'efforts tranchants

**4-Ferraillage :**

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage :  $C \geq 1 \text{ cm}$  soit  $c = 3 \text{ cm}$ .

**a-Ferraillage de la paillasse :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire d'une largeur de 1.3m, et d'une hauteur de 0,16m :

**a-1-Armature longitudinale :**

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu}) = 0,0624 / (1,3 \times (0,9 \times 0,16)^2 \times 14,17)$$

$$\mu = 0,163$$

$$\delta = M_U / M_S = 0,06240 / 0,0447 = 1,395 \Rightarrow \mu_c = 0,299$$

$$\mu_c = 0,299$$

$\mu_b < \mu_c \Rightarrow$  la section est sans armatures comprimés.(s.s.a.c)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400 / 1,15) = 348 \text{ Mpa}$$

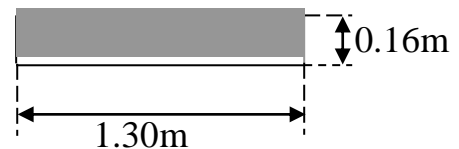
$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,223$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,144(1 - (0,4 \times 0,223)) = 0,131 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,0624}{0,131 \times 348} = 13,68 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13,68 \text{ cm}^2$$

On prend: **9HA Φ14 (cm<sup>2</sup>) = 13,85cm<sup>2</sup>**



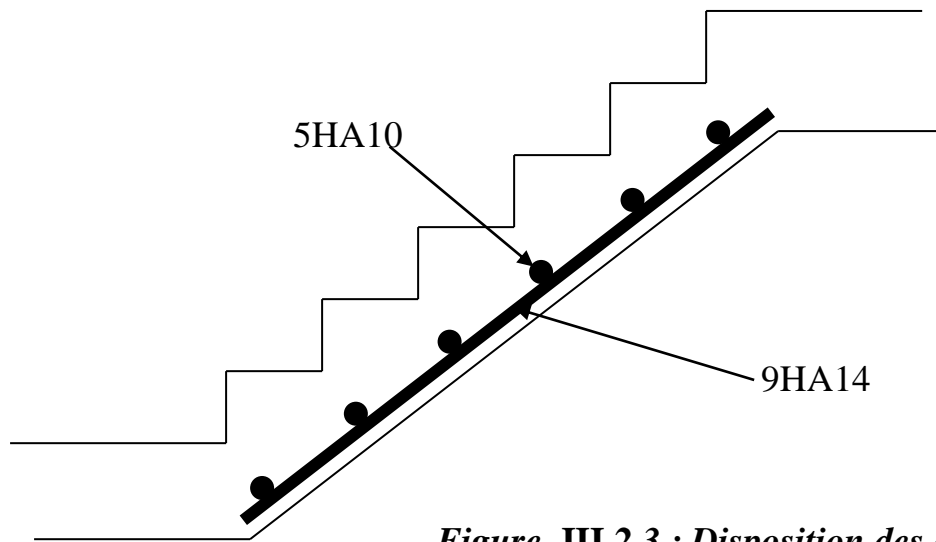


Figure III.2.3 : Disposition des armatures dans la paillasse

Avec espacement de 14cm

**a-2-Armatures transversales :**

$$A_t = (A_s / 4) = 3.46 \text{ cm}^2$$

On prend ; **5HAΦ10cm<sup>2</sup>** du  $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

**b-Vérifications diverses :**

**1-Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s > 0,23 \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s > 0,23 \cdot 1.3(0,144) \cdot (2.1/400) = 2.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**2 - Calcul de l'espacement :**

$$S_t < \min(0,9d, 40\text{cm}) = 0.129\text{m}$$

On prend:  $S_t = 14\text{cm}$

Vérification de la section  $A_t$  :

$$A_t > \frac{V_u^{\max} \times S_t}{0,8 \times d \times f_e}$$

$$V_u^{\max} = 0,046\text{Mpa}$$

$$A_t \geq 1.40 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**C -Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier ;  $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b \times d = 0,046 / (1.3 \times (0.144)) = 0,245\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\{ 0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa} \} = 4.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Armatures transversales droites } \alpha=90^\circ$$

#### D -Calcul de la poutre palière :

Les poutres palières sont encastées aux extrémités. Elles reprennent les charges suivantes :

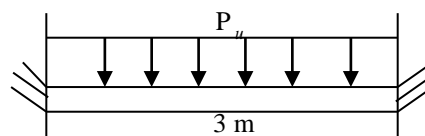
- Charges dues à leur poids propre.
- Charges due aux réactions du palier.
- Charge due au poids propre de la maçonnerie.

Les dimensions de la poutre palière sont:

$$b=30 \text{ cm.}$$

$$h=30\text{cm.}$$

$$\text{Longueur } 3.00\text{m.}$$



**Figure III.2.4: poutre palière**

Dans notre cas, la poutre palière la plus défavorable est celle qui supporte la console.

- Poids propre de la poutre (charge permanente)  $=0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ kn/ml}$
  - Réaction du palier (charge d'exploitation) :  $Q=(3,75+3,25) \times 3.00 = 21 \text{ kn/ml.}$
- $$P_{ser} = 21 + 2,25 = 23,25 \text{ kn/ml.}$$

$$P_u = 1.35(2,25) + 1,5(21) = 34,5 \text{ kn/ml.}$$

La poutre n'étant pas exposée aux intempéries. La fissuration est peu nuisible, donc le calcul se fera à l'ELU.

#### 1-Calcul du moment maximum :

▣ Moment maximum en travée :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{24} = 11,25 \text{ kn.m}$$

$$M_u = \frac{P_s \times l^2}{24} = 8,7 \text{ kn.m}$$

▣ Moment maximum aux appuis :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{12} = 25,87 \text{ kn.m}$$

$$M_u = \frac{P_s \times l^2}{24} = 17,4 \text{ kn.m}$$

▣ Moment maximum au milieu de la poutre :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = 38,8 \text{ kn.m}$$

$$M_u = \frac{P_s \times l^2}{24} = 26,2 \text{ kn.m}$$

■ *L'effort tranchant :*

$$T = Vu_{\max} = P_u \cdot l / 2 = 51,75 \text{ kn}$$

**2-Calcul du Ferrailage :**

**a- Ferrailage en travée :**

$$M_u = 0,0129 \text{ MPa}$$

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

**3.00 m**

$$\mu = 0,0129 / (0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 14,17) = 0,041$$

On a :

$$- f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

-FeE40

-HA type 1  $\Rightarrow$  Selon le BAEL 91 :

$$\gamma = M_U / M_S = 1,488 \Rightarrow \mu_c = 0,327, \alpha_c = 0,515$$

$\mu < \mu_c \Rightarrow$  sections sans armateur comprimer

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400 / 1,15) = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,052$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,264 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 1,40 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 0,978 \text{ cm}^2$$

b- Ferrailage en appuis:

$$M_u = 0,0258 \text{ MPa}$$

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu = 0,0258 / (0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 14,17) = 0,083$$

On a:

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

-FeE40

-HA type 1  $\Rightarrow$  Selon le **BAEL 91** :

$$\gamma = M_U / M_S = 1,486 \Rightarrow \mu_c = 0,327, \alpha_c = 0,515$$

$\mu < \mu_c \Rightarrow$  sections sans armateur comprimer

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400 / 1,15) = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1085$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,26 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 2,87 \text{ cm}^2$$

**C - Ferrailage en milieu :**

$$M_u = 0,0388 \text{ MPa}$$



Figure III.2.5: poutre palière



$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu = 0,0375 / (0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 14,17) = 0,125$$

On a :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} , \quad \text{FeE402} , \quad \text{HA type 1} \Rightarrow \text{Selon le BAEL 91} :$$

$$\gamma = M_U / M_S = 1,481 \Rightarrow \mu_c = 0,327, \alpha_c = 0,515$$

$\mu < \mu_c \Rightarrow$  sections sans armateur comprimer

$$\mu < 0,186$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400/1,15) = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,167$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,252 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 4,425 \text{ cm}$$

On prend 4HA12 avec  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} = 0,978 \text{ cm}^2$$

**3-Vérifications diverses :**

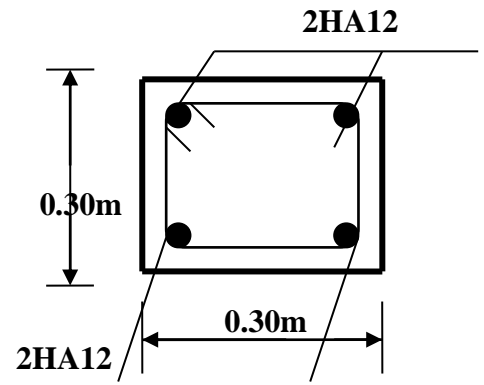


Figure III .2.6 : croquée de ferrailage transversal De La poutre palière

**a- Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier ;  $\tau_u < \bar{\tau}$

$$V_u^{\max} = \frac{qxl}{2} = 51,75 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = 0,118 / (0,3 \times (0,9 \times 0,3)) = 0,64 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\{ 0,18 f_{c28}, 5 \text{ Mpa} \} = 4,50 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  Armatures transversales droites  $\alpha = 90^\circ$

**b- Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_l > 0,23 \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s > 0,23 \cdot 0,3 \cdot (0,9 \cdot 0,3) \cdot (2,1/400) = 0,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérif}$$

**-Armatures transversales :**

$$A_t = (A_s / 4) = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend ; 5HAΦ6cm<sup>2</sup> du  $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$

- Calcul de l'espacement :

$$S_t < \min(0,9d, 40\text{cm}) = 0.243\text{m}$$

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

Vérification de la section  $A_t$  :

$$A_t > \frac{V_u^{\max} \times S_t}{0,8 \times d \times f_e}$$

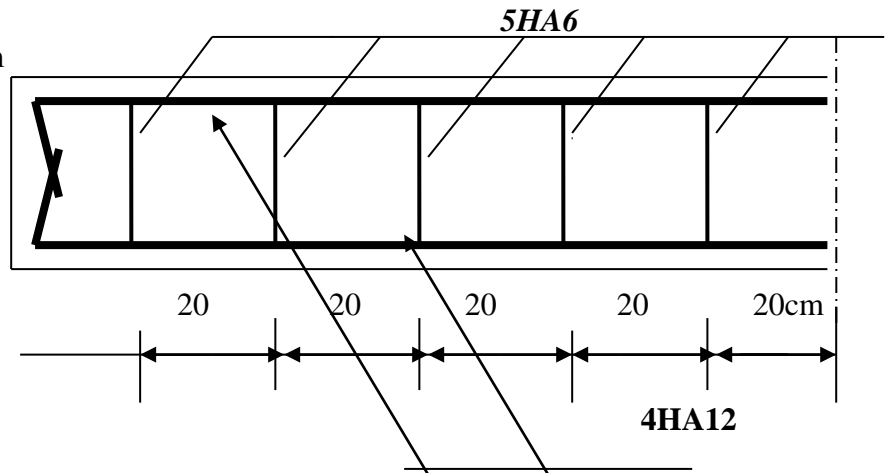


Figure III.2.7: croquée de ferrailage de La poutre

palière

$$V_u^{\max} = 0,0517\text{Mpa}$$

$A_t \geq 1.196 \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

### III -3) CALCUL DE L'ACROTÈRE

#### 1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastree soumise a son poids propre et à une charge qui est la main courante.

Le calcul se fait en flexion composée.

$$b = 1.00\text{m}$$

$$h = 0.1\text{ m}$$

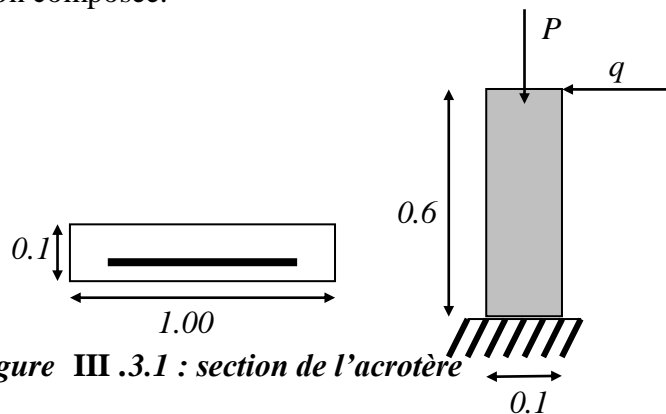


Figure III .3.1 : section de l'acrotère

#### 2. Sollicitations :

Pour le ferrailage on prend une bande de 1 m de longueur :

• **Effort normal :**

$$N_u = 1.35 \times NG = 2,27\text{kn/ml}$$

$$N_{ser} = NG = 1,68\text{ kn/ml}$$

• **Moment de flexion :**

$$M = NQ \cdot h = 1 \cdot 0.6 = 0,6\text{ kn.m}$$

$$M_u = 1.5 \cdot M = 0,9\text{ kn.m}$$

$$M_{ser} = M = 0,6 \text{ kn.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V = NQ = 1 \text{ kn/m}$$

$$V_u = 1,5 \times V = 1,5 \text{ kn/m}$$

### 3. Ferrailage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'LES.

#### ❖ Calcul de la section à l'E.L.U :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = M_u / N_u = 0,9 / 2,27 = 0,3964 \text{ m} \Rightarrow e_0 = \mathbf{39,64 \text{ cm}}$$

$$e_1 = h / 6 = 10 / 6 \Rightarrow e_1 = \mathbf{1,67 \text{ cm}}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

- **Vérification au flambement :**

*D'après l'article B.8.3.2 du CBA93*

$$L_{fx} = L_{fy} = 2 \times L = 1 \text{ m (cas d'une console)}$$

$$\lambda_x = (L_{fx} \sqrt{12}) / h \Rightarrow \lambda = \mathbf{34,641}$$

- **Vérification de l'élanement :**

$$\lambda = \text{Max}(50, \text{Min}(67 \times e_0 / h, 100))$$

$$= \text{Max}(50, \text{Min}(67 \times 0,3964 / 0,1, 100)) \Rightarrow \lambda = \mathbf{100}$$

$\lambda_x < \lambda$  donc pas de risque de flambement.

- **Excentricité additionnelle  $e_a$  :**

$$e_a > \text{Max}(2 \text{ cm}, 1/250) = \text{Max}(2 \text{ cm}, 50/250) \Rightarrow e_a > \mathbf{2 \text{ cm}}$$

- **Calcul de coefficient de majoration  $\gamma_f$  :**

$$e/h = 39,64 / 10 = 3,964$$

$$\gamma_f = \min(1 + 0,15 \times ((\lambda/35)^2 / (e/h)), 1,4)$$

$$\Rightarrow \gamma_f = \mathbf{1,037}$$

Ce coefficient de majoration est limité à 1,4

Les efforts majorés ont donc pour valeurs

$$N_u^* = \gamma_{fe} \times N_u = 1,0384 \times 0,196 = 2,35 \text{ kn/m}$$

$$M_u^* = N_u^* \times (e + e_a) = 2,35 \times (0,3964 + 0,02)$$

$$M_u^* = \mathbf{0,978 \text{ kn.m}}$$

- **Evaluation des moments repris par niveau les armatures tendues :**

$$M_u / A = M_u^* / G + N_u^* \times (d - h/2)$$

$$M_u / A = 0,978 + 2,35 \times (0,09 - 0,1/2)$$

$$\Rightarrow M_u / A = \mathbf{1,07 \text{ kn/m}}$$

- **Calcul en flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} = 0,107 \times 10^{-2} / 1 \times 0,09^2 \times 14,17 \Rightarrow \mu = \mathbf{0,932 \times 10^{-2}}$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$  pas d'acier comprimé (SSAC).

$$\epsilon_s = 10$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = \mathbf{0,0117}$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = \mathbf{8,95 \text{ cm}}$$

$$A_1 = M_u / Z \times \sigma_s$$

$$A_1 = 0.348 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = A_1 - N_u \times / \sigma_s$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### ❖ Calcul de la section à l'E.L.S :

$$M_{ser} = 0,6 \text{ kn.m}$$

$$N_{ser} = 1,68 \text{ kn}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = M_{ser}/N_{ser} = 0,6/1,68 = 0.3571 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 35.71 \text{ cm}$$

$$e_1 = ht/6 = 10/6 \Rightarrow e_1 = 1.67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

- **Evaluation des moments repris par niveau les armatures tendues :**

$$M_{ser} / A = M_{ser}/G + N_{ser} \times (d-h/2)$$

$$M_u / A = 0,6 + 1,68 \times (0.09 - 0.1/2)$$

$$\Rightarrow M_u / A = 0,667 \text{ kn.m}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte de l'acier est :

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 f_c, 150 \times \eta \text{ Mpa})$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 \times 400, 150 \times 1.6)$$

$$\Rightarrow \sigma_{sc} = 240 \text{ Mpa}$$

### Calcul du moment limite de service M :

$$M' = \mu r \times b \times d^2 \times \sigma_{bc}$$

$$\mu r = \alpha r / 2 \times (1 - \alpha r / 3)$$

$$\alpha r = 15 \times \sigma_{bc} / (15 \times \sigma_{bc} + \sigma_s)$$

$$\alpha r = 15 \times 15 / (15 \times 15 + 240)$$

$$\alpha r = 0.484$$

$$\Rightarrow \mu r = 0.203$$

$$\Rightarrow M' = 24,6 \text{ kn.m}$$

$$M_{ser} < M' \text{ donc } A' = 0$$

$$Z = d \times (1 - \alpha r / 3)$$

$$Z = 7.54 \text{ cm}$$

$$A_{ser} = M_{ser} / Z \times \sigma_s$$

$$A_{ser} = 0.254 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser} = A_s - N_{ser} / \sigma_s$$

$$A_{ser} = 0.205 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On remarque que  $A_s > A_{ser}$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{On a : } A_{\min} > 0.23 \times b_0 \times (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} > 0.966 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s > \max (A_s, A_{ser}, A_{\min})$$

$$\text{D'où } A_s > 0.966 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne **4HA6** = 1.13 cm<sup>2</sup>/ml espacée de 25cm

- **L'armature de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 0.2825 \text{ cm}^2$$

On adopte **3HA6** avec un espacement de 15 cm

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_u = 1,5 \text{ kn/ml}$$

$$\tau_u = V_u / b_0 \times d = 1,5 / 1 \times 0,09 = 1,66 \times 10^{-1}$$

$$\tau_u' = \min(0,1 \times f_{c28}, 3 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_u'$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III -4) CALCUL DE LA CONSOLE :

#### 1. Introduction :

La console est constituée d'une dalle pleine encastree dans les poutres. L'épaisseur est conditionnée par :

$$L_1 / 15 < e < 1/20 + 7 \text{ cm} \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq e \leq 19 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de 16cm

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

#### 2. Evaluation des charges :

$$G_1 = 6,1 \text{ kn/m}^2$$

$$Q_1 = 3,5 \text{ kn/m}^2$$

Le calcul peut se faire pour une bande de 1m de largeur

Combinaison des charges :

$$P = 1,35 \times G_1 + 1,5 \times Q_1$$

$$\Rightarrow P_u = 13,48 \text{ kn/m}$$

$$M_{u_{\max}} = 9,8 \text{ kn.m}$$

#### 3. Le Ferrailage :

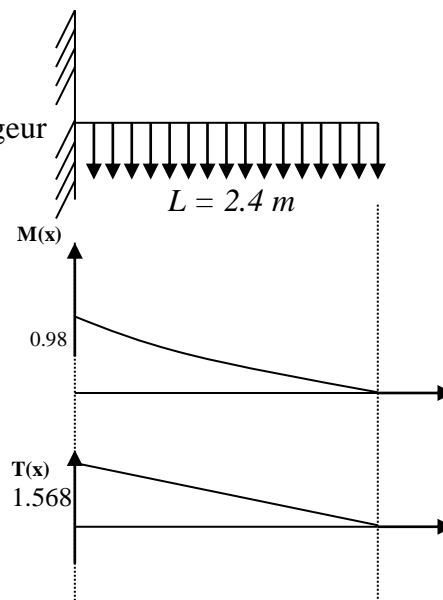


Figure III.4.1 : diagramme de moment et l'effort tranchant

Les données :

$$M_{u_{\max}} = 9,8 \text{ kn.m}$$

$$V_{\max} = 15,68 \text{ kn}$$

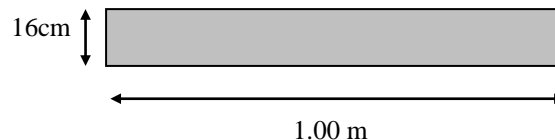
$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Acier TYPE 1 FeE400

Fissuration peu nuisible

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,144 \text{ m}$$



$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,034$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$  Pas d'armatures comprimées.

$\Rightarrow$  Domaine 1,  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$ ,  $\epsilon_s = 10 \text{ }^\circ\text{M}$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0445$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.140\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 2.01\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > \frac{0.23b_o d f_{t28}}{f_e} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$  vérifier donc :

- **Choix des barres :**

**4HA 12** = 4.52 cm

- **Calcul de l'espacement :**

$St > St_{\text{Max}} = \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 9 \text{ cm}.$

On prend  $St = 15 \text{ cm}.$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

**5HA 8** = 2.51 cm<sup>2</sup> espacées de 20 cm.

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier :

$$\tau_u < \tau_u' ; \tau_u = \frac{V_{u_{\max}}}{b_o d}$$

$V_u = R_b = 15,68\text{kn}$

$\tau_u = 15,68 / 0.108 \times 1.25 = 0.116 \text{ Mpa}$

$\tau_u' = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3.26 \text{ MPa}$

$\tau_u < \tau_u'$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification au séisme :**

D'après le RPA99/version 2003 article (6.2.3) ces éléments doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

A : Coefficient d'accélération donnée par le tableau (4.1) pour la zone III et le groupe 2

**A = 0.3**

$C_p$  : Facteur de force horizontale donné par le tableau (6.1) pour l'élément console

**$C_p = 0.8$**

$W_p$  : Poids de l'élément considéré

$W_p = 3,75 \text{ kn/ml}$

D'où

$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.8 \times 3,75 = 1,8 \text{ kn/ml}$

$M_{u_{\max}} = 1,9 \text{ kn.m}$

Le calcul du ferrailage en flexion simple nous donne :

$A_s = 0.55 \text{ cm}^2$

Cela nous donne une nappe inférieure au niveau des appuis

Choix des armatures : **2HA8** /ml

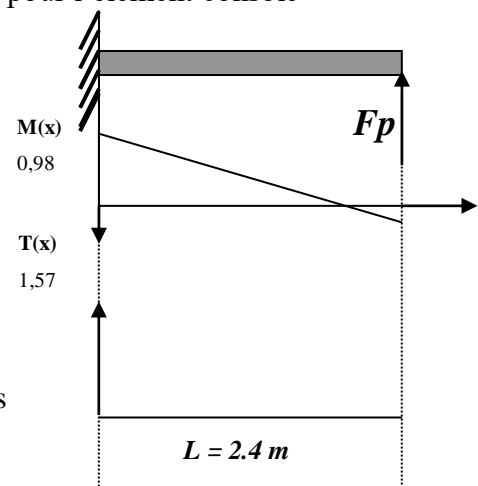


Figure III.4.2:diagramme de moment de balcon

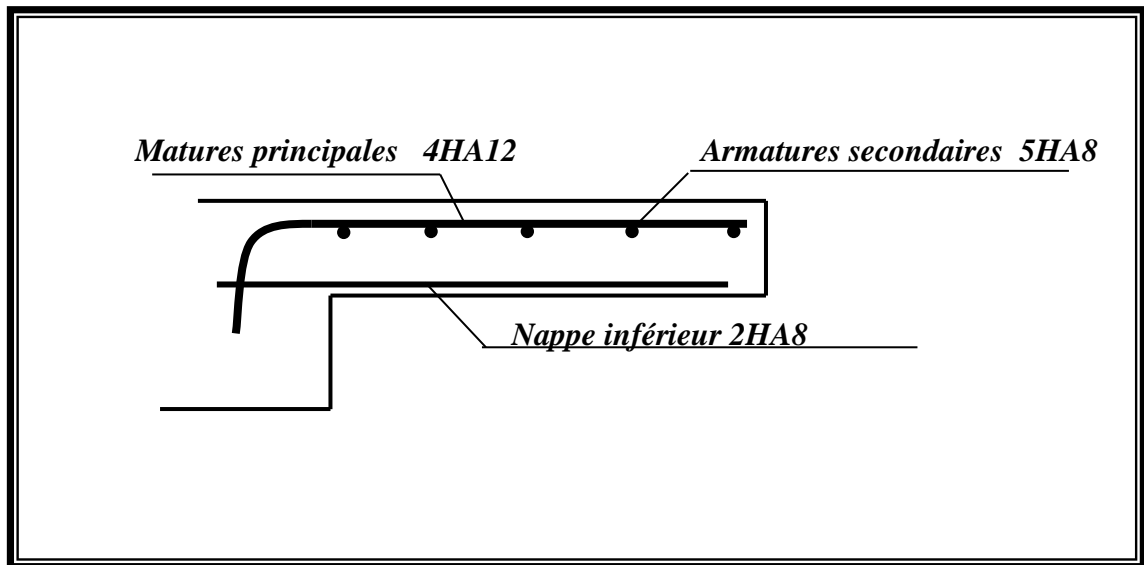


Figure III.4.3: ferrailage de la CONSOLE

### III -5) CALCUL DES PLANCHERS :

#### 1. Introduction :

Les planchers sont en corps creux coulés sur place avec une dalle de compression de 4 cm.

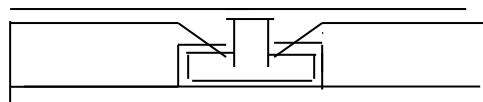
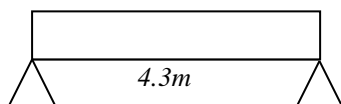
Les entrevous en béton qui servent de coffrage entre les poutrelles sont portés par ces dernières ainsi que les corps creux (hourdis). L'ensemble (poutre +entrevous) forme alors un coffrage mort pour la table de compression. Pour des raisons d'économie du coffrage et pour faciliter l'exécution, on utilisera des poutrelles préfabriquées sur chantier.

#### 2. Calcul des poutrelles :

##### 1ere étape :

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

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton, la poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement (avant durcissement du béton).



Coupe transversale de la poutrelle.

Poids propre =  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0,12 \text{ kn/ml}$

Poids propre du corps creux =  $0.65 \times 0.95 = 0,618 \text{ kn/ml}$

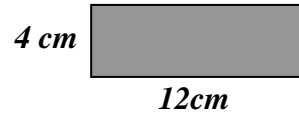
Surcharge d'exploitation :  $0.1 \times 0.65 = 0,65 \text{ kn/ml}$

Combinaison :

$G = 0,738 \text{ kn/ml}$

à L'ELU :  $P_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad P_u = 1,97 \text{ kn/ml}$

à L'ELS :  $P_{ser} = G + Q \quad P_{ser} = 1,39 \text{ kn/ml}$



**Calcul :**

Le moment max :

$$M_{max} = (P_u \times L^2) / 8$$

D'où à l' ELU :

$$M_u = (P_u L^2) / 8 \dots\dots\dots M_u = 4,55 \text{ kn/m}$$

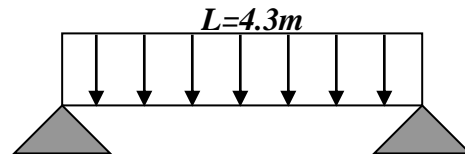


Figure III.5.1:schéma statique de chargement

D'où à l' ELS :

$$M_{ser} = P_{ser} L / 8 \dots\dots\dots M_{ser} = 3,21 \text{ kn/m}$$

L'effort tranchant maximal est donné par:

$$T_{umax} = P_u \cdot L / 2 = 4,23 \text{ kn}$$

$$T_{ser max} = P_{ser} \cdot L / 2 = 2,98 \text{ kn}$$

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'E.L.U, car la fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

• **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures se fera en **flexion simple** :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 2.259$$

$$\rho = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.418$$

$$\mu_c = 0.306$$

$\mu > \mu_c$  d'où les armatures comprimées sont nécessaires afin d'équilibrer le moment M de la section d'armature, mais on est limité par le coffrage du béton ( $12 \times 4 \text{ cm}^2$ ). Il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant durcissement de la table de compression.

Les étais seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu < \mu_c$$

$$\frac{M_u}{0,12 \times (0,036)^2 \times 14.17} < \mu_c$$

$$M_u < 0,12 \times (0,036)^2 \times 14.17 \times 10^3 \cdot \mu_c$$

$$M_u = \frac{ql^2}{8} < 0.674$$

$$L < \sqrt{\frac{8 \times 0.674}{q}}$$

$$L < 1.654 \text{ m}$$

Donc on prévoit des étais espacés de 1.4m

**2ème Etape :**

• **Hypothèses de calcul :**

1. les éléments étudiés sont des poutres ou des poutrelles supportant des planches à charge d'exploitation modérée.



2. La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente (g) et à 5kN/m<sup>2</sup>
3. La section transversale de la poutre reste constante sur toutes les travées.
4. Les portées consécutives ( $L_i, L_{i+1}$ )  $\forall i$  ont un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :  $0,8 < L_i / L_{i+1} < 1,25$
5. La fissuration est peu nuisible.

Pour notre cas on a :

1. La première condition qui est vérifiée.
2. La deuxième condition qui est vérifiée.
3. La section transversale est constante pour toutes les travées.
4. Les portées sont tel que :  $0,8 < l_i / l_{i+1} < 1,25$  pour  $L_i = 3.95$  m et  $L_{i+1} = 3.95$  m  
 $L_i / L_{i+1} = 0.8$  (condition non vérifiée).

Donc on adoptera pour le calcul des poutrelles, la méthode dite : Méthode des trois moments.

• **Calcul des moments fléchissant –effort tranchant des poutrelles :**

Après le coulage de la table de compression, les poutrelles supportent des planchers à charges d'exploitations modérées.

**Tableau III -5-1 :les charges appliquées**

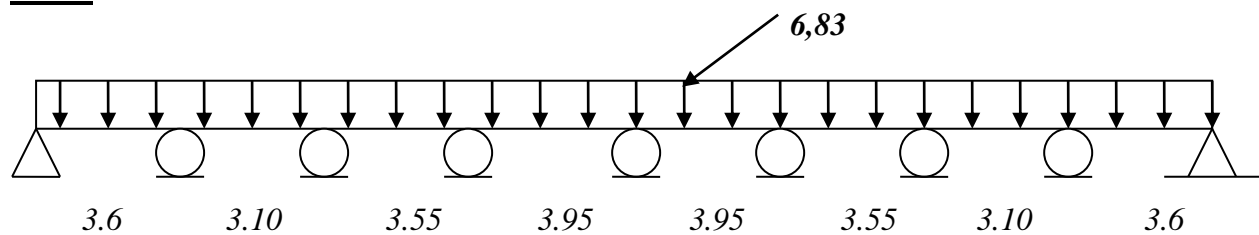
Plancher	G (kn/ml)	Q (kn/ml)	P <sub>u</sub> (kn/ml)	P <sub>ser</sub> (kn/ml)
Terrasse inaccessible	4,34	0,65	6,83	4,99
Etage courant	3,36	0,97	5,72	4,13
RDC	3,16	1,62	6,69	4,78

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

P<sub>u</sub> = 6,83 kn/ml.

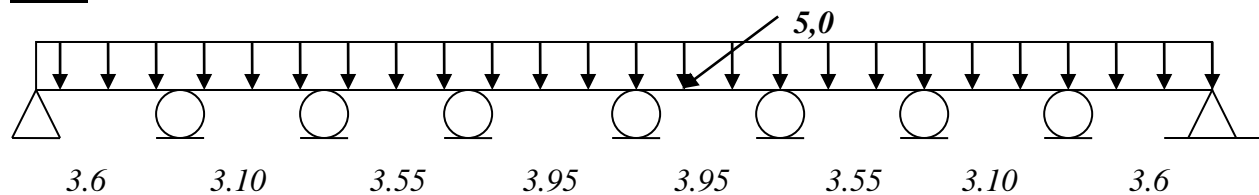
P<sub>s</sub> = 4,99 kn/ml.

**ELU :**



**Figure.III5.2: schéma statique de chargement a ELU**

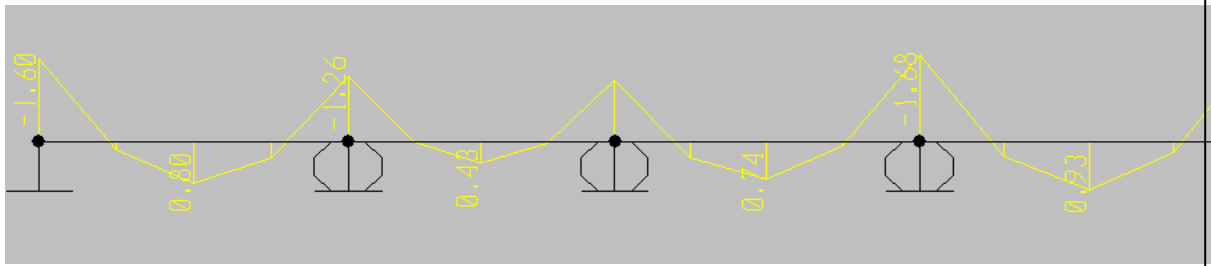
**ELS :**



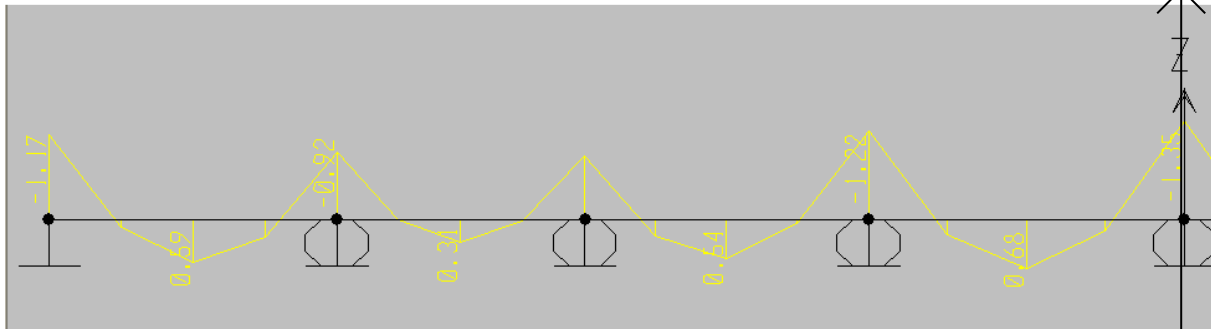
**FigureII.5.3 : schéma statique de chargement a ELS.**

Pour la détermination des moments (ELU, ELS) et de l'effort tranchant on utilisera logiciel EOSTAT

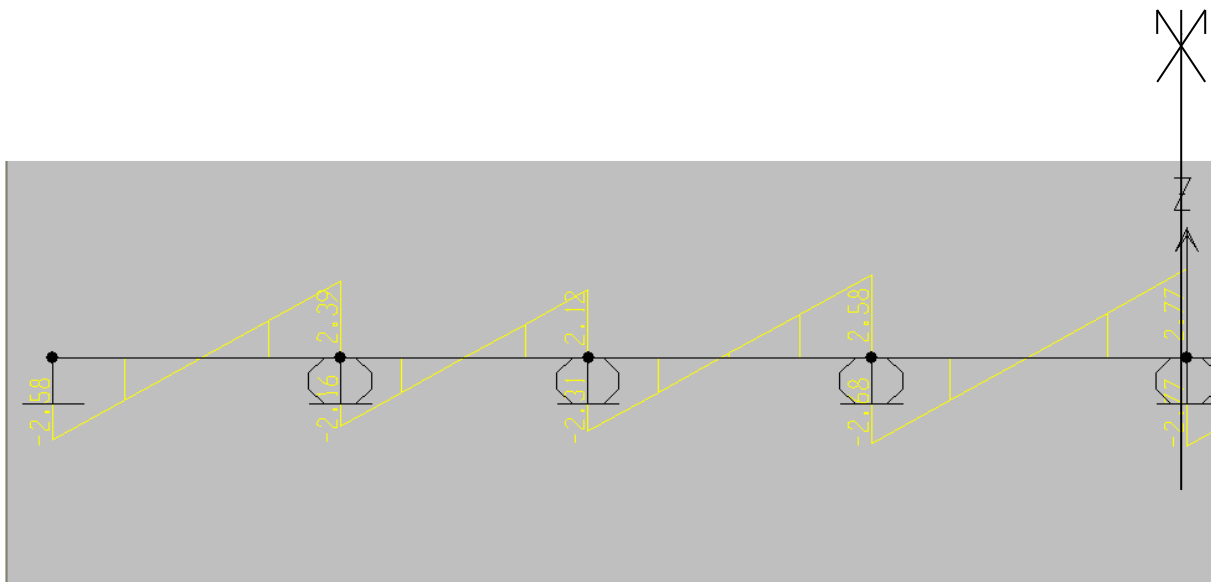
Les diagrammes obtenus sont comme suit:



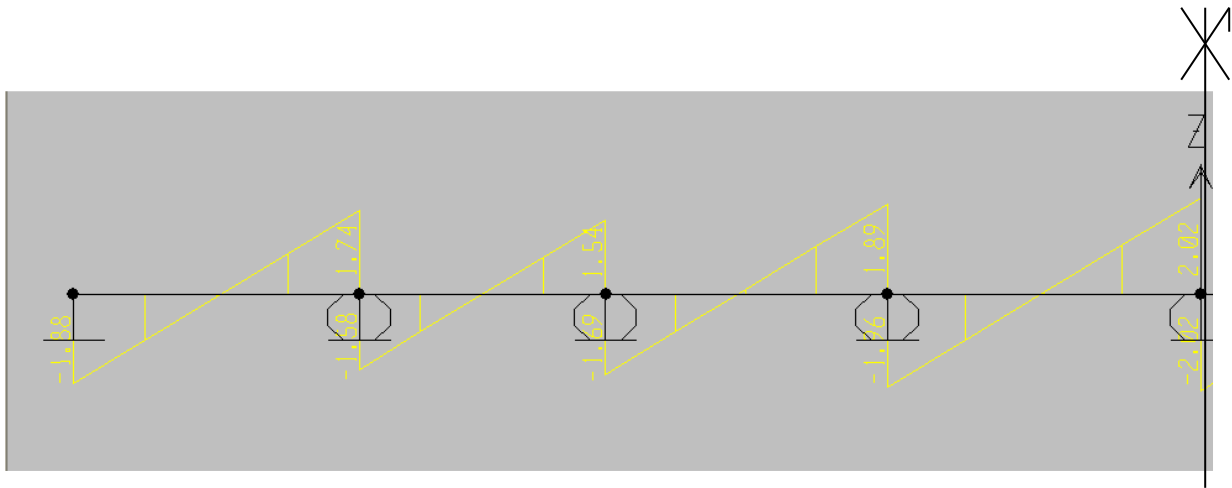
*Diagramme des moments à l'E.L.U:*



*Diagramme des moments à l'E.L.S:*



*Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U:*



**Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S**

Les résultat obtenue du logiciel sap2000 sont donner en tonne pour les convertir en kn on multiplie  $\times 10^{-1}$

Les résultats sont résumés dans le tableau récapitulatif ci-après

**Tableau récapitulatif :**

9 appuis 8 travées

**Tableau III-5-2: les moments et les efforts tranchants**

Appui		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	$M_U$ (kn.m)	-16	-12,6	-11	-16,8	-18,5	-16,8	-11	-12,6	-16
ELU	$M_U$ (travée)		8	<b>04,8</b>	7,4	9,3	9,3	7,4	4,8	8
	$T_G$ (kn)	0	23,9	21,2	25,8	27,7	25,8	21,2	23,9	25,8
	$T_D$ (kn)	-25,8	-21,6	-23,1	-25,8	-27,7	-25,8	-21,2	-23,9	0
ELS	$M_{ser}$	-11,7	-09,2	-8,5	-12,7	-13,5	-12,7	-8,5	-9,2	-11,7
	$M_{ser}$ (Travée)		5,9	3,1	5,4	6,8	6,8	5,4	3,1	5,9

**3. Ferrailage des poutrelles :**

En travée :

$M_{max} = 9,31$  (KN.m)

$M_t = bh_0 \cdot f_{bc} (d-h_0 / 2)$

$b = 0,65m$  ,  $h_0 = 0,04m$

$h = 0,2m$

$d = 0,9 h = 0,18m$  ,  $f_{bc} = 14,17Mpa$

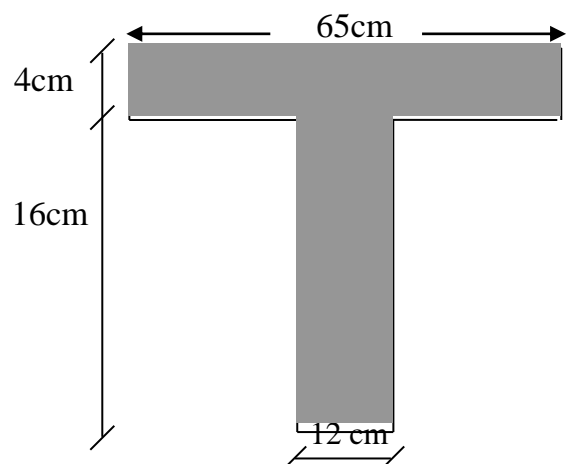
$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 (0,18-0,02) = 59$  (KN.m)

$M_{max} < M_t$  donc on est ramené à l'étude d'une

Section rectangulaire.

$S = (b.h) = 65 \times 20 \text{ cm}^2$ .

**Figure III.5.2 : coupe transversale de poutrelle**



$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.031$$

$$\mu < \mu_c$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.039$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.177 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA10 (1.57cm<sup>2</sup>)

Avec une armature de réparations de :

$$2\text{HA } 10(1,57 \text{ cm}^2)$$

### Sur appuis :

$$M_{U \max} = 10,1 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,65, 0, 04, 14, 17 (0,18-0,02) = 59 \text{ KN.m}$$

$M_{U \max} < M_t \Rightarrow$  on fait le calcul pour la même section rectangulaire (65.20cm<sup>2</sup>)

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.033$$

$$\mu_c = 0.29 \quad ; \quad \mu < \mu_c \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.041$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.177 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s} = 1.83 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{On prend } 2\phi 12 (2.26 \text{ cm}^2)$$

Avec une armature de réparation de : 2HA 10(1,13 cm<sup>2</sup>)

### Armature transversale :

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \quad \text{Avec } b_0 = 12 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}, V_U = 17,70 \text{ Kn} = 1770 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow \tau_U = \frac{1770}{(12 \times 18)} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}, 4\text{Ma}) = \min(3.25, 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_U < \bar{\tau} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Pour l'espacement ainsi que la section d'acier on a :

$$\frac{A_t}{B_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_U - 0.3f_{ijk}}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Puisque on a des armatures droites  $\Rightarrow \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\cos \alpha + \sin \alpha) = 1$

Avec reprise du bétonnage  $\Rightarrow K = 0$

$$\frac{A_t}{B_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_U}{0.8 \times f_e} \text{ On choisit : } A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \text{ et on calcule } S_t.$$

$F_{ct24} = 235 \text{ MPa}$ .  $\tau_u = 0.711 \text{ MPa}$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{\tau_U \times b_0} = \frac{0.8 \times 0.57 \times 235 \times 10^{-4}}{0.711 \times 0.12} = 0.125 \text{ m} \Rightarrow S_t \leq 12.5 \text{ cm}$$

On a aussi,  $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 0.162 \text{ m}$  soit  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- **Vérification de la condition de non fragilité (Art.A.U.2 du BAEL83) :**

$$A_s \geq \frac{0.23 \times b_0 d \times F_{t28}}{f_e}$$

- **en travée :**

$$\frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **sur appui :**

$$A_s = 0.26 \text{ cm}^2 < 2.26 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

#### **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

1-appuis de rive :  $V_u < \bar{V}_u$

$$V_u = 1536 \text{ kg}$$

$$\bar{V}_u = 1,536 \times 0.9 \cdot d \times b_0 \times f_{c28} = 1.536 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \times 25 = 746 \text{ KN}$$

$$V_u = 15,36 < \bar{V}_u \quad (\text{condition vérifiée}).$$

#### **Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :**

$$\bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$= 0.628 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Vérification de la flèche :

$$f = M_{\max} \cdot L^2 / 9.6 \cdot E \cdot I$$

Avec :  $I = (b \cdot h_0^3 / 12) + b \cdot h \cdot \delta^2$  (Théorème de hygens).

- **Calcul du moment d'inertie de la section totale :**

$$I = (b h_0^3 / 12) + (b h_0) \times (G_1 G_0)^2 + (b_0 h^3 / 12) + (h b_0) \times (G_2 G)^2$$

$$I = (0.65 \times 0.04^3) / 12 + (0.65 \times 0.04 \times 0.039^2) + (0.12 \times 0.16^3 / 12) + (0.12 \times 0.16 \times 0.066^2)$$

$$I = 1.676 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 11696.07 \text{ Mpa}$$

$$M_{\max} = q L^2 / 8 = (0.935 \times 4.7^2) / 8 = 25,81 \text{ kn.m}$$

$$M_{\max} = 25,81 \text{ KN.m}$$

Calcul de f :

$$f = 25.81 \times 4.7^2 / 9.6 \times 11696.07 \times 1.676 \cdot 10^{-4} = 3.02 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$f \leq L / 500 = 4.7 / 500 = 0.0094$$

$$f = 3.02 \times 10^{-5} < f \leq 0.0094 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

#### **4. Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations. Le ferrailage est en treilles soudés (BAEL 83 B.6.8.4).

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.

- Les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68. 423. BAEL83)

Comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures  
(A en :  $\text{cm}^2$  pour mètre de nervures).

Si : L (: Écartement entre axe des nervures)  $\leq 50$  cm

$$\Rightarrow A > 200/f_e.$$

Si :  $50 \leq L \leq 80$

$$\Rightarrow A = 40.L / f_e. \quad (\text{Avec } L \text{ en cm})$$

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à (A /2)

Pour notre cas : On a une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Soit :

L : écartement entre nervures = 65 cm.

$f_e$  : 5000 bars pour tous les diamètres.

D'ou :  $A_{per} = 40 \times 0.65 / 5000 = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$$A_{por} = A_{per} / 2 = 0.26 \text{ cm}^2$$

## ***IV -ETUDE SISMIQUE***

### **IV .1- Introduction :**

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (Tsunami)

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

### **IV .2- Présentation des différentes 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.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

#### **a- Méthode statique équivalente :**

##### **a.1- 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.

##### **a.2- 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.

##### **a.3- 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.

#### **b- Méthode d'analyse modale spectrale:**

##### **b.1- 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.

##### **b.2- 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.

#### **a-3 Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

### **c- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

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 au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

### **3- Choix de la méthode de calcul :**

Critères de classification par RPA 99 et l'addenda 2003 :

#### **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 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 :

Alger se situe dans une zone de sismicité élevée '**ZONE III**'.

#### **Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur 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.

Bâtiment d'habitation collective et a usage de bureau dont la hauteur dépasse 48m  
Donc : '**Groupe1B**'. .... (Article 3.2 Du RPA99/V2003).

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ( $H=52.68m > 10m$ )

### **4- La modélisation de la structure :**

La structure étudiée présente une irrégularité 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)

L'analyse se fera pour la conceptions choisies au chapitreIV à laide du logiciel **ETABS**.



#### 4.1- Présentation du logiciel ‘ ETABS’ :

Le ‘ETABS’ est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d’ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques, développé en Californie (U.S.A)

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l’élasticité linéaire pour la version qu’on utilise.

##### -concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d’éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d’une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d’éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l’élément. La relation liant la force nodale [F] au déplacement [δ] peut être dérivée sur la base de principe de l’énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité [K] de l’élément. Un système d’équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l’équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

#### 4.2- Définition du spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A (1+T/T_1 (2,5\eta Q/R-1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A)(Q/R)(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A)(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3}(Q/R) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : coefficient d’accélération de zone

$\eta$  : coefficient de correction d’amortissement

Q : facteur de qualité.

$T_1$  ;  $T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

##### a- Classification du site :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- Catégorie  $S_1$  (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d’onde de cisaillement ( $V_s$ )  $\geq 800$  m/s.

- Catégorie  $S_2$  (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et /ou d’argile sur consolidée sur 10 à 20 m d’épaisseur avec  $V_s \geq 400$  m/s

- Catégorie S<sub>3</sub> (site meuble) :  
Dépôts de sables et de graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec  $V_s \geq 200$  m/s à partir de 10 m de profondeur.
- Catégorie S<sub>4</sub> (site très meuble) :  
Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec  $V_s < 200$  m/s dans les premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec  $V_s < 200$  m/s dans les 20 premiers mètres.

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétrömètre statique, STP, prèssiömètre...) peuvent être utilisés pour classer un site selon le tableau suivant :

**Tab. IV. 4.1 : Classification de site.**

catégorie	Description	q <sub>c</sub> (Mpa)	N	P <sub>1</sub> (Mpa)	E <sub>p</sub> (Mpa)	q <sub>u</sub> (Mpa)	V <sub>s</sub> (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

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence  
D'un sol meuble.

Donc **catégorie S<sub>3</sub>**.

#### 4.3. Calcul de l'action sismique :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{array} \right. \quad A = 0.3 \text{ (Tab 4.1 Art 4.2.3) De le RPA99/V2003}$$

$$A = 0.30$$

#### B- Coefficient de comportement R :

**-1<sup>ère</sup> variante et 2<sup>ème</sup> variante :** (contreventée par voile et portique.)

Le système de contreventement est assuré exclusivement par lles voiles et les portiques.

$$R = 5$$

#### e- Facteur de qualité Q :

- Q : est le facteur de qualité et on fonction de :
  - La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
  - La régularité en plan et en élévation.

- La qualité de contrôle de la construction
- La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

**Tab. IV.4.2 : Valeurs du coefficient Q.**

	Variante étudié
Condition minimales sur les files de contreventement	Non observée
Redondance en plan	Non observée
Régularité en plan	Non observée
Régularité en élévation	Observée
Control de la qualité des matériaux	Observée
Control de la qualité d'exécution	Observée
	$1 + \sum P_q = 1.20$

**D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

$T_2 = 0.5 \text{ sec}$  : **site meuble(s<sub>3</sub>)** (tab 4.7 art 4.2.3 de le RPA99/V2003)

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

Où  $\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10 \%$  pour un contreventement par voiles.

$\eta = 0.750$

**Calcul de la période fondamentale par la formule empirique :**

**1<sup>ère</sup> cas :**

$$T = C_T h_n^{3/4} \quad (4.6)$$

$h_n$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_n = 52.68 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 dans l'article (4.2.4) du RPA99 /version 2003.

On a : contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé

$$C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \cdot (52.68)^{3/4} = \mathbf{0,97 \text{ s}}$$

$$\mathbf{2^{\text{ème}} \text{ cas}} \quad T' = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

Où :

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T'_x = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L_x}} = 0.88 \text{ s} \quad \text{avec : } L_x = 28.7 \text{ m}$$

$$T'_y = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L_y}} = 1.061 \text{ s} \quad \text{avec : } L_y = 19.95 \text{ m}$$

Dans ce cas de figure, il y lieu de retenir dans chaque direction considéré la plus petite des deux valeur donnée respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T_{\text{empirique}} = \min(T, T') \rightarrow \mathbf{T_x = 0.885 \text{ s}}$$

$$\mathbf{T_y = 0.971 \text{ s}}$$

$$\mathbf{1,3 T_x = 1,15 \text{ s}}$$

$$\mathbf{1,3 T_y = 1,26 \text{ s}}$$

$$T_2 \leq T_x = 0.88 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T_y = 0.971 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} = 1.25$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} = 0.97$$

**D - Poids de la structure existante :**

➤ W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum W_i$$

**Avec :**

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coef de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, ( le bâtiment à usage d'habitation)  $\beta = 0,20$  .

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{gi} + 0,2 W_{Qi}$

**Calcul de W.**

On résume le calcul manuel dans le tableau récapitulatif suivant :

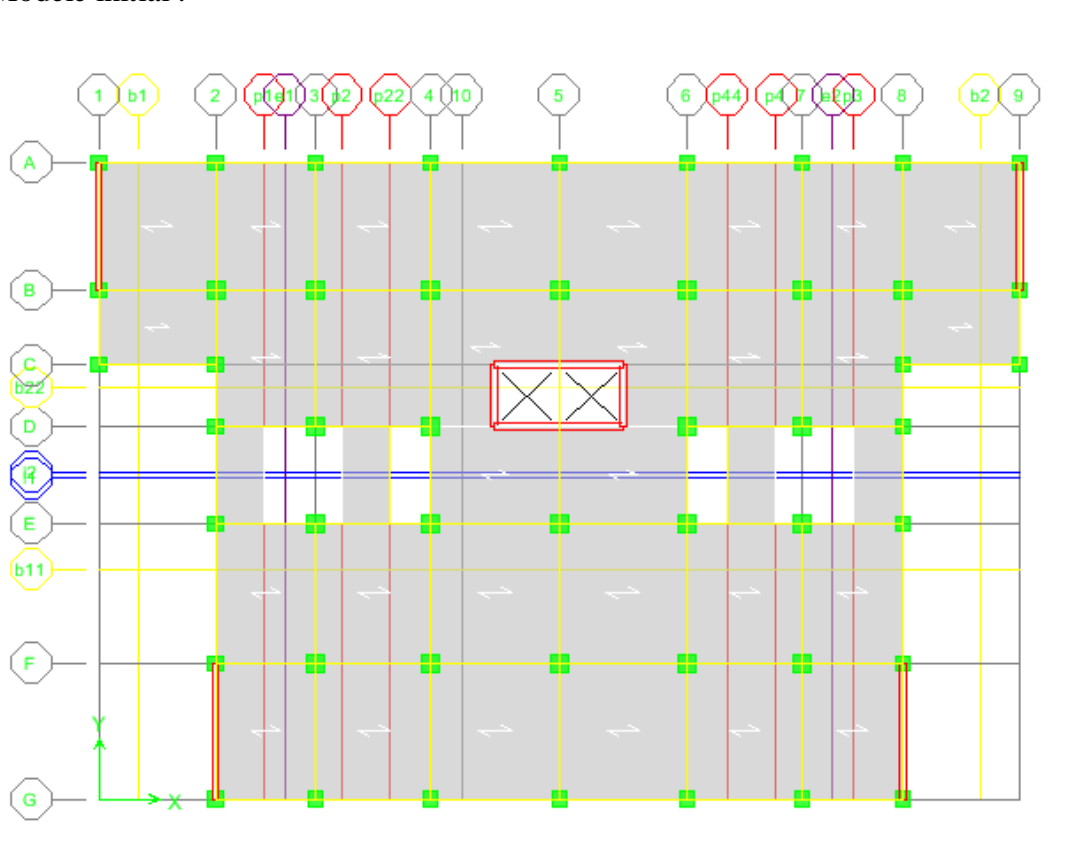
Calcul de W.

**POIDS TOTAL W=118369kn**

Vérification des déplacements inter étage

Résultats de l'analyse dynamique par ETABS.

Modèle initial :



**FigureIV.3.1 :Model initial**

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

-une periode fondamentale :  $T = 1.90$  sec

-La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9<sup>ème</sup> mode

**Tab IV.4.3 :Participation massique du modèle initial**

Mode	periode	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	2.025	59.2365	6.5448	0	60.3655	6.3658	0
2	1.456	5.6581	60.3265	0	65.2332	64.658	0
3	1.0965	0.0045	0.0245	0	65.3216	69.648	0
4	0.6895	15.3265	1.3669	0	69.3658	71.658	0
5	0.4569	8.3265	20.2165	0	75.3265	75.487	0
6	0.25469	5.0325	35.2101	0	78.6984	78.658	0
7	0.24658	0.3265	15.254	0	85.3265	85.658	0
8	0.1536	4.2158	0.1568	0	90.6585	86.658	0

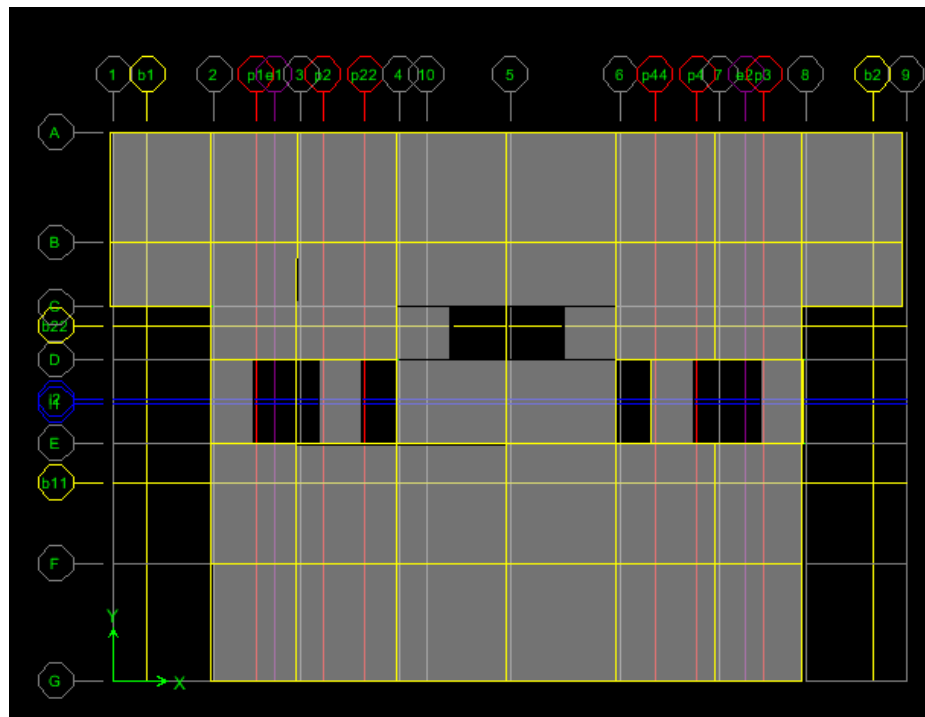


Figure IV.3.2 :Mode 1 : translation x-x

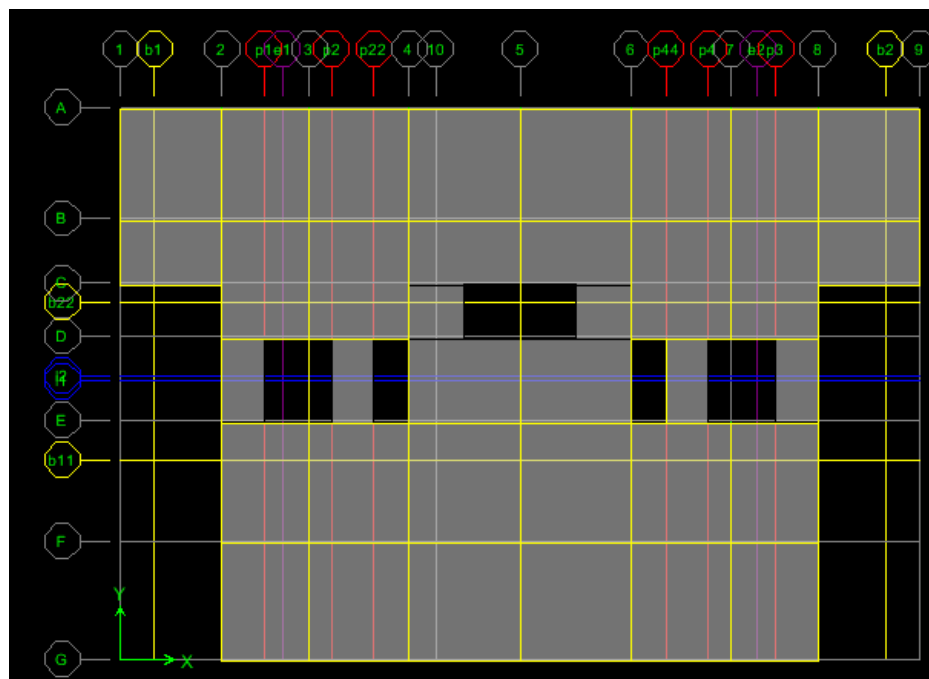


Figure IV.3.3 :Mode2 : translation y-y

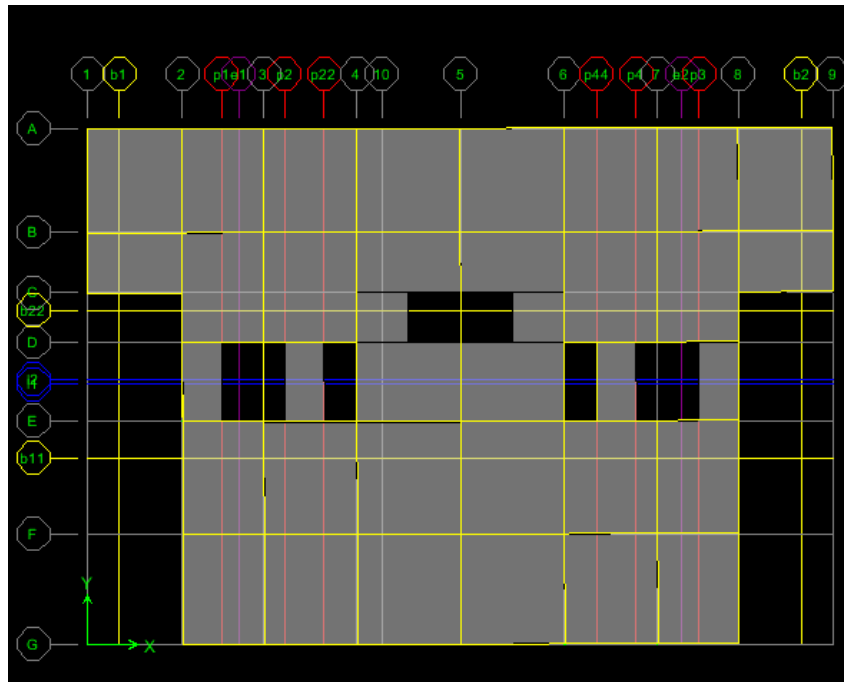


Figure IV.3.4 :Mode 3 rotation z-z

Résultats de L'analyse de la 2<sup>eme</sup> variante aménagée):

4. La nouvelle disposition des voiles ;

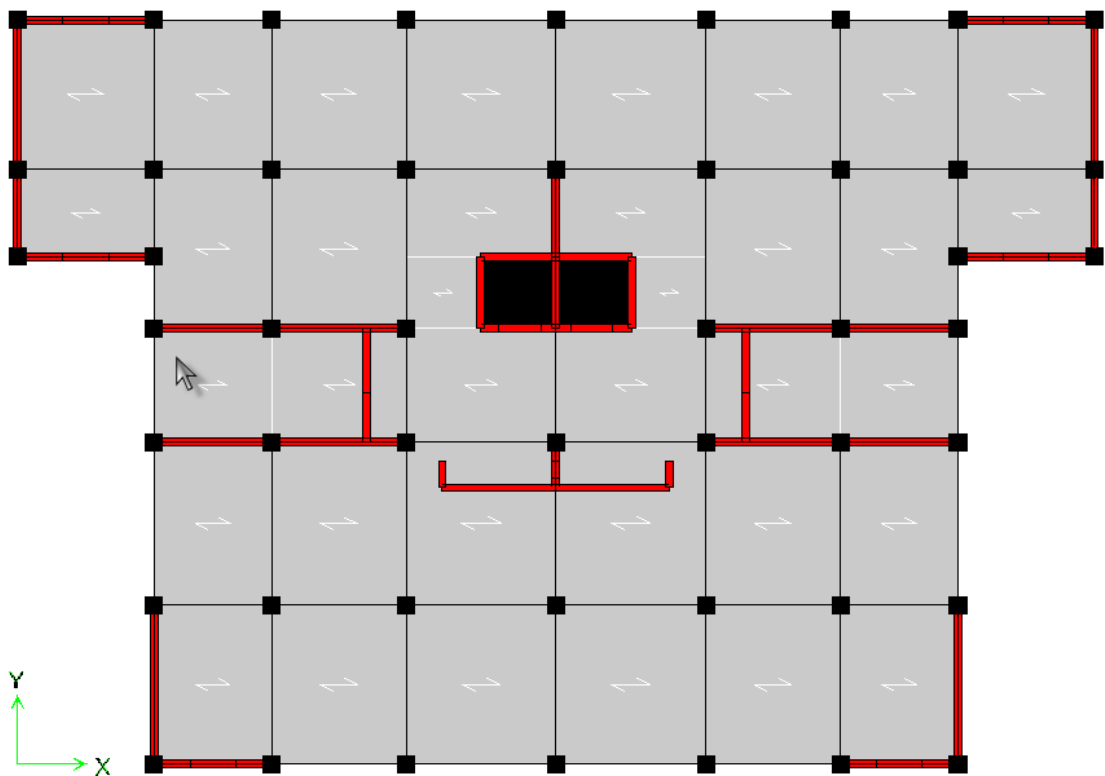


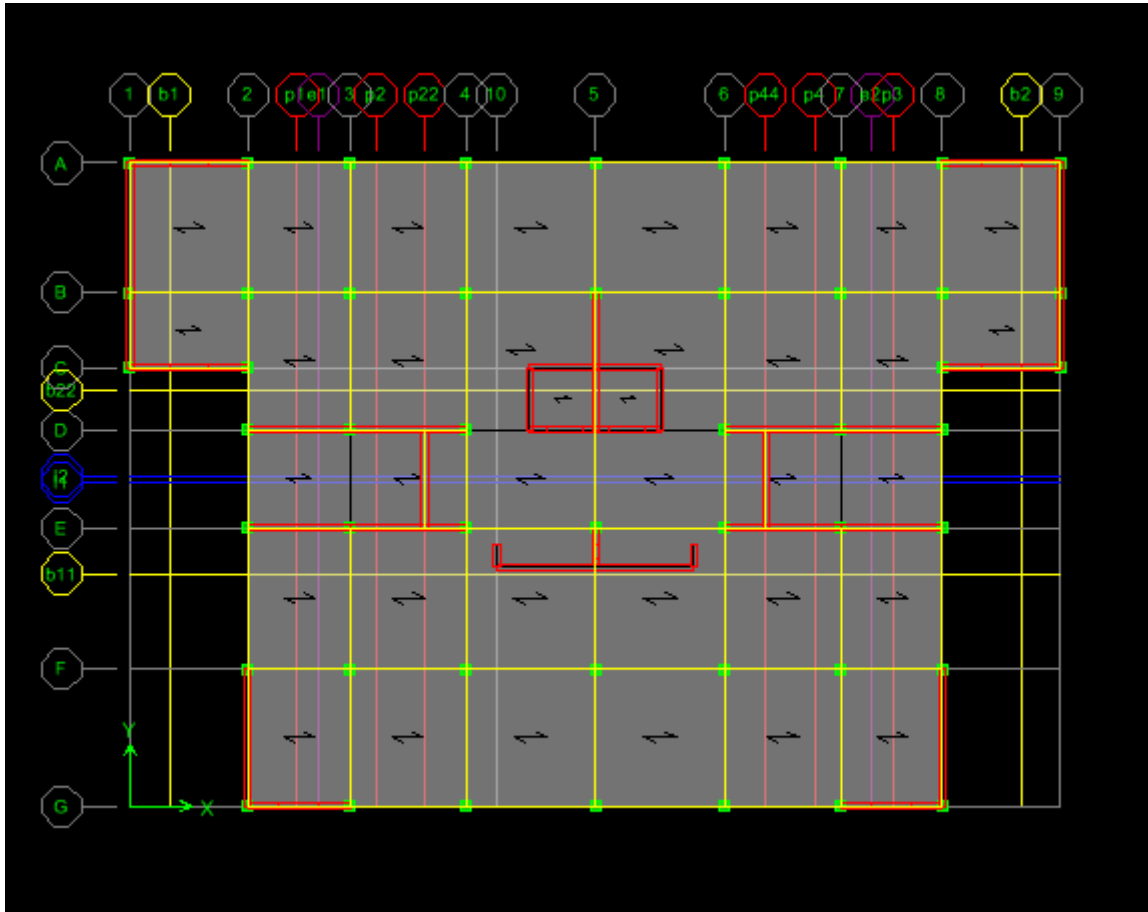
Figure IV.4.1 variante proposée





**POIDS TOTAL  $W=118369\text{kn}$**

Vérification des déplacements inter étage Résultats de l'analyse dynamique par ETABS.



**Figure IV.4.1 :Model proposé**

Caractéristique dynamique propre du model

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

-Une période fondamentale :  $T=0.6925$  sec

- Le 1<sup>er</sup> mode mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- le 2<sup>eme</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 3<sup>eme</sup> mode est un mode de rotation.

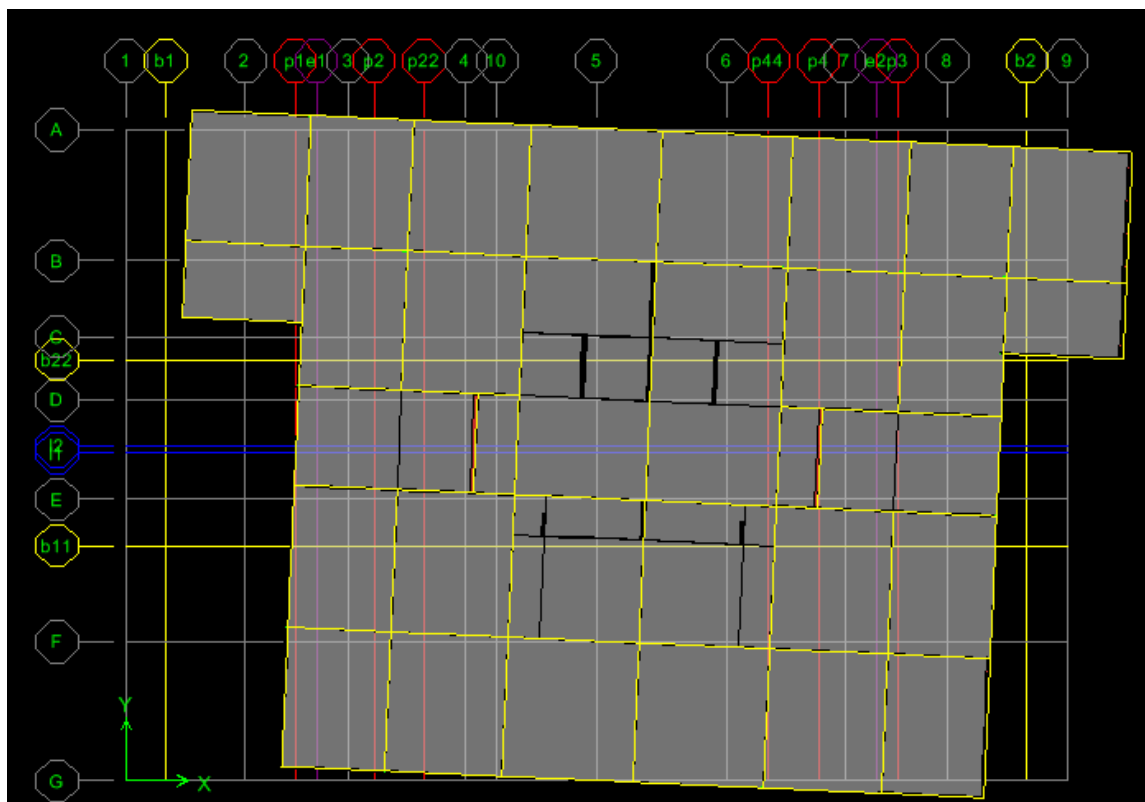


Figure IV.4.2 :Mode 1 translation x-x

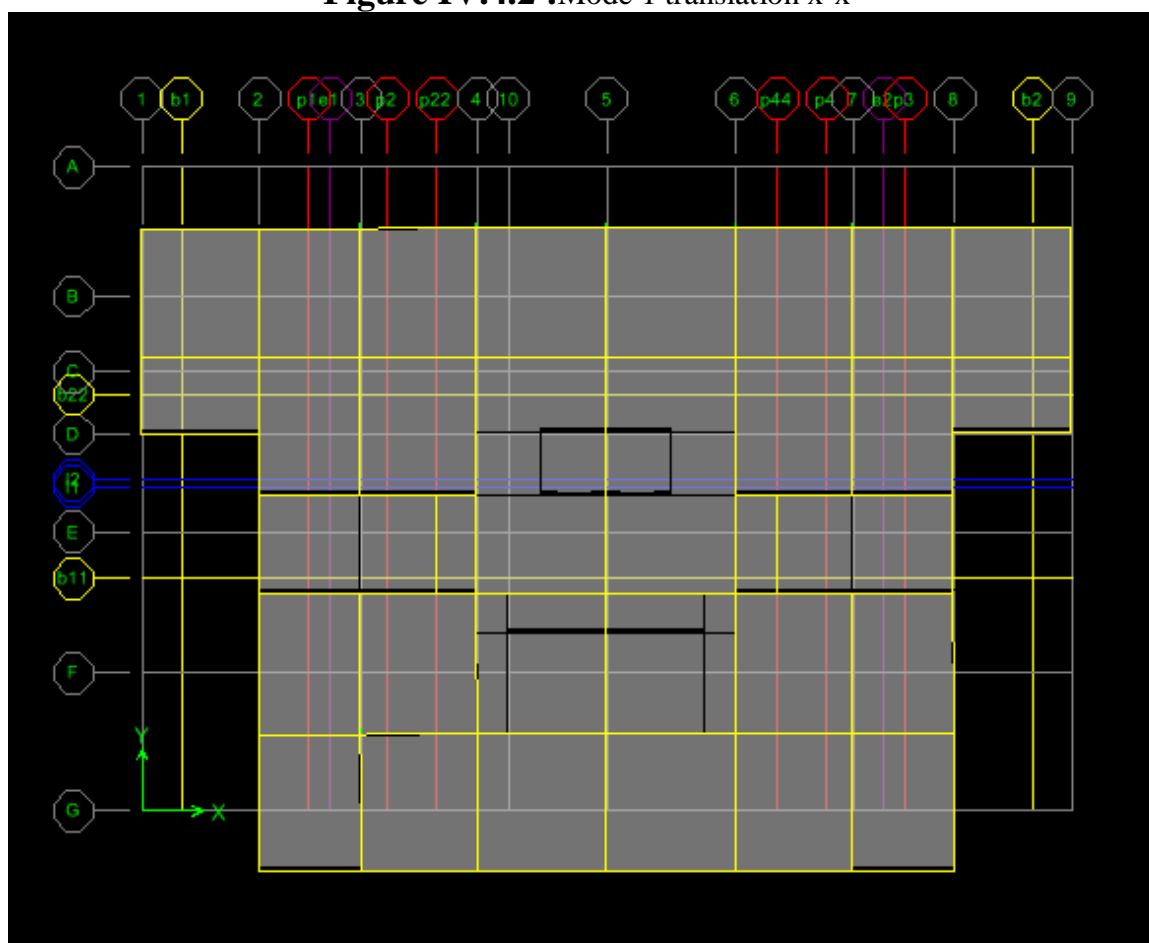


Figure IV.4.3 Mode 2 translation y-y

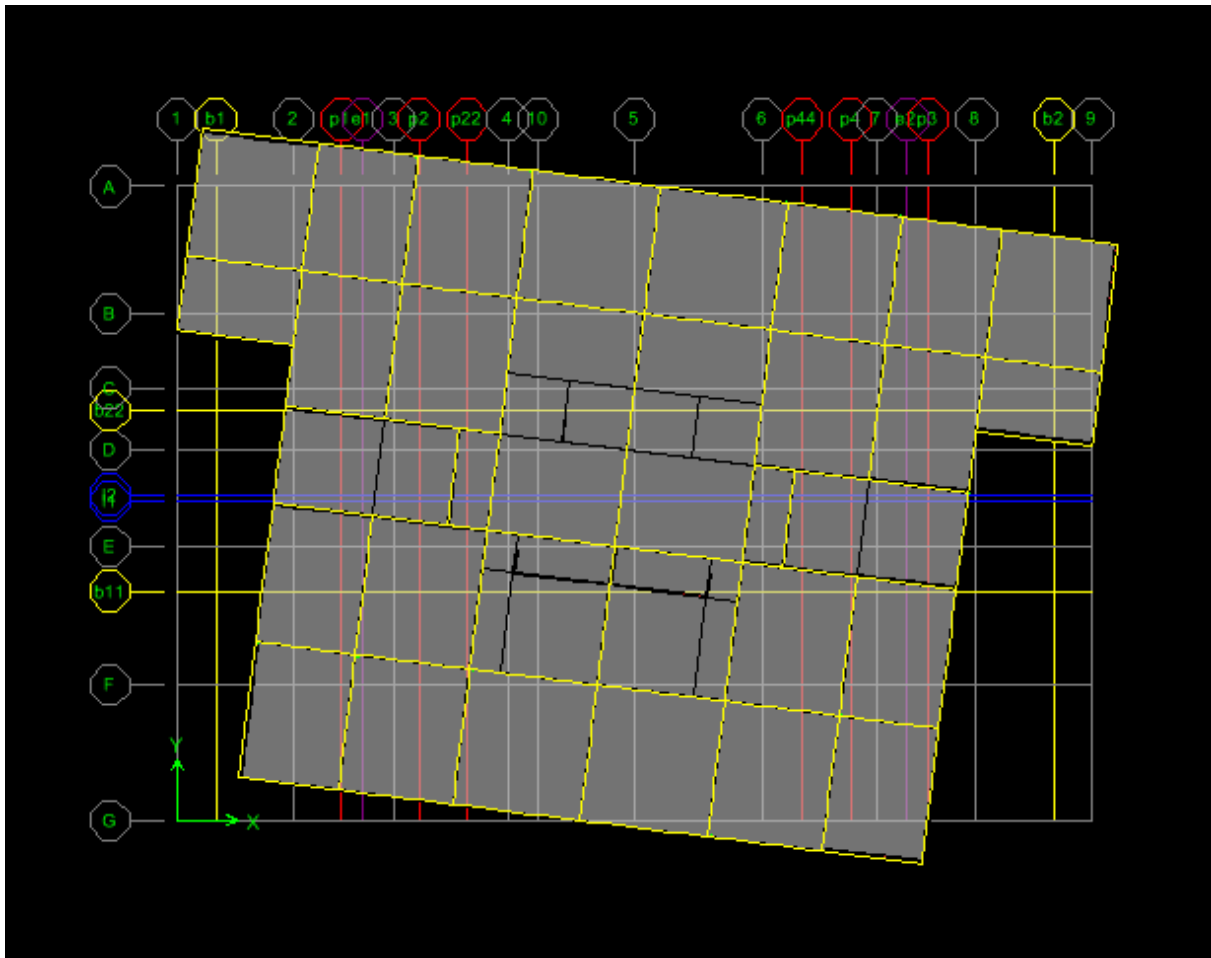


Figure IV.4.4 : Mode 3 : rotation suivant z-z

Tab. IV.4.1 : Valeurs des facteurs des participations pour la variante proposée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	cumUX	cumUY	cumUZ
1	0,6925	0.00850564	67.07431	0	0.00850564	67.07431	0
2	0,6744	62.81799	0.00895233	0	62.8265	67.08326	0
3	0,5365	2.324606	0.00013383	0	65.15111	67.0834	0
4	0,1726	4.4447E-05	18.34914	0	65.15115	85.43253	0
5	0,1631	18.89084	1.079E-05	0	84.04198	85.43254	0
6	0,1350	0.2595259	0.00011509	0	84.30151	85.43266	0
7	0,0788	6.0653E-06	6.717906	0	84.30151	92.15056	0
8	0,0706	7.347104	8.8828E-06	0	91.64862	92.15057	0
9	0,0617	0.09093092	0.00012703	0	91.73955	92.1507	0
10	0,0482	1.3982E-06	3.270818	0	91.73956	95.42152	0
11	0,0418	3.578146	2.261E-06	0	95.3177	95.42152	0
12	0,0381	0.06426089	0.01177291	0	95.38196	95.43329	0

La période fondamentale  $T_{num}=1.03 \text{ s} < 1.3 \times 0.88 = 1.15 \text{ s}$   
 Donc la variante proposé vérifier la condition.

-variante proposée :

- $T_{fond}$  faible.
- Plus simple à réaliser.

*La variante proposé reste la plus convaincante au niveau du comportement dynamique et du point de vue architectural. Donc on va continuer le calcul qu'avec la deuxième variante*

#### d. Justification d'interaction portique voiles

*D'après l'art 3.4 du RPA 99 version 2003*, il faut que :

a/ Les voiles reprennent au plus 20% des charges verticales.

b/ Les portique reprennent au moins 25% d'effort tranchant d'étage.

- Pour vérifier la condition "a", nous faisons une comparaison entre la surface revenant aux voiles et la surface totale des planchers qui transmettent les charges verticales vers les éléments porteurs. Le tableau c'est après résume les calculs.

*Tableau VII-5.1: pourcentage des charges verticales reprises par les voiles*

Niveau	$S_v$ surface revenant aux voiles ( $m^2$ )	$S_t$ surface totale( $m^2$ )	Pourcentage de $S_v$ par rapport à $S_t$
RDC	138,012	499.36	27,64%
EC	102,42	499.36	20,2%
TERRASSE	102,42	532	19,25%

Nous constatons que  $(S_v/S_t)$  ne dépasse pas 28%, donc la condition n'est pas vérifiée.

- Le tableau suivant nous donne le pourcentage des efforts tranchants repris par les portiques par rapport aux efforts tranchants d'étage.

▪

#### 5.2- L'effort sismique dynamique à la base:

La résultante des forces à la base  $F$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalents  $V$ .(RPA99.articlé 4-3-6)

**Les forces sont données en (KN) et les moments en (KN.m)**

- Le spectre appliqué dans le sens x :

Spec	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	8163.001	26.13383	0	893.4862	259854.1	88170.2

- Le spectre appliqué dans le sens y :

Spec	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY	26.13383	8245.292	0	265728.6	916.9751	117105.5

$$V=A.D.Q.W/R$$

$$A=0,3$$

Q=1, 2

R=5

D= 1, 25

$V_x = 10570,7 \text{kn}$

$V_y = 9758,88 \text{kn}$

$V_x = 10165,5 \text{kn} \Rightarrow 0.8V_x = 8132,40 \text{kn}$

$V_y = 9755,8 \text{kn} \Rightarrow 0.8V_y = 7807,10 \text{kn}$

$F_x = 8163.001 \text{KN.}$

$F_y = 8245.29 \text{KN.}$

Donc:

$F_x > 0,8.V_x$

$F_y > 0,8.V_y$

**La condition est vérifiée.**

### 5.3- Vérification au renversement :

Mr : moment renversant obtenu directement de l'analyse via le 'ETABS'.

Ms : moment stabilisant.

$M_s = W.L/2$

W= poids du bâtiment.

- **SENS LONGITUDINAL** : (dans le sens des X)

$M_r = 162083,25 \text{KN.m}$

$M_s = 1529810.045 \text{KN.m}$

$M_s/M_r = 9,40 > 1,5 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

- **SENS TRANSVERSAL** : (dans le sens des Y).

$M_r = 112667.62 \text{KN.m}$

$M_s = 1063404.82 \text{KN.m}$

$M_s/M_r = 9,438 > 1,5 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

### 5.4- Justification de la sécurité vis à vis des déformations et de l'effet P-Δ :

#### a. Vérification des déplacements latéraux inters étage.

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:  $\bar{\Delta} = 0.01h_e$ : le déplacement relatif admissible.

$h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

$$\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

Où ;  $\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$  et  $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

$\Delta_{ex}^k$ : Correspond au déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1** dans le sens x (de la même manière on obtient  $\Delta_{ey}^k$ ).

$\delta_{ex}^k$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau **k** dans le sens x (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient  $\delta_{ey}^k$ ).

R : Est le coefficient de comportement.

**TabIV.4.2 : Valeurs des déformations calculées et admissibles.**

étage	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$	1% H ( $\bar{\Delta}$ )	vérification
17	0.0341271	0.03591268	$3.60 \times 10^{-02}$	OK
16	0.0319247	0.03586495	$3.60 \times 10^{-02}$	OK
15	0.0297223	0.03361722	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
14	0.02748047	0.03001397	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
13	0.02520406	0.02892789	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
12	0.02290589	0.02648637	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
11	0.02059113	0.02399553	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
10	0.01827521	0.02147221	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
9	0.015983	0.01894772	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
8	0.01372938	0.01643629	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
7	0.01154077	0.01396586	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
6	0.00944776	0.01157375	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
5	0.00747166	0.00928194	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
4	0.00564915	0.0071312	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
3	0.00401497	0.00516584	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
2	0.00259643	0.00341936	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
1	0.0014413	0.0019529	$3.00 \times 10^{-2}$	OK
RDC	0.00058808	0.00082468	0.0408	OK

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de **l'art 5.10 du RPA version 2003** est vérifiée.

**Remarque :**

Le calcul des déplacements utilisés dans l'étape précédente correspond à la combinaison de charge suivante : EX ;EY

**b- Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :**

les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négliger dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_K \cdot \Delta_k / V_K \cdot h_K \leq 0.10$$

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'

$h_K$  : hauteur d'étage 'K'

Tab. I.V.2: Vérification à l'effet P- $\Delta$ .

ETAGE	P <sub>k</sub> (KN)	V <sub>kx</sub> (KN)	V <sub>ky</sub> (KN)	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$	h <sub>k</sub> (m)	$\theta_x$	$\theta_y$
17	126.325	352.260	325.569	0.0336548	0.03765842	3.6	0.0038654	0.00450236
16	653.405	1384.941	1326.703	0.0319247	0.03586495	3.6	0.00418384	0.00490655
15	1224.0925	2415.977	2357.278	0.0297223	0.03361722	3	0.00501976	0.00581894
14	1793.78	3152.659	3133.171	0.02748047	0.03131397	3	0.00521189	0.00597588
13	2379.9175	3712.27	3739.831	0.02520406	0.02892789	3	0.00538607	0.00613628
12	2965.055	4191.622	4253.844	0.02290589	0.02648637	3	0.00540103	0.00615393
11	3549.1925	4625.378	4705.878	0.02059113	0.02399553	3	0.00526673	0.00603251
10	4151.63	5020.506	5109.562	0.01827521	0.02147221	3	0.00503747	0.00581555
9	4753.0675	5383.68	5477.497	0.015983	0.01894772	3	0.00470362	0.00548059
8	5353.505	5734.265	5831.431	0.01372938	0.01643629	3	0.00427258	0.00502974
7	5974.0725	6096.722	6197.969	0.01154077	0.01396586	3	0.00376953	0.00448712
6	6593.64	6465.81	6574.463	0.00944776	0.01157375	3	0.00321152	0.00386917
5	7212.2075	6815.837	6934.602	0.00747166	0.00928194	3	0.00263539	0.00321784
4	7852.745	7144.884	7271.279	0.00588178	0.00690765	3	0.00215483	0.00248668
3	8492.2825	7460.973	7586.216	0.00401497	0.00500258	3	0.00152331	0.00186669
2	9139.8775	7759.783	7873.645	0.00269134	0.00330988	3	0.00105667	0.00128072
1	9811.2725	8003.247	8100.966	0.00148909	0.001889	3	0.0006085	0.0007626
RDC	10660.6985	8162.977	8245.277	0.00060385	0.00079643	4.08	0.00019329	0.00025239

**Remarque:**  $\theta < 0.10$  dans les deux sens.

Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas.

### 6- Conclusion :

Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que notre bâtiment peut résister aux chocs extérieurs tel que le séisme après un très bon ferrailage conforme au règlement R.P.A99 / ADDENDA 2003. A cet effet nous allons continuer les calculs avec les efforts développés dans la structure et qui sont déduits du logiciel de modélisation (ETABS).

## V-FERRAILLAGE DES PORTIQUES

### V.1.Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99/V2003).

Les règles C.B.A.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité desquelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles R.P.A.99/version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

### 1-2: FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un **effort normal** « N » et à un **moment de flexion** « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

-Situation durable et transitoire :

Tableau V.2.1 :caractéristique des matériaux

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	$\gamma_B$	$F_{c28}$ (Mpa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_\sigma$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ ) $\alpha_{IIM}$ (
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

### -Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

#### ▪ Selon BAEL 91 :

-E.L.U. : Situation durable : 1,35 G +1,5 Q ..... (1)

#### ▪ Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 38)

G+Q+E.....(2)



$$0.8G+E.....(3)$$

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

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

- 1<sup>ere</sup>)  $N^{\max}, M^{\text{corr}}$
- 2<sup>eme</sup>)  $M^{\max}, N^{\text{corr}}$
- 3<sup>eme</sup>)  $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

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

### a. Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est

limité par  $A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 3\%$  en zone courante.

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,9 \% b.h \text{ (zone III)}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi_L$ .
- La distance maximale entre les barres dans une surface du poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

### b- Les résultats de l'Etabs :

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel Etabs sont résumés dans les tableaux qui suivent.

Nous avons retenu en tout quatre (04) zones :

- ❖ Zone 1 (RDC, 1<sup>ere</sup> étage) : poteaux 70x70.
- ❖ Zone 2 (2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> étage) : poteaux 65x65.
- ❖ Zone 3 (4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> étage) : poteaux 60x60.
- ❖ Zone 4 (6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étage) : poteaux 55x55.
- ❖ Zone 5 (8<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> étage) : poteaux 50x50.
- ❖ Zone 6 (10<sup>eme</sup>, 11<sup>eme</sup> étage) : poteaux 45x45.
- ❖ Zone 7 (12<sup>eme</sup>, 13<sup>eme</sup> étage) : poteaux 40x40.
- ❖ Zone 8 (14<sup>eme</sup>, 15<sup>eme</sup> étage) : poteaux 35x35.
- ❖ Zone 9 (16<sup>eme</sup>, 17<sup>eme</sup> étage) : poteaux 30x30.

**Mentionnement des poteaux :**

✚ ELU (C1=1.35G+1.5Q) :

**1- Poteau non adhérent au voile****Tableau V.2.2 : Efforts internes à l'ELU (Situation durable)**

Niveau	Section [cm <sup>2</sup> ]	ELU 1,35 G+1,5Q						
		N <sup>max</sup> [kN]	M <sup>corr</sup> [kNm]	M <sup>max</sup> [kNm]	N <sup>corr</sup> [kN]	N <sup>min</sup> [kN]	M <sup>corr</sup> [kNm]	T <sup>max</sup> [kN]
Zone 1	70x70	3172.38	24.36	43.807	2237.04	1090.01	9.595	3.892
Zone 2	65x65	2848.07	6.051	39.322	1773.85	848.29	5.363	62.02
Zone 3	60x60	2400.95	8.141	29.378	1373.46	720.71	5.329	2.076
Zone 4	55x55	2000.44	9.082	24.318	1142.12	526.41	3.093	1.584
Zone 5	50x50	1622.75	9.542	28.81	1021.42	357.51	1.74	1.452
Zone 6	45x45	1267.81	9.74	35.44	682.1	267.85	1.56	1.011
Zone 7	40x40	934.62	9.287	33.06	472.82	139.69	0	1.117
Zone 8	35x35	618.76	7.935	36.478	372.21	27.7	0	1.349
Zone 9	30x30	314.65	5.94	31.124	80.9	32.36	0	1.778

**Tableau V.2.3: Efforts internes G+Q±E (situation accidentelle)**

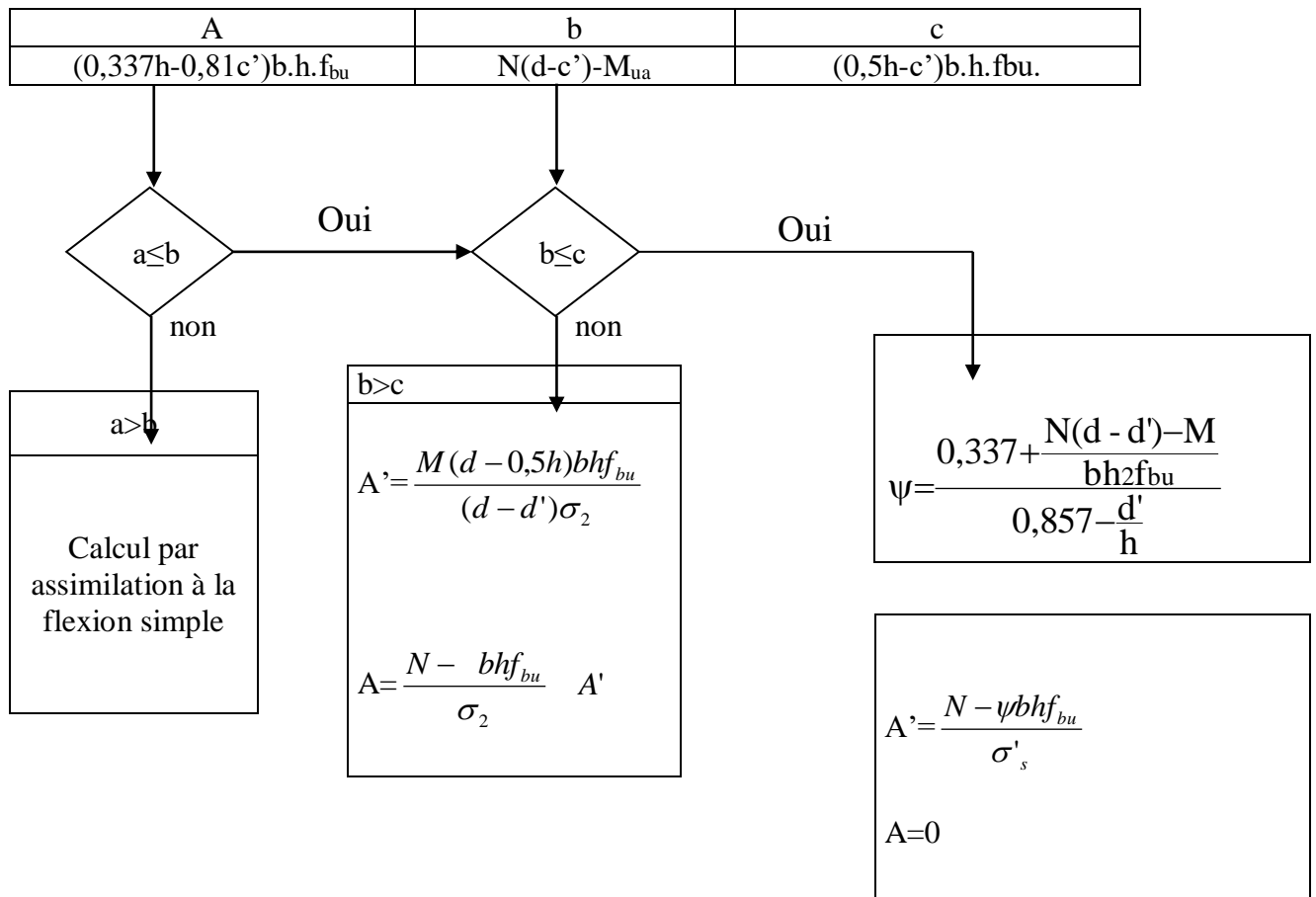
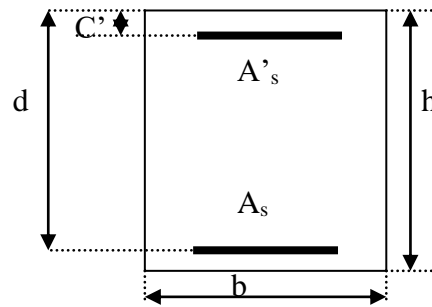
Niveau	Section [cm <sup>2</sup> ]	RPA : G + Q ± E						
		N <sup>max</sup> [kN]	M <sup>corr</sup> [kNm]	M <sup>max</sup> [kNm]	N <sup>corr</sup> [kN]	N <sup>min</sup> [kN]	M <sup>corr</sup> [kNm]	T <sup>max</sup> [kN]
Zone 1	70x70	3383.32	71.457	102.371	3144.6	122.86	0.725	4.824
Zone 2	65x65	2409.82	3.581	60.253	2402.07	98.49	6.061	3.919
Zone 3	60x60	1843.47	3.73	58.605	804.72	17.37	3.004	3.789
Zone 4	55x55	1542.72	3.912	64.994	654.2	32.99	2.065	3.249
Zone 5	50x50	1256.26	3.938	72.553	584.67	67.89	2.503	3.186
Zone 6	45x45	984.63	3.987	74.794	392.73	67.53	0.744	2.668
Zone 7	40x40	728.08	3.852	62.724	274.52	34.63	1.131	2.487
Zone 8	35x35	483.28	3.361	66.149	216.6	5.04	0.325	2.216
Zone 9	30x30	246.4	2.586	50.692	46.29	42.65	0.32	2.005

Tableau V.2.4 : Efforts internes sous 0.8G±E (situation accidentelle)

Niveau	Section [cm <sup>2</sup> ]	RPA : 0.8 G ± E						
		N <sup>max</sup> [kN]	M <sup>corr</sup> [kNm]	M <sup>max</sup> [kNm]	N <sup>corr</sup> [kN]	N <sup>min</sup> [kN]	M <sup>corr</sup> [kNm]	T <sup>max</sup> [kN]
Zone 1	70x70	2859.43	3.401	92.937	2661.15	471.97	2.193	4.088
Zone 2	65x65	2225.44	11.786	51.908	2021.12	325.06	7.425	3.669
Zone 3	60x60	1464.68	36.708	54.419	518.87	197.68	1.312	3.601
Zone 4	55x55	1082.94	1.493	59.605	419.69	102.97	0.87	3.248
Zone 5	50x50	883.06	1.4	66.172	374.69	37.07	1.372	2.942
Zone 6	45x45	693.19	1.414	66.963	252.26	0.08	0.243	2.688
Zone 7	40x40	513.83	1.418	55.433	177.29	6.74	1.121	2.487
Zone 8	35x35	342.89	1.298	58.116	140.31	14	0.42	2.216
Zone 9	30x30	178.03	1.052	43.851	30.83	49.85	0.321	2.005

**FIGURE V.2.1: ORGANIGRAMME DE CALCUL DU FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE**

N : effort normal  
 M : moment flechissant.  
 $d=0,9.h$



**Ferraillage**

**Dans notre cas on utilisera le logiciel de calcul des armatures socotec pour un gain de temps et de précision**

**TabV.2.5 :Effort interne 1.35G+1.5Q .....(situation durable )**

zone	section	$N_{max}$	$M_{corr}$	$A_s$ $A_{s'}$	$M_{max}$	$N_{corr}$	$A_s$ $A_{s'}$	$N_{min}$	$M_{corr}$	$A_s$ $A_{s'}$	$A_s$ choisis $Cm^2$
Zone 1	70x70	3172.38	24.36	0	43.807	2237.04	0	1090.1	9.595	0	44.1
				0			0				
Zone 2	65x65	2848.07	6.051	0	39.378	1773.85	0	848.29	5.363	0	38.025
				0			0				
Zone 3	60x60	2400.95	8.141	0	29.378	1373.46	0	720.71	5.329	0	32.4
				0			0				
Zone 4	55x55	2000.44	9.082	0	24.318	1142.12	0	526.41	3.093	0	27.225
				0			0				
Zone 5	50x50	1622.75	9.542	0	28.81	1021.42	0	357.51	1.74	0	22.5
				0			0				
Zone 6	45x45	1267.81	9.74	0	25.44	682.1	0	267.85	1.56	0	18.225
				0			0				
Zone 7	40x40	934.62	9.287	0	33.06	472.82	0	139.69	0	0	14.4
				0			0				
Zone 8	35x35	618.76	7.935	0	36.478	372.21	0	27.7	0	0	11.025
				0			0				
Zone 9	30x30	314.65	5.94	0	31.124	80.9	0	32.36	0	0	8.1
				0			2.47				

TabV.2.6 : Effort interne G+Q+E..... (situation accidentelle)

zone	section	$N_{max}$	$M_{corr}$	$A_s$ $A_{s'}$	$M_{max}$	$N_{corr}$	$A_s$ $A_{s'}$	$N_{min}$	$M_{corr}$	$A_s$ $A_{s'}$	$A_s$ choisis $Cm^2$
Zone 1	70x70	3383.32	71.457	0 0	102.371	3144.6	0 0	122.86	0.725	0 0	44.1
Zone 2	65x65	2409.82	3.581	0 0	60.253	2402.0 7	0 0	98.49	6.061	0 0	38.025
Zone 3	60x60	1843.47	3.73	0 0	58.605	804.72	0 0	17.37	3.004	0 0	32.4
Zone 4	55x55	1542.72	3.912	0 0	64.994	654.2	0 0	32.99	2.065	0 0	27.225
Zone 5	50x50	1256.26	3.938	0 0	72.553	584.67	0 0	67.89	2.503	0 0	22.5
Zone 6	45x45	984.63	3.987	0 0	74.794	392.73	0 0	67.53	0.744	0 0	18.225
Zone 7	40x40	728.08	3.852	0 0	62.724	274.52	0 1.38	34.63	1.131	0 0	14.4
Zone 8	35x35	483.28	3.361	0 0	66.149	216.6	0 3.79	5.04	0.325	0 0	11.025
Zone 9	30x30	246.4	2.586	0 0	50.692	46.29	0 5.62	42.65	0.32	0 0	8.1

TabV.2.7 : Efforts internes 0.8G+E.....(situation accidentelle)

zone	section	$N_{max}$	$M_{corr}$	$A_s$ $A_{s'}$	$M_{max}$	$N_{corr}$	$A_s$ $A_{s'}$	$N_{min}$	$M_{corr}$	$A_s$ $A_{s'}$	$A_s$ choisis $cm^2$
Zone 1	70x70	2859.43	3.401	0 0	92.937	2661.1 5	0 0	471.97	2.193	0 0	44.1
Zone 2	65x65	2225.44	11.786	0 0	51.908	2021.1 2	0 0	325.06	7.425	0 0	38.025
Zone 3	60x60	1464.68	36.708	0 0	54.419	518.87	0 0	197.68	1.312	0 0	32.4
Zone 4	55x55	1082.94	1.493	0 0	59.605	419.69	0 0	102.97	0.87	0 0	27.225
Zone 5	50x50	883.06	1.4	0 0	66.172	374.69	0 0	37.07	1.372	0 0	22.5
Zone 6	45x45	693.19	1.414	0 0	66.963	252.26	0 1.21	0.08	0.243	0 0	18.225
Zone 7	40x40	513.83	1.418	0 0	55.433	177.29	0 2.04	6.74	1.121	0 0	14.4
Zone 8	35x35	342.89	1.298	0 0	58.116	140.31	0 3.83	14	0.42	0 0	11.025
Zone 9	30x30	178.03	1.052	0 0	43.851	30.83	0 4.87	49.85	0.321	0 0	8.1

**- Dispositions constructives exigées par le RPA99V2003:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, et sans crochets :
- Leur pourcentage minimal sera de 0,9 % en (zone III)
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  (zone III)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faite si possible à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

$$A_{min} = (0,9 \times b \times h) / 100 = 44.1 \text{ cm}^2$$

-zone courante :

$$A_{max} = (4 \times b \times h) / 100 = 196 \text{ cm}^2$$

-zone de recouvrement :

$$A_{max} = (6 \times b \times h) / 100 = 294 \text{ cm}^2.$$

Alors on prend la plus grande valeur des deux :  $\Rightarrow A_s = 44.1 \text{ cm}^2$

Choix des armatures :

$$8 \text{ HA}20 + 4 \text{ HA}25 = 44.76 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{smin} > \frac{0,23b df_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 5.32 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

Vérification du poteau à l'effort tranchant.

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{max} = 62.02 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{62.02}{0,7 \times 0,63} = 0,140 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13f_{c28}, 4\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau < \bar{\tau}_{bu} \\ \tau < \bar{\tau} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

Calcul des armatures transversales :

Selon **RPA99/version 2003** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \rho_a V_u / h_l f_e$$

Condition d'espacement :

En zone courante :  $t' \leq \text{Min}(b_l/2, h_l/2, 10 \phi_L) = 20 \text{ cm}$ .

En zone nodale :  $t \leq 10\text{cm} = 10 \text{ cm}$

On opte un espacement de 10 cm en zone nodale et 20cm en zone courante :

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} = \frac{0,7 \times 4,08}{0,7} = 4,08 < 5$$

Donc:

$$\rho_a = 2$$

$$At = \frac{\rho_a V_u t}{ht f_e} = \frac{2 \times 62.02 \times 10^{-3} \times 0,1}{0,7 \times 400} = 0,443 \text{ cm}^2$$

Soit : 0,443 cm<sup>2</sup>, choix des barres : **1cadre et un étrier  $\phi 6$**

La quantité d'armatures transversales minimale  $At / t b$  en % est donnée comme suit :

Par interpolation

$$\lambda_g = 4,08 \Rightarrow \frac{At}{t \times b} > 0,53 \% \quad \text{RPA99/version 2003.}$$

$$0,443 / 10 \times 70 = 0,632 < 0,36 \quad \text{non vérifiée}$$

RPA 99/version 2003: on prend  $At = 2\phi 16 = 4,02 \text{ cm}^2$ .

$$4,02 / 70 \times 10 = 0,58 > 0,53$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135°.



Ayant une longueur de  $10\phi_t = 16$  cm.

### Résultats du ferrailage:

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**TabV.2.8 : les résultats de ferrailage**

ZONE	Section	$M_{max}$	$N_{corres}$	état de section	$A_{scale}$	$A_{s'}$	$A_{SRPA}$	$A_s$ adopter
	[cm <sup>2</sup> ]	(MN.m)	(MN)		Cm <sup>2</sup>	Cm	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>
Zone 1	70x70	43.807	2237.04	SPC	0	0	44.1	44.1
Zone2	65x65	39.378	1773.85	SPC	0	0	38.025	38.025
Zone3	60x60	29.378	1373.46	SPC	0	0	32.4	32.4
Zone4	55x55	24.318	1142.12	SPC	0	0	27.225	27.225
Zone 5	50x50	28.81	1021.42	SPC	0	0	22.5	22.5
Zone 6	45x45	25.44	682.1	SPC	0	0	18.225	18.225
Zone7	40x40	33.06	472.82	SPC	0	0	14.4	14.4
Zone8	35x35	36.478	372.21	SPC	0	0	11.025	11.025
Zone 9	30x30	31.124	80.9	SPC	0	2.47	8.1	8.1

**SPC** : Section partiellement comprimée.

#### Remarque :

Les sections adoptées sont les sections minimales exigées par le RPA99/version 2003, car elle sont supérieur au section calculée

- ❖ Zone 1 : poteaux 70x70  $A_s = 44.1$  cm<sup>2</sup>      **choix : 8HA20+4HA25 = 44.76** cm<sup>2</sup>
- ❖ Zone 2 : poteaux 65x65  $A_s = 38.025$  cm<sup>2</sup>      **choix : 4HA25+8HA20 = 44,76** cm<sup>2</sup>
- ❖ Zone 3 : poteaux 60x60  $A_s = 32.4$  cm<sup>2</sup>      **choix : 4HA25+8HA16 = 35,72** cm<sup>2</sup>
- ❖ Zone 4 : poteaux 55x55  $A_s = 27.225$  cm<sup>2</sup>      **choix : 4HA20+8HA16 = 28,65** cm<sup>2</sup>
- ❖ Zone 5 : poteaux 50x50  $A_s = 22.5$  cm<sup>2</sup>      **choix : 12HA16 = 24.13** cm<sup>2</sup>
- ❖ Zone 6 : poteaux 45x45  $A_s = 18.225$  cm<sup>2</sup>      **choix : 12HA14= 18.47**cm<sup>2</sup>
- ❖ Zone7 : poteaux 40x40  $A_s = 14.4$  cm<sup>2</sup>      **choix : 12 HA14 =18.47** cm<sup>2</sup>
- ❖ Zone 8 : poteaux 35x35  $A_s = 11.025$  cm<sup>2</sup>      **choix : 8HA14 = 12.32** cm<sup>2</sup>
- ❖ Zone9 : poteaux 30x30  $A_s = 8.1$  cm<sup>2</sup>      **choix :8HA14 = 12.32** cm<sup>2</sup>

**V-3) FERRAILLAGE DES POUTRES :****V.3-1:Introduction :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Le ferrailage est obtenu a l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

▪ **situation durable :**

## -Béton :

$$\gamma_b=1,5 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \sigma_b=14,17\text{MPa}$$

## -Acier :

$$\gamma_s = 1,15 \quad F_e = 400\text{MPa} \quad \sigma_s=348\text{MPa}$$

▪ **situation accidentelle :**

## -Béton :

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \sigma_b=18,48\text{MPa}$$

## -Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad F_e = 400\text{MPa} \quad \sigma_s=400\text{MPa}$$

**Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

▪ **selon BAEL 91 :**

E.L.U. :

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

▪ **selon le R.P.A 99 :**

$$G+Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

**Recommandation du RPA 99/version 2003 :**

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

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui

- La longueur minimale de recouvrement est de :

50  $\phi$  en zone III .

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferriller les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées dans une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

**b- Présentation des résultats :**

Tableau V.3.1-Effort interne dans les différents niveaux selon ELU

		<b>1,35G+1,5Q</b>		
Niveau	POUTRE		N° de poutre	M <sub>max</sub> [kN.m]
RDC-17 <sup>ème</sup>	30×40	Sur appui	<b>B37</b>	<b>218.306</b>
		En travée	<b>B37</b>	<b>59.38</b>

Tableau V.3.2 : Effort interne dans les différents niveaux selon le RPA99

Niveau	Section [cm <sup>2</sup> ]		<b>0.8G±E</b>	
			N° de poutre	M <sub>max</sub> [kN.m]
RDC - 17 <sup>ème</sup>	Poutres sur appui	30×40	<b>B106</b>	<b>113.994</b>

Tab V.3.3 : Effort interne dans les différents niveaux selon le RPA99

Niveau	Section[cm <sup>2</sup> ]		<b>G+Q±E</b>	
	Poutres sur appui		N° de poutre	M <sub>max</sub>
RDC - 17 <sup>ème</sup>	30×40		<b>B106</b>	<b>156.882</b>

**1- Résultats du ferrailage:****Exemple de ferrailage :****Ferrailage en travée :( situation durable)**

B = 30\*40 cm<sup>2</sup> (poutre porteuse) , F<sub>c</sub> = 400 MPA.

M<sub>ult</sub> = **59.38** KN.m

M<sub>ser</sub> = 42.307 KN.m

D'après B.A.E.L 91 :

d=0.9\*0.4=0.36 m

$\mu = M_u / (b.d^2.f_{bu}) = 0.072$

$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.0935$

Z = d.(1-0.4.α) = 0.346 m.

A<sub>s</sub> = 0.07639/ (0,346\*348) =5.04 cm<sup>2</sup>.

**Ferrailage sur appui :(situation accidentelle)**

$f_{bc} = 18,48 \text{MPa}$

M<sub>max</sub> = **218.306** KN.m

M<sub>ser</sub> = 42.307 KN.m

Donc :

$$\mu = 0.167 / (0.3 \times 0.36^2 \times 18.48) = 0.232$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.33$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.31 \text{ m.}$$

$$A_s = 0.167 / (0.31 \times 400) = 24.07 \text{ cm}^2.$$

**Vérifications nécessaires pour les poutres :**

**La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 2.1 / 400 = 1.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2.$$

(Condition vérifiée)

**Pourcentage d'acier exigé par RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :  $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$ .

$$A_{\min} > 0.5\% \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée ; alors la section d'aciers à retenir est :

$$A_{\min} = 24.07 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres :

$$8\text{HA}20 = (25.13 \text{ cm}^2)$$

**a. Armatures transversales :**

$$V_u^{\max} = 124.4 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^{\max} = 0.1244 / 0.3 \times 0.4 = 1.036 \text{ MPA.}$$

$$\overline{\tau} = \min(0.13f_{c28} ; 4\text{MPA}) = 3.25\text{MPA}$$

(fissuration peu nuisible).

$$\tau_u^{\max} < \overline{\tau} \quad (\text{vérifiée}).$$

**Dispositions constructives :**

Espacement :  $S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$ .

$$d = 36 \text{ cm.}$$

Donc:  $S_t \leq 36\text{cm}$ .

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Section minimale des armatures transversales BAEL ART.1.2.2 :

$$S_t \leq A_t \cdot f_e / 0.4 \times b_0$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.4 \times b_0 \times S_t / f_e.$$

$$A_t = 0.4 \times 30 \times 0.25 / 400 = 0.75 \text{ cm}^2.$$

Soit 1 cadre T8 + un étrier T8 = 1.8 cm<sup>2</sup>.

### VERIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS :

#### 1-appui de rive :

##### a. Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq V_u \cdot \gamma_s / f_e$$

$$24.07.10^{-4} \geq 0.1244 \cdot 1,15 / 400 = 3.57.10^{-4}$$

la condition est vérifiée.

##### b. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

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

a ?

$$a = l_a - 2 \text{ cm}$$

$l_a$  = longueur d'ancrage.

On choisit un crochet droit.

$$l_a = l_s - 31,13 \cdot \varphi_1$$

$\varphi_1$  : armatures longitudinales.

$l_s$  : longueur de scellement droit

$$l_s = 35 \cdot \varphi_1 \text{ (feE400, } \psi_s = 1,5)$$

$$l_a = (35 - 31,13) \cdot 1,6 = 6,192 \text{ cm}$$

$$L_{a,\min} = r + 0,5 \varphi_1$$

$$r = 5,5 \cdot \varphi_1 = 5,5 \cdot 1,6 = 8,8$$

$$l_{a,\min} = 9,6 \text{ cm}$$

$$a = 9,6 - 2 = 7,6 \text{ cm}$$

a : doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{3,75 \cdot V_u}{b \cdot f_e} \leq a \leq 0,9 \cdot d$$

$$0,388 \text{ cm} \leq a = 7,6 \text{ cm} \leq 36 \text{ cm}$$

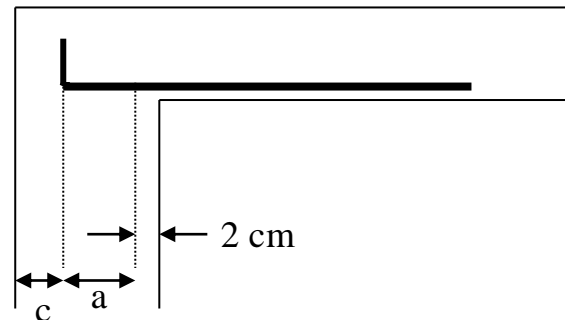


Figure V.3.1 : Vérification de l'effort tranchant

la condition est vérifiée.

$$V_u = 0,1244 \text{ MN} \leq 0,267 \cdot 0,076 \cdot 0,325 = 0,152 \text{ MN}$$

la condition est vérifiée.

#### 2-appui intermédiaire:

Puisque on a :

$$V_u + (M_u / 0,9 \cdot d) = 0,64 \geq 0,0$$

$$(V_u \geq 0 ; M_u \geq 0)$$

On doit vérifier :

$$A_{sl} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( \left[ V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right] \right)$$

$$A_{sl} \geq 0,184 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée

Les poutres sont plus sollicitées à l'ELU (1.35G+1.5Q) pour cela on se passera du calcul des armatures selon le RPA (G+Q+E) et (0.8G+E)

## 5-4 : FERRAILLAGE DES VOILES :

### V.4.1-Introduction :

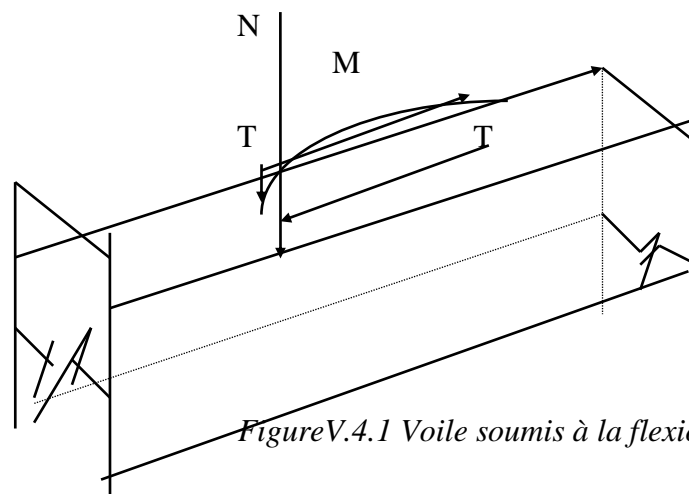
Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

N



### A) VOILES PLEINS :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

#### - Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

**- Aciers horizontaux :**

1. Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
2. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ.
3. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**1-Règles communes :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e \quad e : \text{Epaisseur du voile.}$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre  $\Phi_t$  des épingles est :

- $\Phi_t = 6 \text{ mm}$  lorsque  $\Phi_v \leq 20 \text{ mm}$ .
- $\Phi_t = 8 \text{ mm}$  lorsque  $\Phi_v > 20 \text{ mm}$ .

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges

Remarque :

Le ferrailage des voiles se fera pour les zones suivantes :

- **Zone (1) :** RDC et 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage.
- **Zone (2) :** 3 à 5<sup>ème</sup> étage.
- **Zone (3) :** 6 à 8<sup>ème</sup> étage.
- **Zone (4) :** 9 à 11<sup>ème</sup> étage.
- **Zone (5) :** 12 à 14<sup>ème</sup> étage.
- **Zone (6) :** 15 à 17<sup>ème</sup> étage

**2-calcul de ferrailage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min ( h_c/2, 2l'/3 ).$$

Avec :  $l'$  : étant la largeur de la zone comprimée.

$h_c$ : étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau (voile) considéré. Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

**Exemple d'Application:**

" Voile V2 " ;  $L = 3.5 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I}$$

$$v = L/2 \quad ; \quad \Omega = L \cdot e \quad ; \quad L' = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) \quad ; \quad a = L - L'$$

$a$ : la longueur de la zone tendue.

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

$L'$ : la longueur de la zone comprimée.

$h$  : hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

$$\sigma_1 = 5137.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -9453.2 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_1, \sigma_2$  correspondent à la contrainte  $\sigma_{22}$ , à la base de l'élément "SHELL".

$$L' = L (\sigma_1 / (\sigma_1 + \sigma_2))$$

$$L' = 2.17 \text{ m}$$

$$L_t = L - L' = 1.17 \text{ m}$$

$$d = \min (h/2, 2L'/3)$$

$$d = 0.785 \text{ m}$$

$$\sigma_1' = (L_t - d) \sigma_2 / a = -3154.3 \text{ KN/m}^2$$

$$v' = d/2 = 0.392 \text{ m}$$

$$s' = e \cdot d = 0.157 \text{ m}^2$$

$$I' = \frac{e \cdot d^3}{12} = 0.008 \text{ m}^4$$

$$N = (\sigma_1' + \sigma_2) s' / 2 = -1263.2 \text{ KN}$$

$$M = (\sigma_1' - \sigma_2) I' / 2 v' = 313.74 \text{ KN.m}$$

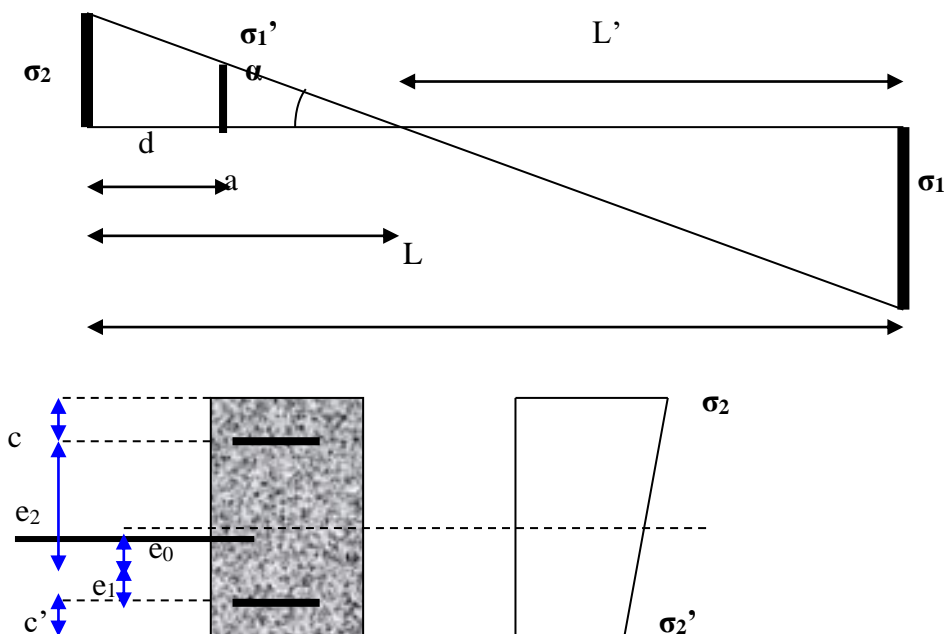


Figure V.4.2: schématisation des contraintes.

$$e_0 = M/N = -0.25 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.25 \text{ m} < h/6 \Rightarrow \text{S.E.C}$$

$$\text{Soit : } c = 5 \text{ cm} ; c' = 10 \text{ cm}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0.201 \text{ m}$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c' = 0.699 \text{ m}$$

$$A_{s1} = N e_2 / (e_1 + e_2) f_e = 24.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = N e_1 / (e_1 + e_2) f_e = 7.03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 31.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0.002 \times 0.2 \times 1.17 \times 10^4 = 4.7 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0.0015 \times 0.2 \times 3.5 \times 10^4 = 10.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 31.5 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

**Zone d'about : 16HA10, S = 10 cm.**

**Zone courant : 26HA10, S = 20 cm.**

Les résultats de calcul du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants :



Tab V.4.1 : Les résultats de calcul du ferrailage des voiles

voile	voile V1.V1'					
zone	zone01	zone02	zone03	zone04	zone05	zone06
<i>h</i> (m)	4,08	3	3	3	3	3
<i>L</i> (m)	3,25	3,3	3,35	3,4	3,45	3,5
$\sigma_1$ (MPa)	1,746	1,496	5,13	3,941	2,562	1,318
$\sigma_2$ (MPa)	2,394	2,034	9,45	7,886	5,67	2,925
<i>L<sub>t</sub></i> (m)	1,37065217	1,398527	1,178704	1,13295	1,0737245	1,0872025
<i>L'</i> (m)	1,87934783	1,901473	2,171296	2,26705	2,3762755	2,4127975
<i>d</i> (m)	0,91376812	0,932351	0,785802	0,7553	0,7158163	0,7248016
<i>s<sub>2</sub>'</i> (Mpa)	0,798	0,678	3,15	2,62867	1,89	0,975
<i>d<sub>3</sub></i> (m <sup>3</sup> )	0,76297095	0,810473	0,485222	0,43088	0,3667793	0,3807654
<i>I</i> (m <sup>4</sup> )	0,01266532	0,013454	0,008055	0,00715	0,0060885	0,0063207
<i>N<sub>1</sub></i> (MN)	-0,3192	-0,2712	-1,26	-1,05147	-0,756	-0,39
<i>M<sub>1</sub></i> (MN,m)	0,0794808	0,067529	0,31374	0,26182	0,188244	0,09711
<i>e<sub>0</sub></i> (m)	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249
<i>e<sub>1</sub></i> (m)	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201
<i>e<sub>2</sub></i> (m)	0,699	0,699	0,699	0,699	0,699	0,699
<i>f<sub>e</sub></i> (Mpa)	400	400	400	400	400	400
<i>A<sub>s</sub> m<sup>2</sup></i>	0,000798	0,000678	0,00315	0,00263	0,00189	0,000975
<i>A<sub>S</sub>(RPA) m<sup>2</sup></i>	0,00054826	0,000559	0,000471	0,00045	0,0004295	0,0004349
<i>A</i> cm <sup>2</sup>	9,75	7,605892	31,5	26,2867	18,9	9,75
<i>A</i> cm <sup>2</sup> /face	1,5	1,152408	4,701493	3,86569	2,7391304	1,3928571
<i>St</i> (about) cm	10	10	10	10	10	10
<i>St</i> (courante) cm	20	20	20	20	20	20
<i>HAd'</i> about/ml/face	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA □10
<i>HAcourante</i> /ml/face	26HA10	26HA10	26 HA10	26 HA10	26HA10	26HA10
voile	voile V5, v5', v5''					
zone	zone01	zone02	zone03	zone04	zone05	zone06
<i>h</i> (m)	4,08	3	3	3	3	3
<i>L</i> (m)	1,6	1,65	1,7	1,75	1,8	1,85
<i>A</i> cm <sup>2</sup>	30,7666667	26,67667	11,03333	8,73333	6,0333333	30,5
<i>A</i> cm <sup>2</sup> /face	9,61458333	8,083838	3,245098	2,49524	1,6759259	8,2432432
<i>HA d'</i> about□(/ml)	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
<i>HA courante</i> (/ml)	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10

voile	voile V4, v4', v4''					
zone	zone01	zone02	zone03	zone04	zone05	zone06
h(m)	4,08	3	3	3	3	3
L (m)	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
A cm2	30,7666667	28,43333	12,3	10,3333	7,5	5,6033195
A cm2/face	9,61458333	8,885417	3,84375	3,22917	2,34375	1,7510373
HA d'about □ (/ml)	/	/	/	/	/	/
HA courante (/ml)	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10

voile	voile VII, v11'					
zone	zone01	zone02	zone03	zone04	zone05	Zone06
h(m)	4,08	3	3	3	3	3
L (m)	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54
A cm2	33,4333333	30,9	13,33667	11,1667	8,1333333	4,3333333
A cm2/face	10,8549784	10,03247	4,330087	3,62554	2,6406926	1,4069264
HA d'about □ (/ml)	/	/	/	/	/	/
HA courante (/ml)	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10

voile	voile V3					
zone	Zone01	zone02	zone03	zone04	zone05	zone06
h(m)	4,08	3	3	3	3	3
L (m)	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
A cm2	6,4	5,9	25,1	21	15,233333	8,0666667
A cm2/face	2,90909091	2,681818	11,40909	9,54545	6,9242424	3,6666667
HA d'about □ (/ml)	/	/	/	/	/	/
HA courante (/ml)	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10

### VOILES HORIZONTALES

voile	voile V9, V9', V9'', V9'''					
zone	zone01	zone02	zone03	zone04	zone05	zone06
h(m)	4,08	3	3	3	3	3
L (m)	2,4	2,45	2,5	2,55	2,6	2,65
A cm2	14,1333333	12,56667	6,129032	43,6667	31	15,866667
A cm2/face	2,94444444	2,564626	1,225806	8,56209	5,9615385	2,9937107
HA d'about □ (/ml)	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10
HA courante (/ml)	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10

voile	voile V10,V10',V10'',V10'''					
zone	zone01	zone02	zone03	zone04	zone05	zone06
h(m)	4,08	3	3	3	3	3
L (m)	2,85	2,9	2,95	3	3,05	3,1
A cm2	10,3333333	9,166667	39,93333	32,7667	23,4	12,033333
A cm2/face	1,8128655	1,58046	6,768362	5,46111	3,8360656	1,9408602
HA d'about □(/ml)	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10
HA courante(/ml)	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10

voile	voile V6,V6'					
zone	zone01	zone02	zone03	zone04	zone05	zone06
h(m)	4,08	3	3	3	3	3
L (m)	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	3,1
A cm2	18,2333333	16,86667	7,4	6,23333	45,6	24,733333
A cm2/face	4,34126984	4,015873	1,761905	1,48413	10,857143	3,9892473
St(about) cm	10	10	10	10	10	10
St(courante) cm	20	20	20	20	20	20
HA d'about □(/ml)	/	/	/	/	/	/
HA courante(/ml)	22HA10	22HA10	22HA10	22HA10	22HA10	22HA10

voile	voile V12,V12'					
zone	zone01	zone02	zone03	zone04	zone05	zone06
h(m)	4,08	3	3	3	3	3
L (m)	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9
A cm2	9,86666667	9,166667	41,16667	34,8333	25,566667	13,533333
A cm2/face	1,70114943	1,58046	7,097701	6,00575	4,408046	2,3333333
HA d'about □(/ml)	/	/	/	/	/	/
HA courante(/ml)	30HA10	30HA10	30HA10	30HA10	30HA10	30HA10

#### VOILE AVEC FILE D'OUVERTURE :

voile	voile V81, V8'2 V8 (3) V8 (4)					
zone	zone01	zone02	zone03	zone04	zone05	zone06
h(m)	4,08	3	3	3	3	3
L (m)	0,85	0,875	0,9	0,9275	0,95	3,15
A cm2	9,9	8,9	38,7	31,5	22,766667	11,733333
A cm2/face	5,82352941	5,085714	21,5	16,9811	11,982456	1,8624339
HA d'about □(/ml)	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10
HA courante (/ml)	/	/	/	/	/	/

Voile	voile V9 (1) V9 (2)					
Zone	zone01	zone02	zone03	zone04	zone05	zone06
<i>h(m)</i>	4,08	3	3	3	3	3
<i>L (m)</i>	0,6	0,625	0,65	0,675	0,7	0,725
<i>A cm2</i>	14,13333333	12,566667	5,38333333	43,666667	31	15,866667
<i>A cm2/face</i>	11,77777778	10,053333	4,1410256	32,345679	22,142857	10,942529
<i>HA d'about □ (/ml)</i>	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
<i>HA courante (/ml)</i>	/	/	/	/	/	/

### B) FERRAILAGE HORIZONTAL :

#### Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement est  $\tau_u = 1.4 \frac{T_{calcul}}{b_0 d}$

Avec : T : Effort tranchant à la base du voile  
 $b_0$  : Epaisseur du voile  
d : Hauteur utile = 0.9 h  
h : Hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est :  $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$  (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

#### Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

Les sections  $A_t$  des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot St} \geq (\tau_u - 0.3 f_{ij} K) / 0.8 f_c$$

$K=0$  en cas de fissuration très préjudiciable ; En cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

D'autre part la RPA/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15 % de la section du voile considérée si :  $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25 % de la section de voile considérée si :  $\tau_b > 0.025 f_{c28}$ .

#### Exemple d'Application: " Voile V1 "

$$\tau_u = 1.4 T_{calcul} / b_0 d$$

$$\tau_u = 1.4 \times [0.476 / (0.2 \times 0.9 \times 2.6)] = 1.42 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \text{condition vérifiée}$$

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

$$St = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq (0.2 * 0.2 * 1.42) / (0.8 * 400)$$

$$A_t \geq 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 8.55 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_s = 18.96 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres : 24HA10 (12HA10 par face)**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

*TabV.4.2 : les résultats de ferrailage*

<b>Zone</b>	<b>St (cm)</b>	<b>choix des barres (/ml)</b>
<i>zone1</i>	20	<b>24HA10</b>
<i>zone2</i>	20	<b>24HA10</b>
<i>zone3</i>	20	<b>24HA10</b>
<i>zone4</i>	20	<b>24HA10</b>
<i>zone5</i>	20	<b>24HA10</b>
<i>zone6</i>	20	<b>24HA10</b>

**Remarque :**

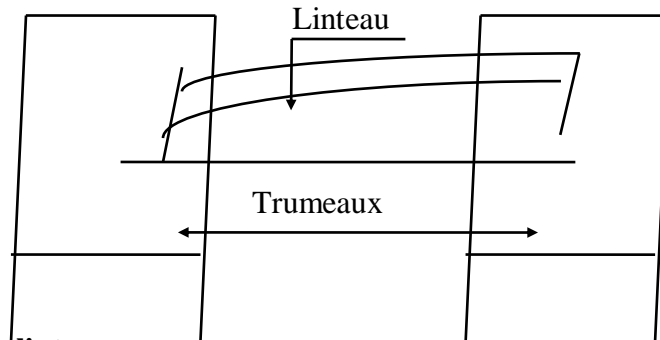
**Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.**

### V.5-ERRAILLAGE DES LINTEAUX :

#### 1-Définition :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement ( $\lambda_g$ ). Elles sont encastées aux extrémités et reliant les deux trumeaux du voile et ont des noeuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements, de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (**la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite**).

Figure 5.3.1: schéma  
De Linteau et les  
Trumeaux



#### 2. Sollicitations dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture. Ils reprennent les moments fléchissant, et les efforts tranchants dus aux charges permanentes, aux charges d'exploitations et ceux dus à l'action du séisme.

La sollicitation dans les linteaux sera :

$$T = T_E + T_P$$

$$M = M_E + M_P$$

$T_E$ : Effort tranchant dû au séisme.

$T_P$ : Effort tranchant dû aux charges ( $G + Q$ ).

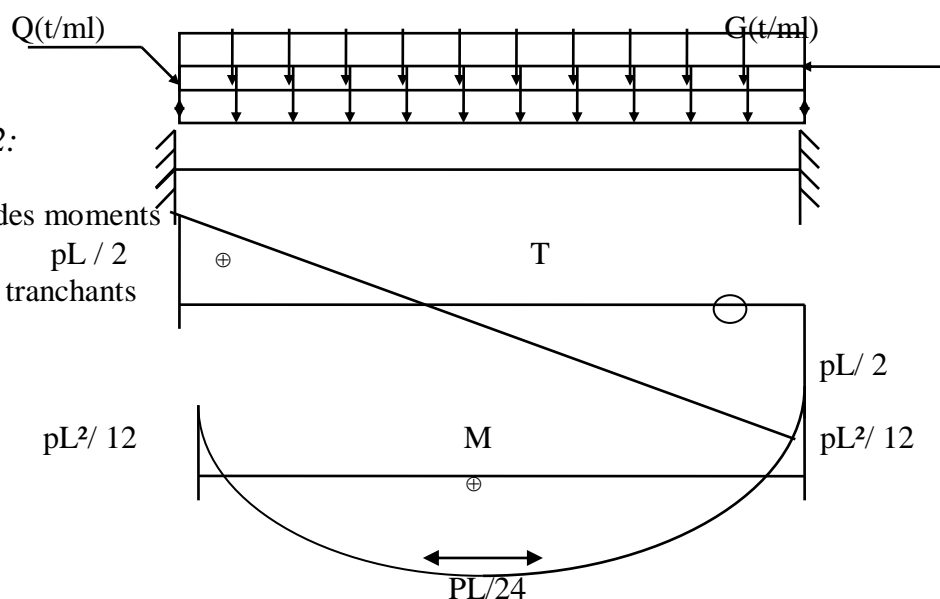
$M_E$ : Moment fléchissant dû au séisme.

$M_P$ : Moment fléchissant dû aux charges ( $G + Q$ ).

Figure 5.3.2:

Diagramme des moments

Et les efforts tranchants



Selon les prescriptions du RPA99/version2003, les efforts internes dus au séisme seront majorés comme suite :

$$T = 1.4 (\pi + q_{\max} L/2)$$

$$M = 1.4 (M_E + q_{\max} L^2/12)$$

### **3. Charges revenant au linteau :**

$q_{\max} = g_0 + g_1 + g_2$   
 $g_0$  : Poids propre du linteau.  
 $g_1$  : Poids du plancher.  
 $g_2$  : Surcharge d'exploitation.

### **4. FERRAILLAGE :**

**Contraintes admissibles de cisaillement :**

**a. Premier cas :**  $\tau_b \leq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ ).
- Des aciers transversaux ( $A_t$ ).
- Des aciers en partie courante ( $A_c$ ).

#### **1. Aciers longitudinaux : ( $A_l$ )**

Ils sont donnés par la formule suivante :  $A_l \geq M / (Z \cdot f_e)$

Tel que :

M : Moment dû à l'effort tranchant ( $T = 1.4 T_{\text{calcul}}$ ).

$$Z = h - 2d$$

h : Hauteur total du linteau .

d : Enrobage .

#### **2. Aciers transversaux : $A_t$**

\* Linteaux longs ( $\lambda g = L/h > 1$ )

$$St \leq A_t \cdot f_e \cdot Z / T$$

St : Espacement des cours d'armatures transversales.

At : Section d'une cour d'armatures transversales.

$$T = 1.4 T_{\text{calcul}}$$

L : Portée du linteau.

\* Linteaux courts ( $\lambda g = L/h \leq 1$ )

$$St \leq A_t f_e L / (T + A_t \sigma_s)$$

$$T = \min (T1, T2)$$

$$T2 = 2 T_{\text{calcul}}$$

$$T1 = (M_{ii} + M_{ij}) / L_{ij}$$

$$M_{ii} = A_l f_e Z$$

**b. Deuxième cas :**  $\tau_b \geq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, T) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales ( $A_D$ ) à disposer obligatoirement.

Le calcul des ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2 f_e \sin \alpha) \quad \text{avec : } \tan \alpha = (h - 2d) / L$$

T : calcul (sans majoration).

### **5. Ferrailage minimum :**

**a. Armatures longitudinales :**

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 \cdot b \cdot h \quad (0.15 \%)$$

Avec :

b : Epaisseur du linteau.

h : Hauteur du linteau .

**b. Armatures transversals:**

Pour  $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$        $A_t \geq 0.0015 .b .s$       (0.15%)

Pour  $\tau_b > 0.025 f_{c28}$        $A_t \geq 0.0025 .b .s$       (0.25%)

**c. Armatures en section courante** (armature de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau ( $A_c$  en deux nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0.20% de la section.

$$A_c \geq 0.002 .b .h$$

**6. Exemple de calcul :**

Nous proposons le calcul détaillé du linteau du voile V8 au niveau du RDC (Zone I).

**Caractéristique du linteau:**

$$H = 1.36 \text{ m}$$

$$L = 1.20 \text{ m}$$

$$b = 0.20 \text{ m}$$

Dans le calcul du ferrailage du linteau,

L'effort tranchant par logiciel (ETABS) :  $V_u$  (gauche) = 430.57 kN

$V_u$  adroit = 430.57 kN

Doit être majoré de 1,4.

$$V = 1,4 V_U$$

Soit :  $V = 1,4 \times 430.57 = 602.8 \text{ kN}$

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement**

D'après RPA99, on a :

$$\tau_b = V / b0d ; d = 0,9 h = 0.9 \times 1.36 = 1.22 \text{ m}$$

$$\tau_b = 0,6028 / (0.20 \times 1.22) = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.47 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée

**b . Calcul des armatures**

$$f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 2.47 \text{ MPa} > 1,5 \text{ MPa}$  ; donc on devra disposer :

❶ Des aciers longitudinaux (  $A_L, A_L'$  ) qui sont calculés en flexion simple ;

❷ Des aciers transversaux (  $A_t$  ) ;

❸ Des aciers en partie courante (  $A_c$  ) ;

Des aciers diagonaux (Ad.)

Calcul de (  $A_L$  ) :

Section minimale exigée par le RPA99 :

$$(A_L, A_L') \geq 0.0015 \times 20 \times 136 = 4.01 \text{ cm}^2$$

Calcul de (  $A_t$  ) :  $\tau_b = 2.47 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$

Condition minimale du RPA 99 :

$$A_t \geq 0.0025 .b .s = 0.0025 \times 20 \times 15 = 0,75 \text{ cm}^2$$

Calcul de (  $A_c$  ) :

$$A_c \geq 0.002 .b .h = 0.002 \times 20 \times 136 = 5.44 \text{ cm}^2$$

Calcul de (AD) :  $\tau_b = 2.47 \text{ MPa} > 1,5 \text{ MPa}$

$$AD = V / (2f_e . \sin \alpha)$$

$$\text{tg}(\alpha) = (h - 2d) / L \Rightarrow \alpha = 46.39^\circ$$

$$AD = (0,6028 / 2 . 400 . 0,724)$$

$$AD = 7.99 \text{ cm}^2$$



$\tau_b = 2,47 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$

Section minimale du RPA 99 :

$AD / 0,0015 \cdot b \cdot h = 0,0015 \times 20 \times 136 = 4,74 \text{ cm}^2$

Donc:  $AD = \max (AD \text{ calculée } , AD \text{ RPA}) AD = 7,99 \text{ cm}^2$

• Ferraillage final

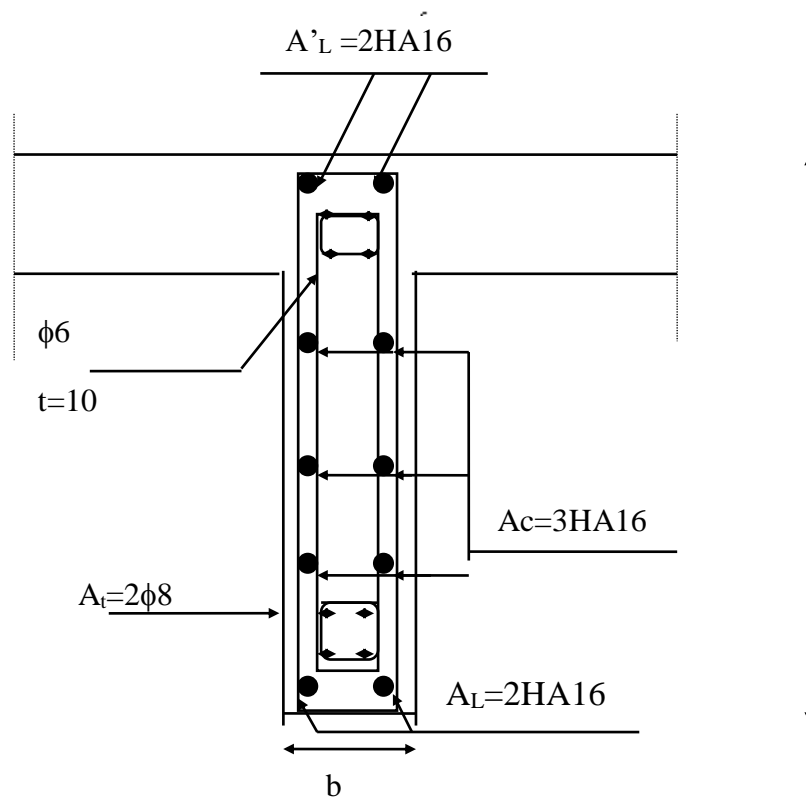
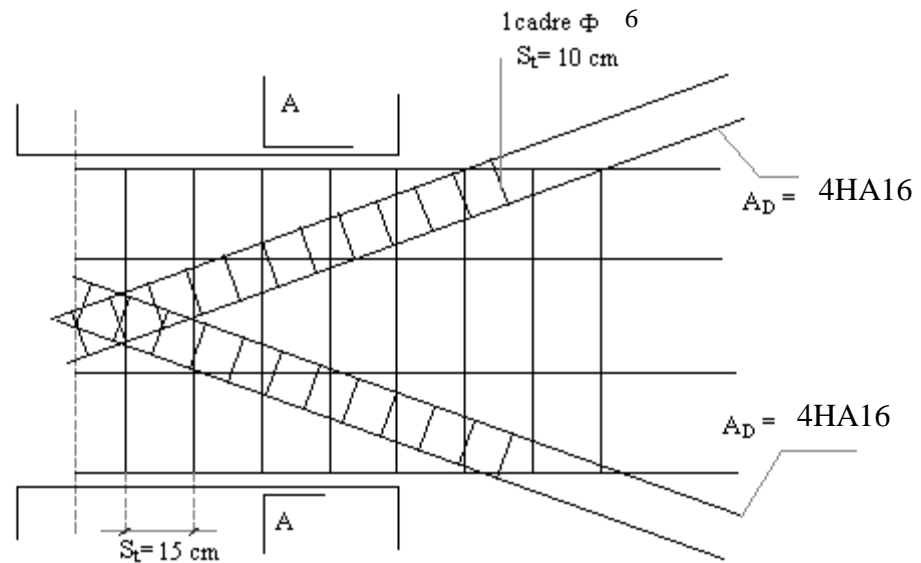
•  $A_I = 4,08 \text{ cm}^2$ ; soit :  $AS (2HA16) = 6,03 \text{ cm}^2$  ;

•  $A_t = 0,75 \text{ cm}^2$ ; soit :  $AS (2 \Phi 8) = 0,85 \text{ cm}^2$  ;

•  $A_c = 5,44 \text{ cm}^2$  ; soit :  $AS (3HA16) = 6,03 \text{ cm}^2$  ;

•  $AD = 7,99 \text{ cm}^2$ ; soit:  $AS (4HA 16) = 8,04 \text{ cm}^2$ .

Tableau: ferraillage de linteaux.



COUPE (A-A)

Figure V.5.1: Schéma du ferraillage de linteau

## VI -Etude des fondations

### VI-1-Introduction:

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

### VI-2-Choix de type de fondations :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2.5 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.(stabilité de l'ouvrage )
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.(facilité de l'exécution)
- La qualité du sol de fondation.- l'économie.

Nous proposant en premier lieu des semelle filantes pour cela, nous allons procéder a une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieur a 50%de la surface totale du bâtiment

**( $S_s/S_b < 50\%$ ).**

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec :  $N = N_G + N_Q$  ( $\overline{\sigma_{sol}} = 2.5 \text{ bars} = 25t/m^2$ ).

### 2-a-Calcul des surfaces revenantes aux semelles :

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

## Les files horizontales

Tableau VI.2.1 : surfaces revenantes aux semelles (sens longitudinal)

Files	N(KN)	S(m <sup>2</sup> )
1	18933,5	75,734
2	15405,12	61,62048
3	10286,05	41,1442
4	16615,75	66,463
5	17394,63	69,57852
6	14994,28	59,97712
7	15296,3	61,1852
/	$\Sigma$	435,70252

## Les files verticales

Tableau VI.2.2 : surfaces revenantes aux semelles (sens transversal)

Files	N(KN)	S(m <sup>2</sup> )
1	7335,82	29,34328
2	12783,33	51,13332
3	10778,66	43,11464
4	12144,19	48,57676
5	11914,88	47,65952
6	12142,4	48,5696
7	10779,83	43,11932
8	12804,96	51,21984
9	7358,26	29,43304
/	$\Sigma$	392,16932

*La surface total de semelles filantes verticales est : 392.17m<sup>2</sup>*

Surface totale des semelles est : **827.87 m<sup>2</sup>**

Surface totale du bâtiment est : **499.36m<sup>2</sup>**      Donc :

$$S_{S1} / S_b = 435.7 / 499.36 = 0.87 > 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier général.**

**VI.3-Etude du radier:**

**3. 1: dimensionnement :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitué par des murs de l'ossature, soumis à la réduction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

**a- Condition de rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$L_{\max}$  : plus grande distance entre deux voiles parallèles :

$L_e$  : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E * I}{K * b}}$$

$E$  : module d'élasticité.

$I$  : inertie d'une bande d'1 m de radier.  $I = \frac{bh^3}{12}$

$K$  : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ( $K = 40 \text{ MN / m}^3$ ).

$b$  : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 4.3 \text{ m}$ ,  $E = 3210000 \text{ t/m}^2$ ,  $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * 4000 * (4.3)^4}{3210000 * \pi^4}} \implies h_r \geq 0.59 \text{ m}$$

**b- Condition forfaitaire :**

$$h_r \geq L_{\max} / 10$$

Avec :

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux files successives ( $L_{\max} = 4,30\text{m}$ )

D'où :  $h_r \geq 43 \text{ cm}$

**c- Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \text{Avec :}$$

$L_{\max}$  : la distance maximale entre deux files successifs ;  $L_{\max} = 4,30\text{m}$ .

D'où :  $0,54 \leq h_r \leq 0,86 \text{ m}$ .

Alors :  $h_r \in [54, 86] \text{ c}$

**La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est: 0.80m**

**d-calcul de surface minimale du radier :**

la surface du radier est déterminer en vérifiant la condition suivante :

$$(N_{\text{ser}}/S) \geq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{D'où :}$$

$$S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_s} \quad N = G+Q = 121623.49\text{kn}$$

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 25 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{min}} = 486.49\text{m}^2$$

L'emprise totale de bâtiment est de : **499.36m<sup>2</sup>**

*La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).*

**Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \text{Max} (h_r/2, 30\text{cm}) = 50\text{cm}$$

Soit : D = 50 cm

$$D'ou : S_r = S_{BA} + D \times 2 \times (X+Y) = 499.36 + 0.5 \times 2 \times (36.05 + 34.6) = \mathbf{584.14 \text{ m}^2}$$

S<sub>r</sub> : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment.

Alors la surface de radier est **S<sub>r</sub> = 584.14 m<sup>2</sup>**.

$$S_{\min} > S_{\text{bat}}$$

### e-Vérification du radier

#### 1. Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r \quad \text{Avec :}$$

$$W : \text{Poids total du bâtiment à la base du radier} = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 10660 \text{ t}$$

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1.5$ )

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 1\text{t/m}^3$ )

h : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 0.80 + 0.5 = 1.30 \text{ m}$ )

S<sub>r</sub> : Surface du radier ( $S_r = 584.14 \text{ m}^2$ )

$$\alpha \gamma h S_r = 1.53131.303584.14 = 1152.88 \text{ t}$$

$$\alpha \gamma h S_r = 1152.88\text{t} < 10660 \text{ t}$$

*La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.*

#### F : vérification de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. la vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas : on a le voile (V5) de longueur 4.2 m

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times f_{c28}$$

N<sub>u</sub> : charge de calcul à l'ELU

$$N_u = \frac{Nu}{L} \quad \text{avec } L = 4.2\text{m}$$

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

$$N_u = 1629.81\text{t} = \mathbf{16.298\text{MN}}$$

$$N_u/ml = 16298/4.2 = \mathbf{3.88 \text{ MN/ml}} .$$

u<sub>c</sub> : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$u_c = 2(a+b+2h_r)$$

$$u_c = 5.6 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} = 5.04 \text{ MN/ml (C.B.A art A.5.2.4.3)}$$

$$Nu/ml = 3.88 \text{ MN} < Nu = 5.04 \text{ MN}$$

### G- Dimensionnement de la dalle plane de radier :

$$H_d \geq 2,15 \Rightarrow H_d = 35 \text{ cm}$$

*La condition est vérifiée donc il n y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement.*

#### 4-2-b/condition de résistance au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{c28}$$

Nous vérifions l'effort tranchant sous l'effet de l'effort normal ramené par voile le

Plus Sollicité (V1) qui devient un appui au radier renversé.

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} ; b=1\text{m.}$$

$$d=0.9h_r = 72\text{cm.}$$

$$V_u = \frac{Qu \times L_{\max}}{2} = \frac{(N_u / S_{rad}) \times L_{\max}}{2}$$

$$V_u = 16.298 \times 4.2 / (2 \times 584.14) = 0.059 \text{ MN}$$

$$\tau_u = 0.356 / 0.765 = 0.0766 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ Mpa}$ . (Condition de résistance au cisaillement est vérifier).

$$I_{xr} = \sum I_{xg} + \sum S_i (x_{cr} - x_i)^2$$

$$I_{yr} = \sum I_{yg} + \sum S_i (y_{cr} - y_i)^2$$

$$x_{cr} = \sum m_i x_i / \sum m_i$$

$$y_{cr} = \sum m_i y_i / \sum m_i$$

Avec :

$I_{xr}, I_{yr}$  : Inerties totales du radier dans les deux sens.

$x_{cr}, y_{cr}$  : Centre de gravité du radier .

$S_i$  : Aire du panneau (i) dans le repère passant par son centre de gravité.

$x_i, y_i$  : Distance entre le centre de gravité et celui du panneau (i).

$$I_x = 36029.567 \text{ m}^4$$

$$x_{cr} = 14.2$$

$$I_y = 13990.918 \text{ m}^4$$

$$y_{cr} = 10.48 \text{ m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_x = |x_{cr} - x_g|$$

$$e_y = |y_{cr} - y_g|$$

$x_g, y_g$  étant les coordonnées du centre des masses des différents niveaux sont (étage courants et rez de chaussée).

Après calcul, les coordonnées du centre des masses du radier sont respectivement données par :

$$x_{gr} = 14.2 \text{ m}$$

$$y_{gr} = 10.48 \text{ m}$$

Les coordonnées du centre des masses de différents niveaux :

$$x_g = 14.22 \text{ m}$$

$$y_g = 10.53 \text{ m}$$

Excentricité :  $e_x = 0.02 \text{ m}$

$$e_y = 0.05 \text{ m}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

### H : Vérification de la stabilité du radier :

- Centre de masse du radier : donnée par le tableau suivant

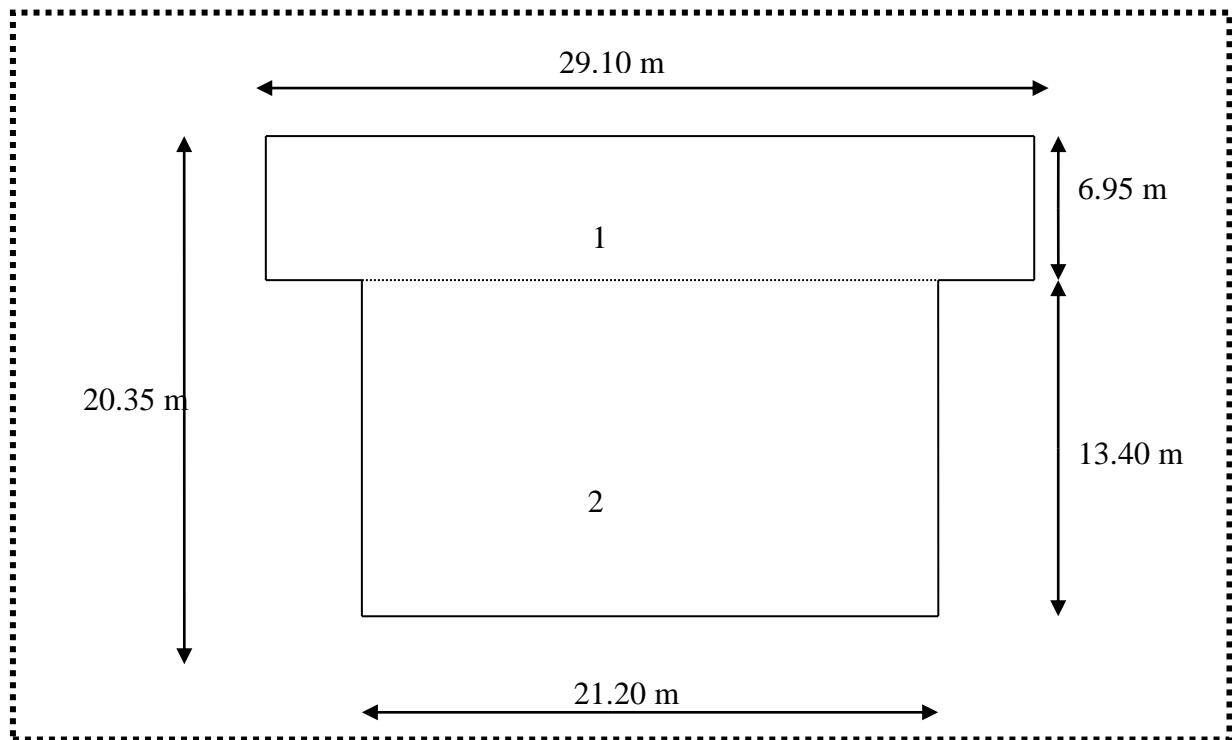


Figure VI.3.1 :vue en plan de notre structure difisé en 2 partie pour calculer le centre de masse du radier

Calcul de la section rectangulaire Equivalente:

- calcul d'inerties :

$$I_{xi} = I_{x/Gi} + S_i \times \Delta^2$$

$$I_{yi} = I_{y/Gi} + S_i \times \Delta'^2$$

les résultats sont données sous forme d'un tableau :

Bloc	$I_{XI} (m^4)$	$I_{YI} (m^4)$	$I_X (m^4)$	$I_Y (m^4)$	$X_G (m)$	$Y_G (m)$
1	14271.92	814.07	36029.567	13990.918	14.2	10.48
2	10639.742	4250.78				

Tableau VI.3.1 : l'inertie et le centre de masse.

Figure VI.3.1 : section equivalente au radier général



Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement .Les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de tractions (soulèvement), sous la combinaison (0,8G-E).
- Aux contraintes de compression maximale sous (G+Q+E).

Les contraintes sous le Radier sont données par

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{RAD}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} < 1,5\overline{\sigma_s}$$

**Situation durable**

Tableau VI.3.2 : la stabilité du radier en situation durable

	G+Q(ELS)		1,35G+1,5Q	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
<b>N (KN)</b>	<b>121623,4</b>	<b>121623,49</b>	<b>166140,73</b>	<b>166140,73</b>
<b>M (KN.m)</b>	<b>5858,918</b>	<b>2471,727</b>	<b>7647,588</b>	<b>3386,559</b>
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	<b>36029,567</b>	<b>13990,918</b>	<b>36029,567</b>	<b>13990,918</b>
<b><math>\sigma_1</math></b>	<b>210,52186</b>	<b>210,08745</b>	<b>287,43769</b>	<b>286,9924</b>
<b><math>\sigma_2</math></b>	<b>205,89711</b>	<b>206,33152</b>	<b>281,40105</b>	<b>281,84633</b>
<b><math>\sigma_{moy}</math></b>	<b>209,36567</b>	<b>209,14847</b>	<b>285,92853</b>	<b>285,70589</b>
<b><math>\sigma_{adm}</math></b>	<b>250</b>	<b>250</b>	<b>250</b>	<b>250</b>
<b>La condition</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>

**Situation accidentelle**

Tableau VI.3.3 : la stabilité du radier en situation accidentelle

	0,8G-EX		G+Q+EX	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
<b>N (KN)</b>	<b>86910,66</b>	<b>90564,34</b>	<b>121630,15</b>	<b>125283,83</b>
<b>M (KN.m)</b>	<b>6124,677</b>	<b>1798,311</b>	<b>5899,38</b>	<b>2557,869</b>
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	<b>36029,567</b>	<b>13990,918</b>	<b>36029,567</b>	<b>13990,918</b>
<b><math>\sigma_1</math></b>	<b>151,20122</b>	<b>156,40508</b>	<b>210,54923</b>	<b>216,4191</b>



$\sigma_2$	146,36669	153,67244	205,89255	212,53228
$\sigma_{moy}$	149,99259	115,25433	209,38506	215,4474
$\sigma_{adm}$	250	250	250	250
<b>La condition</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>

**Donc la stabilité de la structure est dans les deux sens**

**CONCLUSION :**

**Pour les deux cas de combinaisons, les contraintes maximales et minimales sont vérifiées. IL n'y a donc aucun risque de soulèvement.**

### VI.3-2- Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

#### 2-a. Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs :

-dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$

-dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs des  $\mu_x, \mu_y$  ont fonction de ( $\alpha = L_x/L_y$ )

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis,

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

-Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$  ;  $M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$ )

- Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$  ;  $M_{ay} = 0,5 \cdot M_y$ )

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85 \cdot M_x$  ;  $M_{ty} = 0,85 \cdot M_y$ )

- Moment sur appuis : ( $M_{tx} = 0,3 \cdot M_x$  ;  $M_{ty} = 0,3 \cdot M_y$ )

-Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans le schéma ci-joint, où  $L_x$  est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur

à « 0,40 »

#### **Evaluation des charges et surcharges**

Les valeurs des charges ultimes:

#### **ELU**

$$q_u = \frac{N_U}{S_{rod}} = 284,42 \text{ KPa}$$

$$q_u = 284,42 \text{ KPa}$$

#### **ELS**

$$q_{ser} = \max(\sigma_{ser}; \sigma_m)$$

$$q_{ser} = \max(121.62; 209.32)$$

$$q_{ser} = 209.32 \text{ KPa}$$

- Identification des panneaux des dalles :

Tableau VI.3.1: donnant les valeurs de  $\rho$  :

Panneaux	P1	P2	P3	P4
Ly (m)	4,3	4,3	3,95	4,2
Lx (m)	3,95	3,55	3	3,55
$\rho=Lx /Ly$	0,91860465	0,8255814	0,7594937	0,8452381
observations	0.4 < $\rho$ < 1 (2sens)	0.4 < $\rho$ < 1 (2sens)	0.4 < $\rho$ < 1 (2sens)	0.4 < $\rho$ < 1 (2sens)

Calcul des moments selon BAEL91 (Art 4,2) :

A l'E.L.U: on a  $q_u = 284,42 \text{ t/m.ml}$

Tableau VI.3.2 : moments selon BAEL91 (Art 4,2) A l'E.L.U

Panneaux	Lx (m)	Ly (m)	P	$\mu_x$	$\mu_y$	$Q_{elu}$	$M_{ox} \text{ (t.m)}$	$M_{oy} \text{ (t.m)}$
P1	3,95	4,3	0,91860465	0,0445	0,82	284,42	19,747601	16,1930325
P2	3,55	4,3	0,8255814	0,0538	0,65	284,42	19,284088	12,5346575
P3	3	3,95	0,75949367	0,069	0,544	284,42	17,662482	9,60839021
P4	3,55	4,2	0,8452381	0,051	0,697	284,42	18,280456	127414775

A l'E.L.S: on a  $q_{ser} = 209.33 \text{ t/m.ml}$

Tableau VI.3.3 : moments selon BAEL91 (Art 4,2) A l'E.L.S

Panneaux	Lx(m)	Ly(m)	P	$\mu_x$	$\mu_y$	$Q_{ser}$	$M_{ox} \text{ (t.m)}$	$M_{oy} \text{ (t.m)}$
P1	3,95	4,3	0,91860465	0,0445	0,82	209,32	14,533323	11,9173249
P2	3,55	4,3	0,8255814	0,0538	0,65	209,32	14,1922	9,22492968
P3	3	3,95	0,75949367	0,069	0,544	209,32	12,998772	7,07133197
P4	3,55	4,2	0,8452381	0,051	0,697	209,32	13,453572	9,3771397

Le plus grand panneau est le panneau P1 avec un moment de 19.745 t.m

Calcul des sections d'armatures des panneaux du radier :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.95}{4.3} = 0,918$$

$$\alpha > 0,4$$

Les efforts a L'ELU :

Sens x-x

$$\mu_x = 0,0445$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 197.47 \text{ KN.m}$$

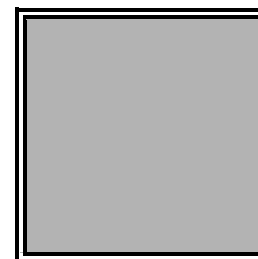
$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 148.107 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 98.738 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$\mu_y = 0.82$$

4.30m



3.95m

figure VI-3.1: panneau le plus sollicitée

$M_y = \mu_y \times M_x = 161.93 \text{ KN.m}$   
 $M_{ty} = 0,75 \times M_y = 121.447 \text{ KN.m}$   
 $M_{ay} = 0,5 \times M_y = 80.965 \text{ KN.m}$

**Les efforts a L'ELS:**

Sens x-x

$\mu_x = 0,0445$

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 145.33 \text{ KN.m}$   
 $M_{tx} = 0,75 \times M_x = 109 \text{ KN.m}$   
 $M_{ax} = 0,5 \times M_x = 72.67 \text{ KN.m}$

Sens y-y

$\mu_y = 0,82$

$M_y = \mu_y \times M_x = 119.17 \text{ KN.m}$   
 $M_{ty} = 0,75 \times M_y = 89.38 \text{ KN.m}$   
 $M_{ay} = 0,5 \times M_y = 59.58 \text{ KN.m}$

• **Calcul des armatures à L'ELU :**

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3.2 Le ferrailage a L'ELU

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
$M_u$ (MN.m)	0,148	0,0987	0,1214	0,0809
$\mu$	0,020147765	0,01343638	0,016526612	0,011013204
$\mu < 0.186$	oui	oui	oui	Oui
D	0,72	0,72	0,72	0,72
A	0,025	0,0168	0,0207	0,013
Z	0,7128	0,7151616	0,7140384	0,716256
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	5,966433169	3,9658266	4,885599636	3,245644914
$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	7,6	7,6	7,6	7,6
Choix des barres	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
As adopté	9,24	9,24	9,24	9,24

**Détermination des armatures à L'ELS : « fissuration très préjudiciable »**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
$M_{ser}$ (MN.m)	0,109	0,0726	0,089	0,0595
X	0,576923077	0,57692308	0,576923077	0,576923077
Z	0,45	0,45	0,45	0,45
D	0,72	0,72	0,72	0,72
Est	160	160	160	160
$\overline{M1}$	3,375	3,375	3,375	3,375
$\overline{M1} > M_{ser}$	Oui	Oui	Oui	Oui
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	15,13888889	10,08333333	12,36111111	8,263888889
$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	7,6	7,6	7,6	7,6
Choix des barres	6HA20	6HA16	6HA16	6HA14
As adopté	18,85	12,06	12,06	9,24

Tableau VI.3.3 le ferrailage a L'ELS

d. Débord :

1. Ferrailage du débord :

$$b = 1m$$

$$h = 80cm$$

$$d = 72cm$$

$$L = 0,5m$$

$$q_u = 284,42 \text{ KN/m}^2 \times 1ml$$

$$q_{ser} = 209,33 \text{ KN/m}^2 \times 1ml$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

**CALCUL A L'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} \Rightarrow M_u = 35,55 \text{ KN.m}$$

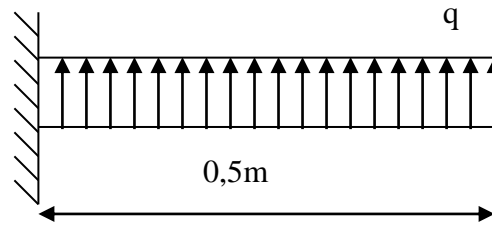


Figure VI.3.2 : Présentation schématique de débord.

Tableau VI.3.4 : Calcul le ferrailage du débord à L'ELU

Mu(KN.m)	d(m)	$\mu$	Z	As(cm <sup>2</sup> )
35,55	0,72	0,00484	0,719	1,42

**CALCUL A L'ELS**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 26,166 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.3.4 Calcul le ferrailage du débord à L'ELS

Ms (KN)	d (m)	M <sub>1</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
26,16	0,72	4,05	3,086

2. Les vérifications

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min}$$

Tel que :

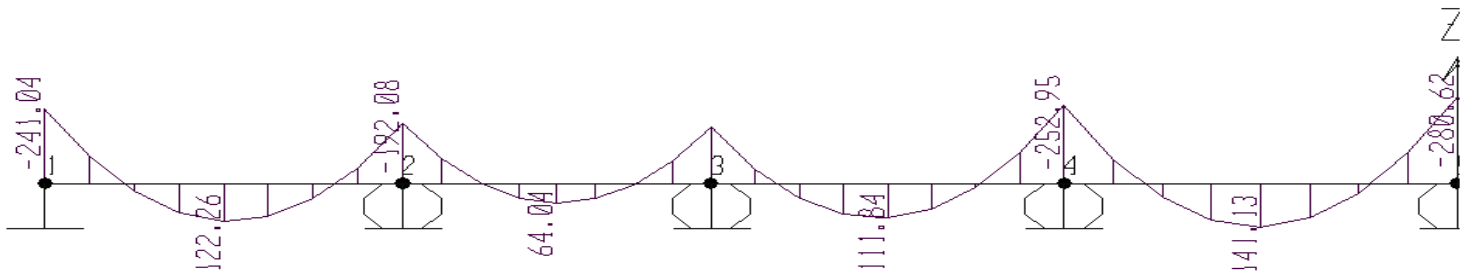
$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 8,69 \text{ cm}^2$$

Choix des barres du débord

Tableau VI.3.5: Choix des barres du débord

As (ELU)	As (ELS)	A <sub>s</sub> min (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	Esp (cm)
1,42	3,086	8,694	5HA16 (As=10,05(cm <sup>2</sup> ))	20



### 3-1. Hauteur de la nervure:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad ; L_{\max} = 4,30m$$

$$h_n \geq 0,43m$$

On prend :  $h_n = 50 \text{ cm}$

- Condition de la longueur élastique:

$$L_e = \left[ \frac{4EI}{Kb} \right]^{\frac{1}{4}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

Avec :  $L_e$  : longueur élastique.

$L_{\max}$  : distance maximale entre deux voiles successifs est égale 4.00m.

$E$  : Module d'élasticité du béton  $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$ .

$b$  : largeur du radier ( bande de 1 mètre).

$K$  : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface Pour un sol moyen ;  $K=40000 \text{ KN/m}^3$

$$\text{D'OÙ: } h_n \geq \left[ 3K \times (2L_{\max} / \pi)^4 / E \right]^{\frac{1}{3}}.$$

$$h_n \geq 59,46\text{cm.}$$

On opte:  $h_n = 80 \text{ cm}$

### 2-ferraillage de la nervure:

#### - Charges et surcharges

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour le calcul on a trouvé :

**Sens x-x** ELU :  $q_u = 284,14 \text{ KN/m}$   
ELS :  $q_s = 209,33 \text{ KN/m}$

**Sens y-y** ELU :  $q_u = 284,14 \text{ KN/m}$   
ELS :  $q_s = 209,33 \text{ KN/m}$

#### Calcul les moments fléchissant :

D'après SAP2000, on trouve les moments fléchissant qui a présenté dans les diagrammes suivants :

figure VI.3.3:Diagramme de moment fléchissant à ELS dans le sens longitudinal

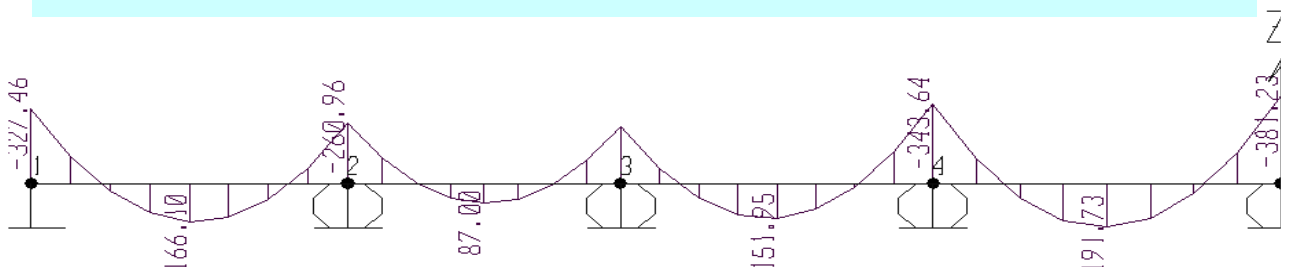
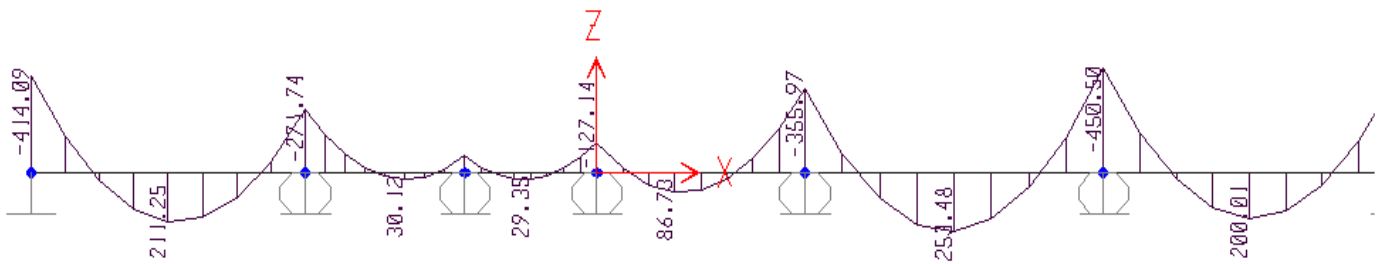


figure6-6:Diagramme de moment fléchissant à ELU dans le sens longitudinal



FigureVI.3.4 ::Diagramme de moment fléchissant à ELU dans le sens Transversal

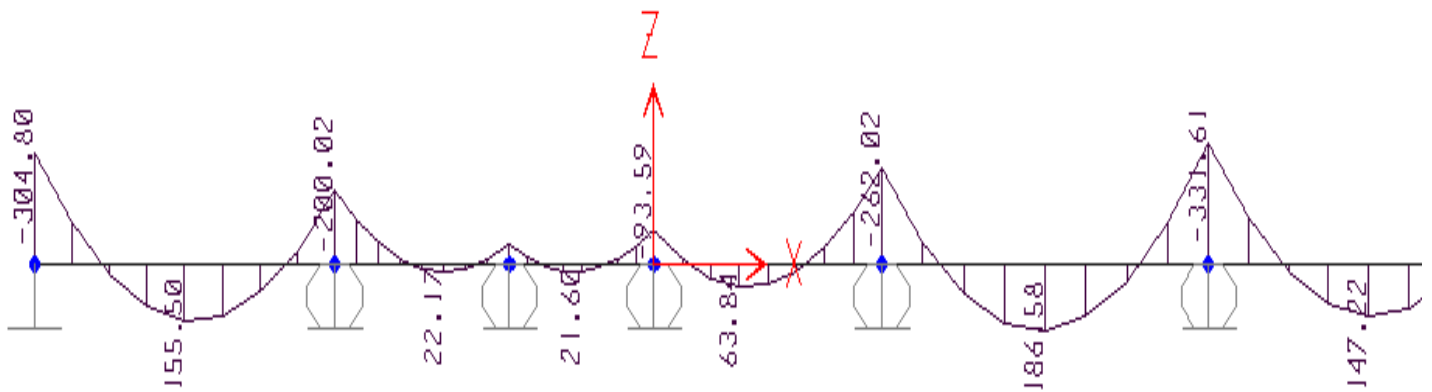


Figure VI.3.5 ::Diagramme de moment fléchissant à ELS dans le sens transversal

**Calcul du ferrailage :**

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés  
Avec:  $h = 80\text{cm}$ ,  $b = 70\text{cm}$ ,  $c = 5\text{cm}$

**ELU** : Tableau VI.3.6: ferrailage de la nervure à ELU

panneau p2	Sens longitudinal		Sens transversal	
	en travée	en appui	en travée	en appui
Mu (KN .m)	191,73	381,23	253,48	450,5
$\mu$	0,037287048	0,074140412	0,049295994	0,087611824
$\mu'\mu_\chi$	oui	Oui	oui	Oui
$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0
$\alpha$	0,05	0,0961	0,0643	0,115
Z (m)	0,7056	0,6923232	0,7014816	0,68688
<b><math>A_s</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>7,808223864</b>	<b>15,82336842</b>	<b>10,38360528</b>	<b>18,84667234</b>
<b><math>A_{s \text{ min}}</math> (cm<sup>2</sup>s)</b>	<b>17,5</b>	<b>17,5</b>	<b>17,5</b>	<b>17,5</b>

**ELS** : fissuration préjudiciable

Tableau VI.3.7: ferrailage de la nervure à ELS

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	en travée	en appui	en travée	en appui
Mser (MN.m)	0,14113	0,28062	0,18658	0,33361
X	0,52	0,52	0,52	0,52
Z(m)	0,546666667	0,546666667	0,546666667	0,546666667
$M_{rb}$ (MN.m)	2,842666667	2,842666667	2,842666667	2,842666667
$M_{ser} \leq M_{rb}$	oui	oui	oui	oui
$\bar{Z}$	0,4533	0,4533	0,4533	0,4533
<b><math>A_s</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>15,44110842</b>	<b>30,70278356</b>	<b>20,41381711</b>	<b>36,50044767</b>
<b><math>A_{s \text{ min}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>17,5</b>	<b>17,5</b>	<b>17,5</b>	<b>17,5</b>

**Choix des barres :**

La section en prendre et celle correspondant au maximum des valeurs calculées à L'ELU, l' ELS et la condition de non fragilité.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	en travée	en appui	en travée	en appui
$A_s$ choisi	17,5	30,7	20,41	36,5
<b>Les armatures choisi</b>	<b>4HA20+4HA14</b>	<b>4HA25+4HA20</b>	<b>4HA20+4HA16</b>	<b>8HA25</b>
<b><math>A_s</math> adopté</b>	<b>18,73</b>	<b>32,2</b>	<b>20,61</b>	<b>39,27</b>

Tableau VI.3.8: Choix des armatures de la nervure

- Les vérifications

**Condition de non fragilité**

La condition de non fragilités pour les élément soumis à la flexion impose que :

$$A_{CNF} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_c} = 9,737 \text{ cm}^2$$

### Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \text{pour une fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 632,89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{632,89 \cdot 10^3}{700 \cdot 800 \cdot 0,9} = 1,25 < 2.5 \dots\dots$$

La condition est vérifiée

- **Les armatures transversales**

### Espacement :

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement  $S_t$  de :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \cdot 2,5 \right\} = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm (en zone nodale)}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{on prend : } S_t = 30 \text{ cm (zone courante)}$$

D'après le CBA93 l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{ 15\Phi_L; 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm} \}$$

$\Phi_L$  : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

$a$  : le plus petit coté des dimensions transversales du poteau

$$S_t = \min \{ 15 \times 2,5; 40 \text{ cm}; 70 + 10 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 35 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 30 \text{ cm}$$

### Conclusion :

D'après les prescriptions des deux règlements cités ci avant on adopte un espacement des armatures transversales dans les deux sens :

$$\text{Zone nodale : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t = 25 \text{ cm}$$

### Diamètre des armatures transversal :

Il est définie par :

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_{L_{\max}}$$

$$\Phi_t \geq 10,66$$

$$\text{on prend : } \Phi_t = 1,2 \text{ cm}$$

- **Les armatures de peau**

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Par paroi on prend : } 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

(Fissuration préjudiciable)



# Conclusion

La réalisation du projet de fin d'étude est une opportunité pour nous étudiants d'appliquer toutes les connaissances théoriques acquises durant notre formation.

Souvent l'étude génie civil du bâtiment est facilitée par l'utilisation de l'outil informatique, nous concernant, nous avons utilisé le logiciel ETABS dans la partie étude dynamique, notamment pour la modélisation de notre structure ainsi que pour le calcul des différentes réponses sismiques. Nous avons aussi utilisé le logiciel SOCOTEC pour le ferrailage des éléments.

Notre projet est divisé en deux grandes parties. La première partie est l'étude d'une tour R+17 et la seconde est un modeste travail de recherche sur les différents isolateurs sismiques.

Le premier chapitre de l'étude est consacré à la présentation de notre ouvrage et le deuxième est consacré au prédimensionnement. Nous avons par la suite dans le troisième chapitre réalisé le ferrailage des éléments secondaires suivi par l'étude dynamique en chapitre quatre. Cette partie est très importante dans l'étude des ouvrages implantés dans des zones sismiques comme le nord Algérien classé d'après le RPA en zone III (zone à forte sismicité). Notons que dans ce chapitre nous avons rencontré beaucoup de difficultés. Après les différentes justifications de la sécurité du dernier modèle proposé, nous sommes passés à l'étude de l'infrastructure et on a opté concernant les fondations pour un radier généralisé.

Les pertes inestimables en vies humaines et dégâts matériels occasionnées par les séismes viennent à chaque fois nous confirmer les insuffisances de nos pratiques de conception. A cet effet, le chercheur est appelé à limiter au maximum les dégâts tout en cernant le mieux possible tous les facteurs influençant la réponse sismique de la structure.

Plutôt que de renforcer et de rigidifier la structure afin d'affronter les actions sismiques, il s'agit de s'y opposer en utilisant le principe de l'isolation parasismique qui est de fournir une discontinuité entre la fondation et la superstructure, de sorte que l'énergie sismique ne peut pas être entièrement transmise à la superstructure. Ce résultat donne une réduction significative de l'accélération de l'étage supérieur et du déplacement inter-étage, par conséquent, assurer la protection des usagers et la réduction des pertes matérielles.

Après un aperçu historique, nous avons dans le dernier chapitre défini le principe de fonctionnement des isolateurs sismiques. Nous avons par la suite présenté quelques exemples d'isolateurs ainsi que les systèmes d'amortissement utilisés.

## VIII-LES ISOLATEURS SISMIQUES

### I. INTRODUCTION :

Un tremblement de terre, ou séisme, résulte de la libération brusque d'énergie accumulée par les déplacements et les frictions (frottements mécaniques) des différentes plaques de la croûte terrestre (tectonique des plaques). La plupart des tremblements de terre sont localisés sur des failles. Il se produit de très nombreux séismes tous les jours (environ cent mille séismes sont enregistrés par an sur la planète), mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains car leur magnitude est trop faible. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices.

Les séismes se manifestent à la surface du sol par un mouvement de va et vient. Le mouvement est caractérisé par le déplacement et l'accélération du sol. Les constructions sont liées au sol au moins par leurs fondations, éventuellement par leurs parties enterrées (sous-sol). Les éléments de construction solidaires du sol suivent ces déplacements; par inertie les parties en élévation ne suivent pas instantanément le mouvement et il s'ensuit une déformation de la structure. Si les constructions ont été conçues et réalisées suivant les règles de l'art en zone sismique, elles passeront par leur position initiale et se mettront à osciller. Au cours du mouvement, le bâtiment isolé doit réagir dans un temps très court (quelques dizaines de secondes) sans dommage majeur.

Les techniques d'isolation sismique représentent un excellent système pour réaliser une protection sismique efficace des structures nouvelles et existantes. Grace aux isolateurs parasismiques, un niveau potentiellement élevé de protection des bâtiments par rapport aux techniques conventionnelles peut être atteint avec, en plus, la réalisation d'économies sur les couts du projet. Lors d'un séisme, c'est le sol qui est moteur. Les sollicitations mécaniques que le séisme engendre sont diverses et il est certain qu'une bonne connaissance de son action permettrait de mieux construire. L'isolation parasismique qui est en général disposée entre les massifs de fondation et la superstructure permet de découpler l'infrastructure, qui se déplace avec le sol sans se déformer (déplacements horizontaux), de la superstructure qui réagit à l'action du sol et se déforme sous l'effet des forces d'inertie. Dans ce cas ce sont les isolateurs, «infiniment» plus flexibles, qui se déforment et pas le bâtiment.

Le système d'isolation à la base offre une alternative attrayante pour protéger la structure contre le séisme en limitant les déformations plastiques par le biais de système artificiels à coût économique raisonnable, qui peuvent être entretenus et remplacés à tout moment, permettant ainsi à la structure, dans la mesure du possible, de rester dans le domaine élastique avec une atténuation significative de l'énergie transmise par le mouvement du sol.

L'objectif principal de ce travail est de s'approfondir sur les différents types d'isolateurs sismiques, leur mode de fonctionnement, leur effet sur la structure et de donner quelques exemples d'application dans différents pays.

## II. GENERALITES SUR LA TECHNIQUE D'ISOLATION SISMIQUE

### II.1. Aperçu historique :

Historiquement, des morceaux de bois ont été installés entre la base et le palier des maisons en Iran (figure 1). Des dispositifs pour l'isolement ou pour la dissipation de l'énergie ont été appliqués pour la première fois dans le domaine de la construction mécanique, telles que des amortisseurs dans les automobiles. Dans les années 50, la technologie structurale des blocs en caoutchouc flexible a été employée pour isoler des bâtiments induits par la vibration des chemins de fer (figure I), le trafic de véhicule, le vent...etc.



Figure 1 : Morceaux de bois installés entre la base et le palier des maisons en Iran.

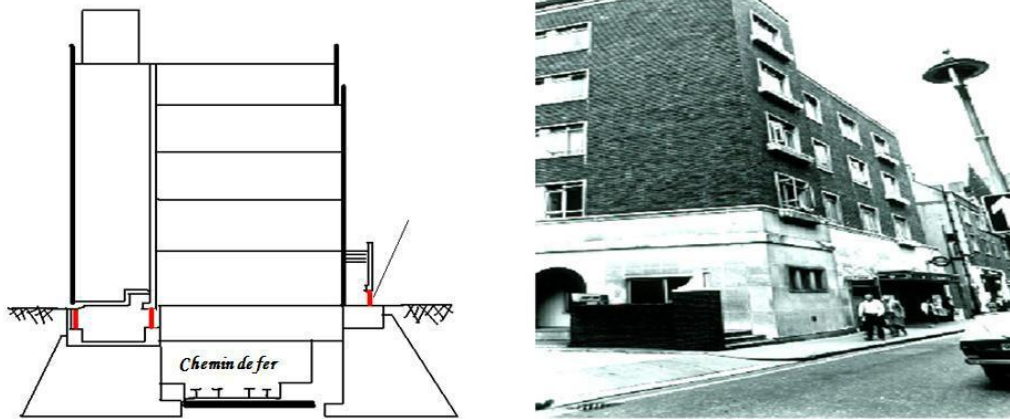


Figure 2: Bâtiment d'un tribunal en Angleterre avec des isolateurs de base.

La première tentative moderne d'isoler une structure à la base contre l'effet de séisme a été réalisée à l'école de Heinrich Pestalozzi en 1969 à Skopje (ex- Yougoslavie).

Par la suite, ce système a été appliqué pour le bâtiment de William Clayton en 1981 en Nouvelle Zélande, suivi du centre de droit communautaire et de justice aux Etats-Unis en 1985. La réponse favorable des structures isolées a été observée lors du séisme de Northridge aux Etats-Unis en 1994 et le séisme de Hyogoken-Nanbu au Japon en 1995 qui ont également contribué à l'acceptation de cette technologie.

En Algérie, Le CTC Chlef a été le premier à introduire la technique d'isolation parasismique des structures à travers la construction du siège de son agence à Ain-Defla, située dans une zone à forte sismicité ainsi que le projet de la grande mosquée à Alger qui est en cours de la réalisation.

## II.2. Principe de l'isolation parasismique :

Le principe de l'isolation parasismique est de fournir une discontinuité entre la fondation et la superstructure, de sorte que l'énergie sismique ne peut pas être entièrement transmise à la superstructure, ce résultat donne une réduction significative de l'accélération de l'étage supérieur et du déplacement inter-étage, par conséquent, assurer la protection du matériels et des composants onéreux du bâtiment.

Cette isolation à la base repose sur un principe qui exige que si la période de vibration augmente suffisamment et s'éloigne de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites.

En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur, d'où l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) dont l'objectif de contrôler les déplacements, un compromis satisfaisant sera réalisé entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement. La figure I.3 présente, de façon idéale, l'effet de l'accroissement de la période et de l'amortissement sur les forces et les déplacements sismiques.

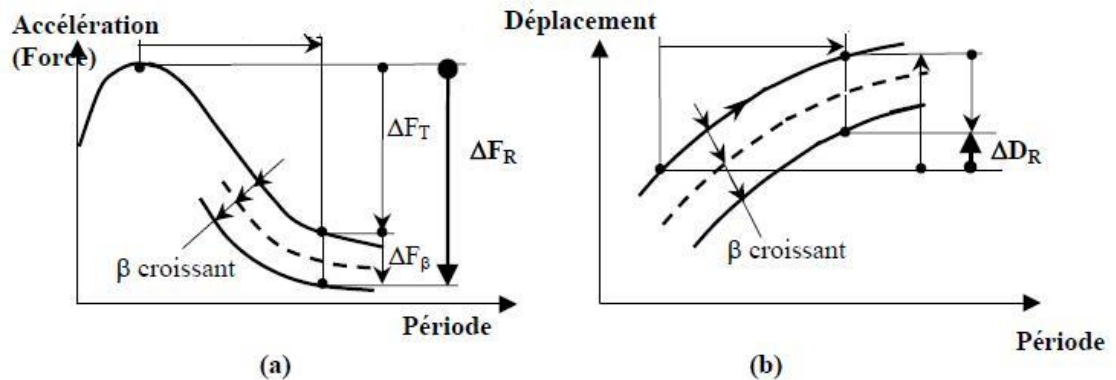


Figure 3. : Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement  
 (a) L'accélération et les forces d'inertie ; (b) Le déplacement

### II.3. Composantes des systèmes d'isolation sismique à la base :

Les caractéristiques essentielles d'un système d'isolation sismique typique sont:

1. Un appui capable de transmettre les charges verticales ayant une faible rigidité horizontale (dans la direction isolée), c'est le noyau de l'isolateur. La rigidité latérale de l'appui est le paramètre clé dans l'augmentation de la période et par conséquent dans la réduction des forces sismiques.
2. Un mécanisme de dissipation d'énergie (amortisseurs sismique): Ce mécanisme peut être soit incorporé à l'appui soit installé en parallèle. Le but est de contrôler la déformation de l'isolateur et par conséquent le déplacement absolu de la superstructure située au dessus. La composante de dissipation d'énergie peut aussi amener à une réduction des forces et des accélérations dans la structure. Une multitude de systèmes de dissipation d'énergie ont été mis au point avec une application. Les systèmes de dissipation d'énergie les plus courants sont : les amortisseurs hydrauliques (viscous dampers), les amortisseurs à base de friction (comportement plastique ou élasto-plastique), les amortisseurs à comportement hystérésis, les appuis en élastomères à haut taux d'amortissement, etc.

3. Un système de retenue: le système d'isolation doit avoir une rigidité initiale élevée afin de minimiser les déplacements sous les charges de service tel que le freinage et le vent. Pour certains types d'isolateurs, il peut s'avérer nécessaire d'incorporer un mécanisme de retenue dont la résistance minimale et maximale sont établis avec soin.

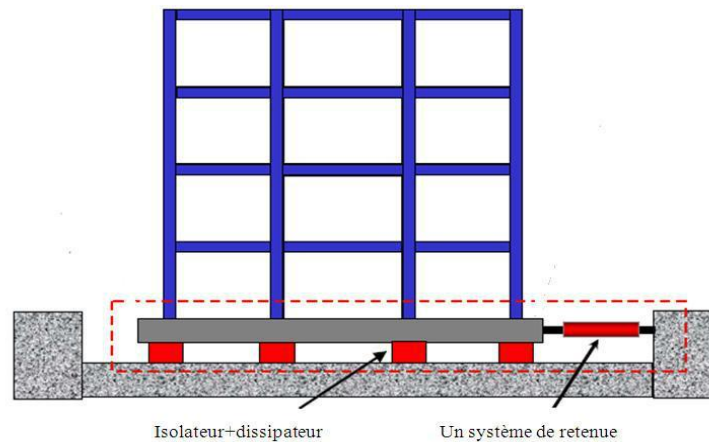


Figure .4: Localisations des isolateurs parasismiques pour les bâtiments

L'isolation sismique consiste à introduire des appareils d'appui dont la rigidité horizontale est nettement plus faible que celle de la structure sus-jacente. Les appuis sont généralement placés entre les fondations et la superstructure, entre le sous-sol et le rez de chaussée ou encore, entre le RDC et le premier étage pour les bâtiments (figure I.4) et entre les appuis et le tablier pour les ponts (figure.5). Les déplacements induits par le tremblement de terre se concentrent au niveau de ces appuis, conçus pour pouvoir absorber d'importants déplacements, et la superstructure se déplace d'un bloc (figure I.6).

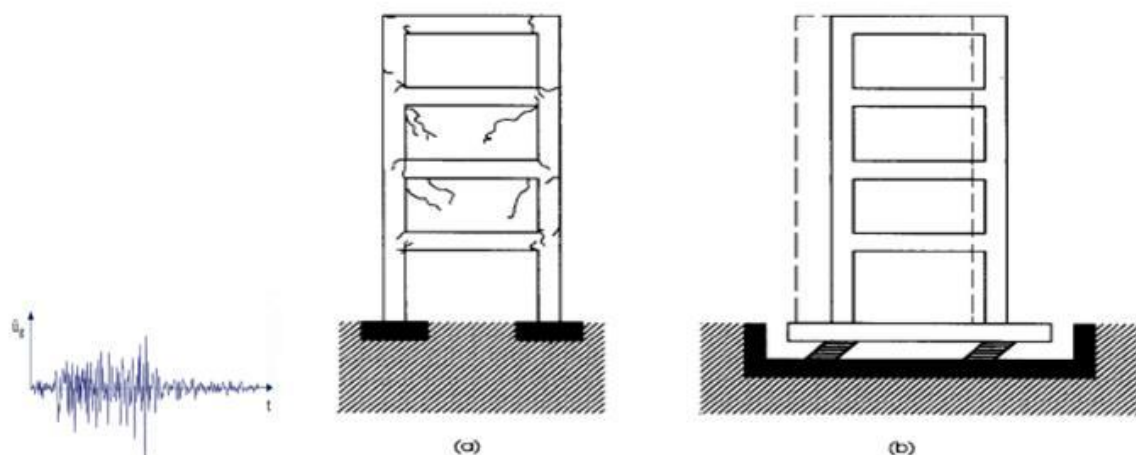


Figure 5. : Comportements des structures lors d'un séisme.

(a) Encadrée,

(b) Isolée.

### III. les différents amortisseurs parasismiques :

Les amortisseurs utilisés pour les structures de génie civil soumises à des actions dynamiques potentiellement importantes (séisme) ont un comportement qui peut s'éloigner notablement du domaine élastique linéaire. On distingue quatre familles principales d'amortisseurs à savoir :

- a. Amortisseurs hystérétiques
- b. Amortisseurs visqueux
- c. Amortisseurs à frottement
- d. Amortisseurs magnétique

#### III.1. Amortisseurs hystérétiques :

Ils sont appelés aussi amortisseurs élasto-plastiques. L'énergie est dissipée par plastification alternée d'éléments très ductiles tels que l'acier doux, plomb, alliages. Le montage de ces amortisseurs devrait permettre un remplacement facile. Ils ne demandent pas d'entretien et peuvent supporter plusieurs centaines de cycles de déformations post-élastiques avant de se rompre (Figure 6).



Figure 6 : Amortisseur hystérétique

#### III.2. Amortisseurs visqueux :

Ces systèmes sont constitués de tiges solidaires à la structure plongeant dans un matériau très dense mais déformable, comme le bitume de grande viscosité, le plomb ou l'huile de grande densité. De même que les amortisseurs hystérétiques, l'inconvénient de ces amortisseurs est le besoin de maintenir la température pour le fluide (Figure 7).

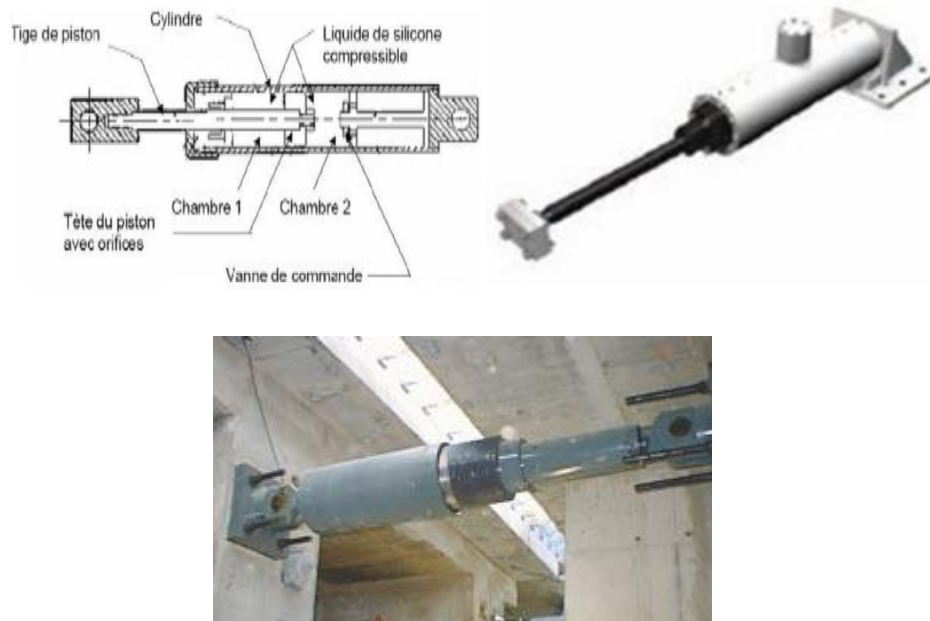


Figure 7: Amortisseur visqueux.

**III.3. Amortisseurs à frottement:**

Ils sont disposés à divers endroits stratégiques de la superstructure et dissipent l'énergie par un frottement sec. Ces amortisseurs se révèlent être les plus efficaces et les plus durables, puisqu'ils reprennent leur position initiale sans dommages (Figure 8).

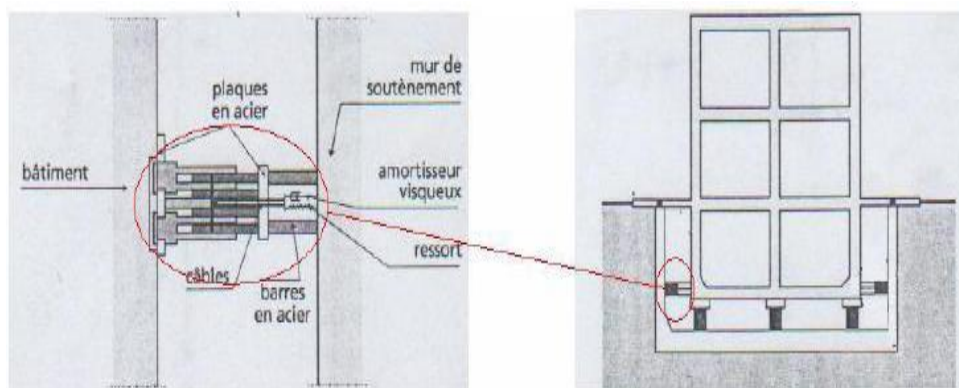


Figure 8 : Amortisseurs à frottement



### III.4. Amortisseurs magnétiques :

Ces systèmes n'ont jamais été utilisés jusqu'à présent, ils sont restés au stade d'études théoriques. Les essais aux laboratoires de recherche ont permis de démontrer expérimentalement que les amortisseurs magnétiques peuvent réduire les déplacements à la base des immeubles (**Bencharif Raouf & Terchi Brahim, 2008**).

### IV. Les différents appuis parasismiques :

Plusieurs types d'appuis parasismiques existent. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en plusieurs catégories :

- a. Appuis à déformation;
- b. Appuis à glissement;
- c. Appuis à déformation et glissement;
- d. Appuis à roulement, etc.

#### IV.1. Les appuis à déformation :

Ces appuis sont réalisés en élastomère fretté (couches alternées d'élastomère, caoutchouc naturel ou élastomère synthétique (néoprène) et de plaques métalliques (frettes) analogues aux appuis couramment utilisés pour les ponts (appareils d'appuis). On distingue différents types d'appuis à déformation tels que les appuis en caoutchouc fretté et les appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb.

- a) Appuis en caoutchouc fretté non dissipateurs (Natural Rubber Bearings)

Ce type d'appuis (NRB) est caractérisé par les propriétés suivantes :

- Simple à fabriquer,
- Facile à modeler (Ce type d'appareils est caractérisé par un comportement linéaire suivant les charges horizontales et verticales),
- Réponse n'est pas fortement sensible au taux de chargement, à la température, et au vieillissement.
- Amortissement faible 2 à 3%

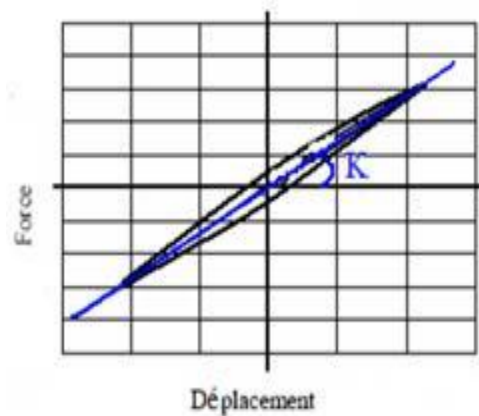


Figure 9 : Loi de comportement des Appuis de type (NRB)

#### IV.2. Les appuis à glissement :

Ce système est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux fondations et leur interface constitue le plan de glissement (Figure 10). Le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même. La réponse d'un bâtiment reposant sur ce type d'appui est conditionnée par le coefficient de frottement entre les plaques ainsi que la masse du bâtiment. L'intensité des forces sismiques horizontales transmises vers la structure et inversement proportionnelle à la valeur du coefficient de frottement entre les deux plaques. Le déplacement résiduel après un séisme de ces plaques est un problème qui peut être résolu en prévoyant un système de recentrage.

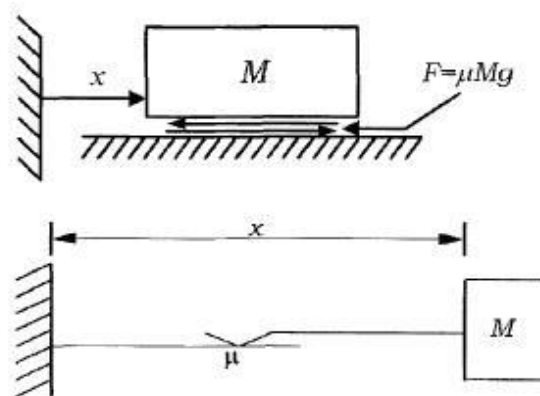


Figure 10 : Concept des isolateurs à glissement

Les appuis à glissement conviennent aussi bien pour les constructions sur sols durs que sur les terrains meubles car pour les faibles coefficients de frottement des plaques, la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique. Parmi ces appuis, on peut citer :

### a. Appuis en pendules glissants (Friction Pendulum Sliding)

Le système de pendule de frottement (FPS) propose une approche simple pour augmenter la résistance d'une structure face à un séisme. Le concept de FPS est basé sur une méthode innovatrice tout en réalisant un mouvement pendulaire. La figure (11) illustre schématiquement comment le système FPS atteint une réponse de pendule pour un bâtiment soutenu. Le bâtiment répond à des mouvements de tremblement de terre sous formes des mouvements de pendule à faible amplitude. L'amortissement de friction absorbe efficacement l'énergie d'un séisme. Le résultat est simple, prévisible et stable pour une réponse sismique.

Comparé avec l'appui élastomère et l'appui de type LRB, la plupart des systèmes de friction ont l'avantage qu'ils ne sont pas affectés ni par la fréquence naturelle de la structure isolée ou le contenu fréquentiel du séisme. Le coefficient de frottement est le paramètre clé qui détermine s'il y aura glissement ou pas pour le système FPS. Cependant, la plupart des systèmes de friction présentent l'inconvénient qu'ils sont incapables de retourner la structure à sa position initiale.

Il est probable qu'un décalage permanent peut exister et avoir lieu entre les parties mobiles du système après un tremblement de terre majeur (R.S. Jangid, T.K. Datta, 1995).

Ce type d'appuis (FPS) comporte une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule (Figure 11).

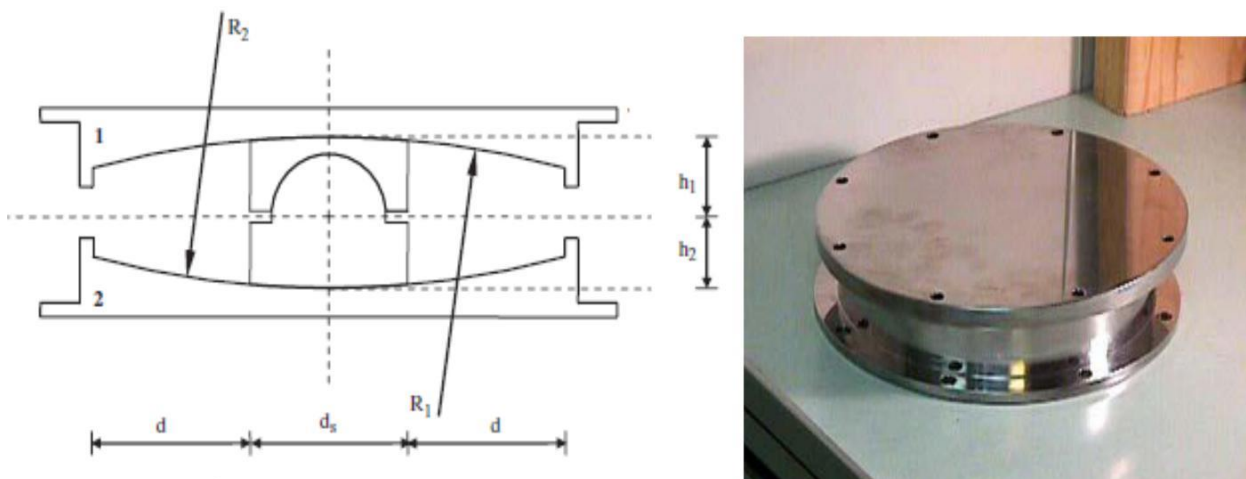


Figure 11: Appuis en pendules glissants (FPS)

### b. Appuis à glisseur plat (Flat Sliding Bearings)

Ce type d'appuis comporte une interface de glissement sous forme plat, c.-à-d. :

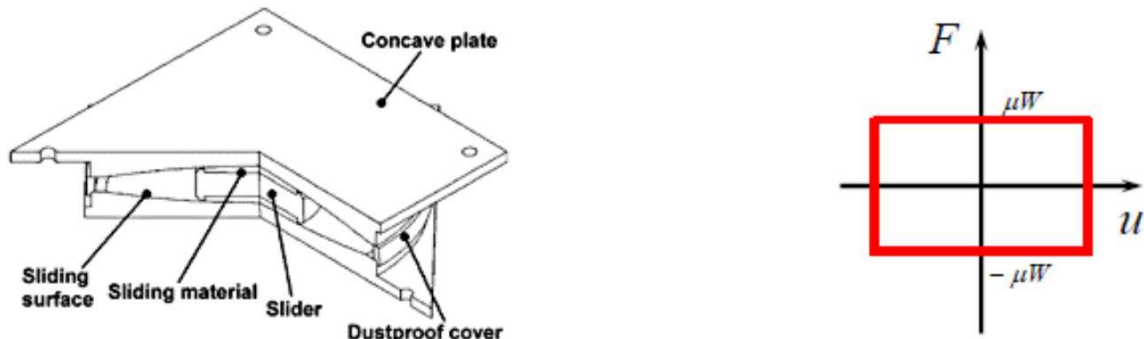


Figure 12: Appuis à glisseur plat (FSB)

### VI.3. Les appuis à déformation et glissement :

#### A. Système d'isolation résistant par frottement (Résilient-friction base isolation system)

Ces isolateurs sont constitués de plaques concentriques qui sont en contact de frottement l'une par rapport à l'autre et reliées par un ou plusieurs noyaux en caoutchouc dont le rôle est de distribuer le glissement sur la hauteur de l'isolateur.

Les actions de frottement, d'amortissement et des forces résistantes sont parallèles, ce qui est représenté sur le modèle mathématique de la (Figure 13).

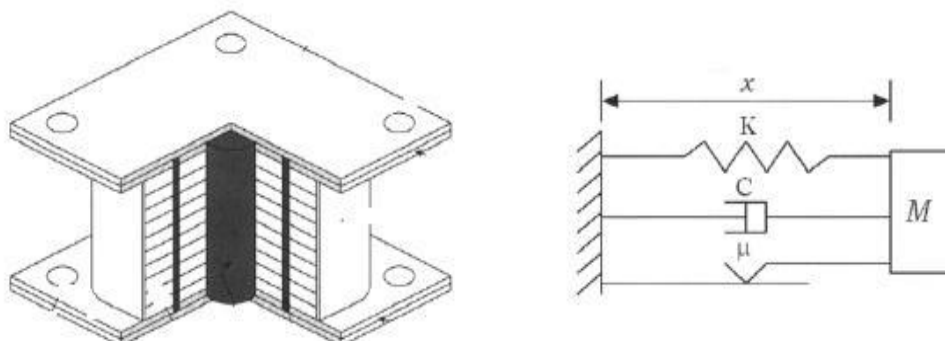


Figure 13: Appuis à glisseur Plat (S. K. Park and K. B. Han, 2004).

### B. Appuis Glissants utilisés par EDF (Electricité de France) :

Ils sont constitués de plaques fixées à la superstructure et de plaques solidaires des isolateurs élastomères qui se déforment latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère.

Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion est supérieure à la force de frottement entre les plaques, le glissement commence, ce qui signifie que les actions des plaques et des isolateurs sont en série, comme le représente schématiquement la (Figure 14).

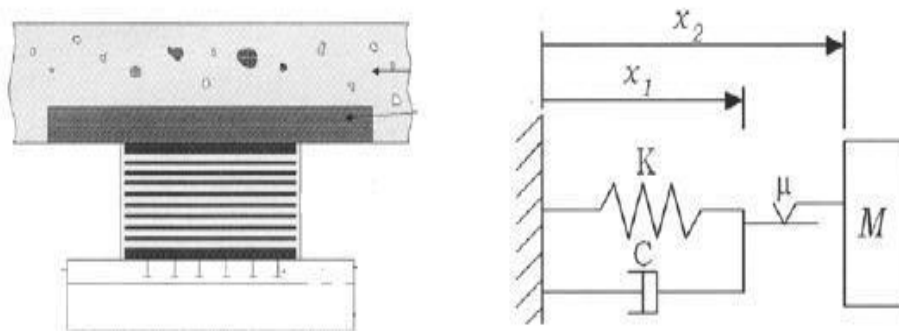


Figure 14: Appuis à glisseur plat (S. K. Park and K. B. Han, 2004).

### C. Appuis à Frottement Pur (Pur-friction base isolation) :

Dans ce cas, l'isolation est assurée par un frottement au glissement. Ce type d'appuis est le plus simple système d'isolation par frottement, aussi il est considéré comme le système de base pour les appuis à glissement proposés par la suite.

Le modèle mathématique est illustré sur la (Figure 15).

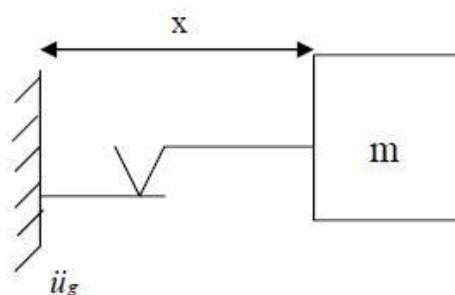


Figure 15: Appuis à glisseur Plat (S. K. Park and K. B. Han, 2004).

#### D. Appuis à frottement résistant par glissement (SR-F base isolator) :

Ce type d'isolateur est une conception qui résulte d'une combinaison de quelques composantes des systèmes EDF et R-FBI. Les plaques de frottement du système EDF sont solidaires du système de plaques où sont insérés des noyaux en caoutchouc. Dans ce cas, le modèle mathématique est représenté par la (figure 16).

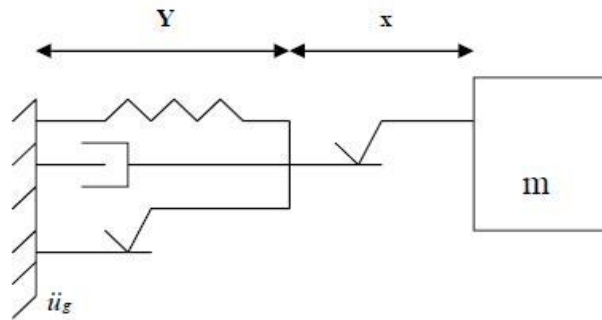


Figure 16: Appuis à glisseur Plat (ACHOUR Farida, 2004)

#### **IV.4. Les appuis à roulement :**

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques (figure 17). Ces systèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus afin de limiter les déplacements.

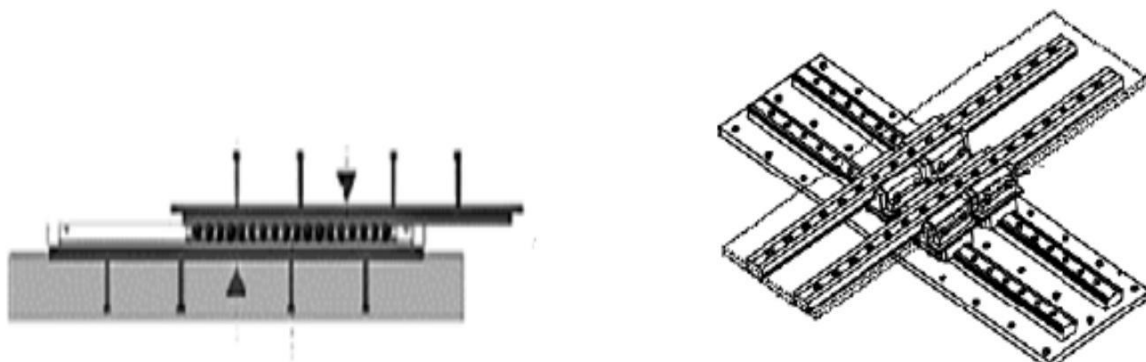


Figure 17: Les appuis à roulement.

## V. Exemples de pays utilisant les isolateurs sismiques

### V.1. Le Japon :

L'excellent comportement de nombreux bâtiments protégés par des systèmes d'isolation, pendant le séisme de Hyogo-kenNanbu en 1995 a identifié un besoin de compléter les codes parasismiques existants avec les conditions de conception développées spécifiquement pour les structures isolées. Le Japon est le premier pays mondial pour le nombre d'applications des systèmes d'isolation (avec plus de 5.000 bâtiments ou maisons isolée, en plus de plusieurs ponts et viaducs isolés). La tendance est maintenant d'isoler, même les gratte-ciel et les petites maisons privées.

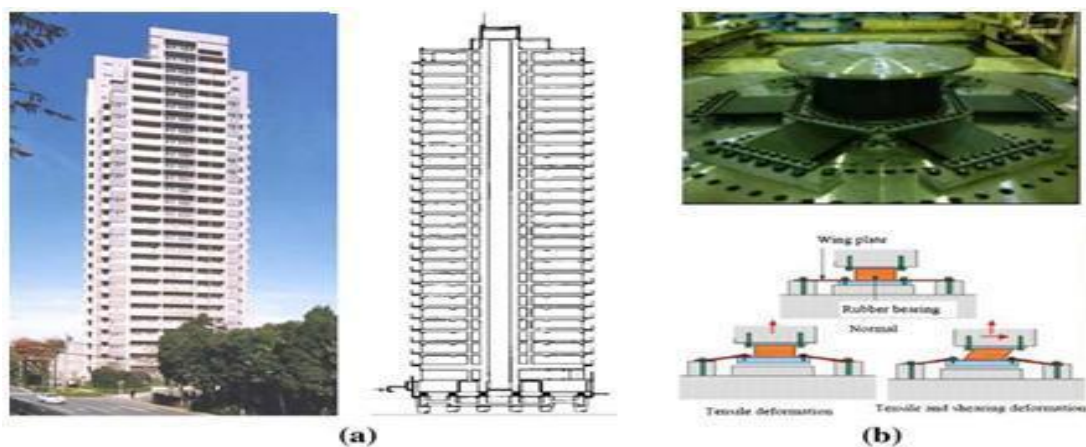


Figure 18 : Première application du système d'isolation japonaise aux gratte-ciels

Un bâtiment de 87,4 m d'hauteur qui a été isolé à Tokyo en 2000, au moyen de 129 isolateurs, d'où une période propre de vibration de 4 sec.

## V.2. République Populaire de Chine :

La République Populaire de Chine est en second lieu, avec approximativement 650 bâtiments et des nombreux ponts et viaducs qui sont isolés. Comme au Japon, l'application de ce système a commencé par la modification des acquis culturels et les toits des structures des grandes envergures (stades, etc.). L'excellent comportement de quelques bâtiments de maçonnerie isolés à la base pendant le séisme de Wenchuan (figure 19) a fait accélérer la pénétration de ces systèmes d'isolation dans ce pays.



Figure 19: Conséquences du séisme de Wenchuan (Chine) en 2008

- a. Les dommages d'un bâtiment durant le séisme de Wenchuan en 2008. Ce bâtiment a été conçu pour résister à un séisme de 7 degré sur l'échelle de Richter.
- b. Absence des dommages structuraux et non-structuraux, dans un bâtiment isolé à la base durant le même séisme.

## V.3. La Russie:

Le nombre de bâtiments isolés est approximativement de 600 structures entre réhabilitation des constructions historiques importantes et de nouveaux projets, y compris les gratte-ciels.



Figure I.12: Des structures isolées à la base à Sotchi (Russie)



**a.** Un nouveau complexe d'hôtel à Sotchi de 27 étages, protégé par 156 isolateurs. **b.** Un nouveau centre commercial à Sotchi de 21 étages, protégé par 200 isolateurs.

#### V.4. EtatsUnisd'Amérique :

Aux Etats-Unis, 200 structures entre réhabilitation des constructions historiques importantes et de nouveaux projets ont été réalisés, et plus de 650 ponts et viaducs ont été isolés. Dans ce pays, la technique d'isolation est relativement limitée à des structures stratégiques et publiques et la moitié de ces applications sont des réhabilitations.



Figure I.13: Réhabilitation des structures à USA par des systèmes d'isolations

- a.** L'université de Californie à Los Angeles qui a été construite en 1992, protégée par des isolateurs. Cette structure a résisté au séisme de Northridge 1994.
- b.** Hôtel de ville de San Francisco, construit en 1912 et qui a été endommagé par le séisme de LomaPrieta en 1989, puis il a été isolé au moyen de 530 isolateurs en 2000.

#### V.5. Italie :

Avant le séisme de l'Abruzzo en 2009 avec une magnitude 6.3 degré sur l'échelle de Richter, trente(30) applications de systèmes d'isolation étaient en cours de développement. Actuellement, l'Italie contient plus de 70 bâtiments isolés qui sont déjà ouverts à l'activité. Plus de 250 ponts et viaducs avait été déjà équipés de ce système et un nombre significatif de ce type de conception avait été appliqué au différents acquis culturels. En Italie, l'utilisation de ce système d'isolation a été limitée jusqu'à mai 2003, d'une part, en raison du manque de règles de conception et d'autre part en raison de la complexité du processus de leur réalisation.



Figure I.14: Centre de secours et de gestion de la défense de l'Italie (Martelli et Al, 2008).



Figure I.15: La première application du nouveau code sismique Italien aux bâtiments isolés à la base.

#### **V.6. Taiwan, Arménie, Nouvelle Zélande, France, et autre pays:**

A Taiwan, le cas des structures isolés à la base a été introduit en 2005 dans le code séismique après le séisme de Chichi en 2003. L'adoption de ce code augmente de plus en plus ces nouvelles constructions et des réhabilitations des bâtiments et des ponts.

En ce qui concerne l'Arménie, ce pays a le plus grand nombre des bâtiments isolés par rapport à la densité des habitants (Figure I.16).

En Nouvelle Zélande, plus de 30 applications d'isolement de nouveaux et anciens bâtiments ainsi que des ponts et viaducs qui ont été protégés par les différents systèmes d'isolation (Figure I.17).

Pour la France, les isolateurs ont été développés dans les années 70 et appliqués non seulement aux bâtiments, mais également aux structures des centrales nucléaires.

En outre, il y a quelques années, des applications importantes ont également commencé en Turquie (après les séismes de Kocaeli et de Duzce en 1999) et dans d'autres pays européens, à savoir en Grèce et en Portugal. Beaucoup de ces derniers se servent des dispositifs d'isolement fabriqués en Italie. Des dispositifs italiens ont été également installés dans plusieurs autres pays, par exemple Taiwan, Corée du sud, Venezuela, Indonésie, et même aux Etats-Unis et Canada.



Figure I.16: Bâtiment isolé à la base à Yerevan (Arménie)

(a) Un complexe multifonctionnel, construit en 2005.

(b) Un groupe des isolateurs installés à la base d'une structure.

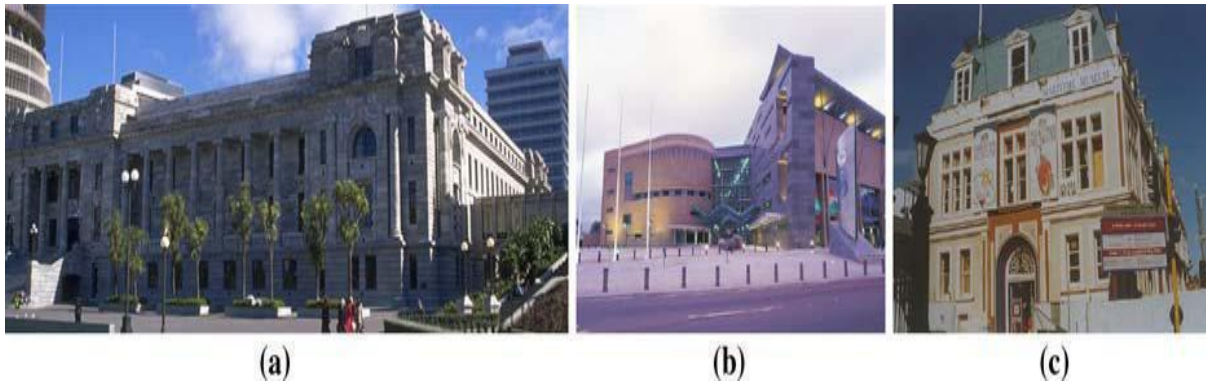


Figure I.17: Bâtiments protégés par les systèmes d'isolation à Wellington (Nouvelle Zélande)

- a. Bâtiment historique construit en 1921, réhabilité en 1992-1993.
- b. Le nouveau musée.
- c. Le musée maritime, réhabilité en 1993.

## VI. Avantages et Inconvénients de l'isolation parasismique [17]

### 1. Avantages

Les avantages essentiels d'une isolation sismique sont les suivants :

- Découplage important entre la structure et le sol
- L'ouvrage doit supporter nettement moins de charges sismiques
- Les grands chocs sismiques, c'est-à-dire les grandes accélérations horizontales sur la structure porteuse et sur le mobilier (meubles, appareils, objets d'art) sont nettement réduits.

- Les résonances entre le sol et l'ouvrage peuvent être volontairement diminuées.
- En cas de fort séisme, avec des accélérations horizontales clairement moindres, la structure, les éléments secondaires et le mobilier devraient alors subir des dégâts nettement inférieurs.
- Avec des charges sismiques nettement moindres, la construction à réaliser est bien plus efficace, et avantageuse au niveau architectural et avec moins de nœuds et de liaisons compliqués.
- Réduit les accélérations des étages et les déplacements inter-étages;
- Réduction des dégâts (ou presque quasi nuls) des éléments structuraux;
- Une meilleure protection des équipements et du contenu du bâtiment;
- Association du comportement non linéaire et à large déformation, en un seul groupe d'éléments (Isolateur et Amortisseur).

Le niveau de protection pouvant être obtenu est très supérieur au niveau exigé par les règles parasismiques pour les ouvrages à risque normal. Les ouvrages restent normalement opérationnels, même après les séismes violents.

- Les appuis restent en principe intacts après un séisme et sont opérationnels vis-à-vis des nouvelles secousses (répliques du séisme principal par exemple).

## 2. Inconvénients

- Tous les ouvrages traversant le plan des appuis (escaliers, tuyauterie,...) ou reliant le bâtiment avec ses abords immédiats (réseaux, marches extérieures,...) doivent être conçus de manière à tolérer sans dommages les déplacements relatifs de la superstructure et des fondations. Ces mesures sont impératives dans le cas des réseaux de gaz, de protection contre l'incendie et des réseaux contenant des fluides polluants.
- Les joints de séparation entre deux bâtiments ou parties de bâtiment sur isolateur nécessitent des largeurs importantes en raison des déplacements de chaque bloc, pouvant atteindre des valeurs décimétriques.
- Les transformations ultérieures de la structure, des cloisons, des façades et d'autres éléments lourds ou rigides ne doivent pas modifier d'une manière significative le comportement dynamique initial du bâtiment pris en compte pour le dimensionnement des isolateurs, sous peine d'entraîner des coûts d'adaptation élevés.

## CONCLUSION GENERALE

Les pertes inestimables en vies humaines et dégâts matériels occasionnées par les séismes viennent à chaque fois nous confirmer les insuffisances de nos pratiques de conception. A cet effet, le chercheur est appelé à limiter au maximum les dégâts tout en cernant le mieux possible tous les facteurs influençant la réponse sismique de la structure.

Plutôt que de renforcer et de rigidifier la structure afin d'affronter les actions sismiques, il s'agit de s'y opposer de manière contrôlée en introduisant dans la conception des structures les isolateurs sismiques.

Dans ce modeste travail de recherche, nous avons présenté quelques types d'amortisseurs et d'isolateurs sismiques. Nous avons aussi cité comme exemples quelques pays pionnier dans l'utilisation des isolateurs sismiques.

Le type d'isolateur choisi pour un ouvrage dépend de plusieurs paramètres, notamment le type de la structure et son importance (l'usage).

Concernant l'Algérie, ce procédé est loin d'être le moyen antisismique par excellence, son utilisation reste très timide.

# BIBLIOGRAPHIE

- Règle parasismique Algérien (RPA 99).
- Règle BAEL 91
- Règle neige et vent (RNV).
- Formulaire en du béton armé (VICTOR DAVIDOVICI).
- Contreventement des bâtiments par voiles (AMAR CHANTI).
- Cours de bâtiment, RDM, DDS (ENTP, POLYTECHNIQUES).
- Conception et calcul des structures de bâtiments (HENRY THONIER)
- Construire parasismique (MILAN ZACEK)
- La construction en zone sismique (VICTOR DAVIDOVICI).
- Calcul pratique des tours en béton armé (M – DIVER)
- Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGHI).
- Bâtiment en zone sismique (ALBERT FUVTES).
- Ossature de bâtiment (ANDRE COIN)
- Thèses traités.
- Manuel de « SAP 2000 ».