

REPUBLIQUE ALGÉRIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

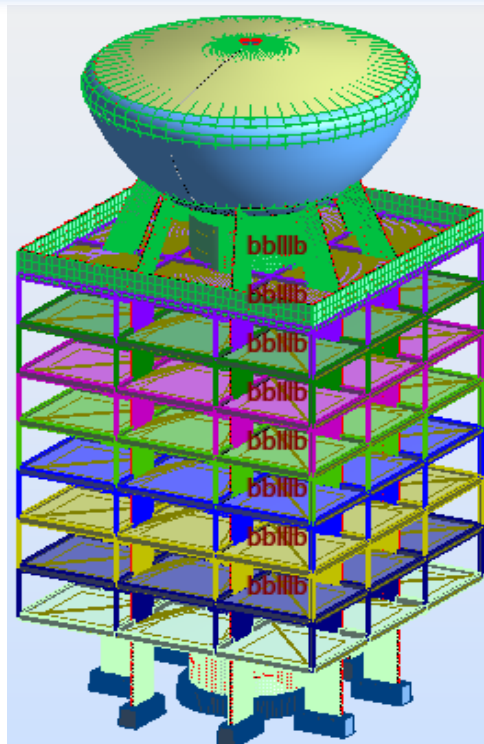
**UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
Département de Génie Civil**

PROJET DE FIN D'ETUDES

**Pour l'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : Constructions Civiles et Industrielles**

THEME

**ANALYSE NON-LINEAIRE D'UN BATIMENT
SURMONTE D'UN RESERVOIR SOUS L'EFFET
HYDRODYNAMIQUE**



Proposé et dirigé par :
Mr. HAMMOUM.H

Réalisé par :
Mr. ZIANI Lounes

Mr. HAMITUCHE Lounes

PROMOTION: 2013 - 2014

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de courage et de bonne volonté pendant tout notre cursus universitaire.

Nous tenons à exprimer nos remerciements à :

*Notre promoteur **M^rH.HAMMOUM** Maître de conférences classe A à l'Université de Tizi-Ouzou, pour l'excellent suivi et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il a pu m'accorder.*

*Monsieur **H.GRAICHE**, ingénieurs au niveau de CTC de Tizi-Ouzou, qui a mis à notre disposition toute la documentation et les informations se rapportant à notre projet.*

*Monsieur **M.ZIANI** et tout le personnel de CTC de Tizi-Ouzou.*

Nous tenons également à remercier tous les enseignants de département de génie civil (UMMTO) qui nous ont dotés d'un bagage durant notre formation de Master et tout le personnel de la bibliothèque de Génie civil (UMMTO)

Tous les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner ce travail.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Merci...

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de remerciement envers :

Ma mère et mon père.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse durant toutes mes années d'études.

Je le dédie également à :

Mes frères, ma sœur

Ma grande mère à qui je souhaite une longue vie

En un mot, à toute ma famille, mes amis(es) et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

ZIANI Lounes

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de remerciement envers :

Ma mère et mon père.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse durant toutes mes années d'études.

Je le dédie également à :

Mes frères, et sœurs

Ma grande mère à qui je souhaite une longue vie

En un mot, à toute ma famille, mes amis(es) et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

HAMITOUCHE Lounes

<i>Introduction générale</i>	01
<i>Synthèse bibliographique</i>	05
<i>Introduction</i>	05
<i>I.2 Définitions</i>	05
<i>I.3 Approche probabiliste par expertise</i>	06
<i>I.4 Approche déterministe</i>	10
<i>Conclusion :</i>	22
<i>Chapitre II : Présentation de l'ouvrage</i>	23
<i>Introduction :</i>	23
<i>II.2. Localisation et situation de l'ouvrage</i>	23
<i>II.3. Présentation et description de l'ouvrage</i>	24
<i>II.4 Caractéristiques géométriques</i>	25
<i>II.5 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage</i>	25
<i>II.6 Eléments de l'ouvrage :</i>	26
<i>II.7. Présentation des résultats des études précédentes :</i>	40
<i>Conclusion :</i>	47
<i>Chapitre III : Exposé de la méthode pushover</i>	48
<i>Introduction</i>	48
<i>III.1. Description de la méthode pushover</i>	48
<i>III.2. But de l'analyse pushover</i>	49
<i>III.3. Formulation de l'analyse pushover</i>	50
<i>III.4. Paramètres de l'analyse pushover</i>	52
<i>Conclusion</i>	68

<i>Chapitre IV : calcule des rigidité des étage</i>	<i>69</i>
<i>Introduction</i>	<i>69</i>
<i>IV.2 Calcul du centre de masse.....</i>	<i>69</i>
<i>IV.4 Calcul du centre de torsion</i>	<i>86</i>
<i>IV.5 Centre de torsion des portiques EC:.....</i>	<i>92</i>
<i>IV.6 Rigidité des poutres de RDC</i>	<i>102</i>
<i>IV.7 Récapitulatif des tableaux :.....</i>	<i>106</i>
<i>IV.8 Calcul de l'excentricité :(RPA Art 4.2.7)</i>	<i>107</i>
<i>IV.9 Calcul de la rigidité a la torsion</i>	<i>108</i>
<i>Conclusion :.....</i>	<i>125</i>
<i>Chapitre V : prise en compte de l'effet hydrodynamique</i>	<i>126</i>
<i>Introduction</i>	<i>126</i>
<i>V.2 Hypothèses de calcul :</i>	<i>126</i>
<i>V.3 Exposé de la méthode HOUSNER :.....</i>	<i>128</i>
<i>V.4 Application de la méthode HOUSNER sur notre immeuble</i>	<i>131</i>
<i>V.5 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :</i>	<i>135</i>
<i>Conclusion</i>	<i>138</i>
<i>Chapitre VI : modélisation de la structure par élément finis</i>	<i>139</i>
<i>Introduction :.....</i>	<i>139</i>
<i>VI.2. Présentation du logiciel de calcul « ETABS ».....</i>	<i>139</i>
<i>VI.3. Modélisation de la structure</i>	<i>140</i>
<i>Conclusion</i>	<i>162</i>
<i>Chapitre VII : Résultat et discussion</i>	<i>163</i>

<i>Introduction</i>	163
<i>VII.2 Résultats de l'analyse Pushover</i>	165
<i>VII.3 Evaluation du point de performance</i>	165
<i>VII.4 Analyse des résultats</i>	171
<i>VII.5 Mécanisme de ruine et états de dégradation de la structur</i>	175
<i>VII.6 Comparaison des résultat de (Hamitouche 2012 ;Ait l'hadj 2013) avec ceux del'analyse non-linéaire en prenant en compte de l'effet hydrodynamique</i>	180
<i>Conclusion</i>	182
<i>Conclusion généra</i>	183

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Principe d'égalité des déplacements maximaux.....	P12
Figure I.2 : Transformation du système à plusieurs DDL en un système à un seul DDL.....	P13
Figure I.3 : Représentation bilinéaire.....	P13
Figure I.4 : Détermination du déplacement du système équivalent dans le domaine de moyennes et longues périodes.....	P14
Figure I.5 : Détermination du déplacement du système équivalent dans le domaine des périodes courtes.....	P14
Figure I.6 : détermination du déplacement globale.....	P15
Figure I.7 : Détermination du point de performance.....	P16
Figure I.8. : Résultat de l'étude de Hamou et <i>all</i>	P20
Figure I.9. : Position optimale des voiles.....	P20

Chapitre II

Figure II.1 : vue satellitaire de la situation de l'ouvrage « photo Google maps »	P23
Figure II.2 : vue générale de l'ouvrage.....	P25
Figure II.3 : coupe verticale du plancher EC.....	P26
Figure II.4 : coupe verticale du plancher terrasse.....	P27
Figure II.5 : coupe du mur de façade type 1.....	P28
Figure II.6 : coupe du mur de façade type 2.....	P28
Figure II.7 : Plan de la façade sud-est.....	P29
Figure II.8 : Plan de la façade sud-ouest.....	P30

Figure II.9: Plan de coupe« Coupe verticale par l'axe de la tour central ».....	P31
Figure II.10: Plan de l'étage courant.....	P32
Figure II.11: Plan du premier étage.....	P33
Figure II.12 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.....	P36
Figure II.13 : Diagramme de contrainte-déformation (à l'ELS).....	P37
Figure II.14 : Diagramme contrainte-déformation des aciers.....	P38
Figure II.15 : Apparition des fissures au niveau du noyau central (RDC), (photo Hamitouche).....	P41
Figure II.15 : Renforcement par ajout d'éléments structuraux (poteaux).....	P42
Figure II.16 : Renforcement par ajout d'éléments structuraux (voiles).....	P42
Figure II.17 : Modélisation de la structure en éléments finis.....	P44
Figure II.18 : domaines des dommages.....	P45
Figure II.19: Représentation du point de fonctionnement.....	P46

Chapitre III

Figure III.1: Description de l'analyse pushover (Chopra et al, 2002).....	P48
Figure III.2: Hypothèse du système équivalent.....	P50
Figure III.3 : Courbe de capacité.....	P53
Figure III.4 : Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.....	P53
Figure III.5: Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.....	P54
Figure III.6 : Transformation de la courbe de capacité.....	P55
Figure III.7: Spectre de demande.....	P56
Figure III.8 : Transformation du spectre de demande.....	P57
Figure III.9 : Détermination du point de performance.....	P57
Figure III.10. : Critère d'égalité des déplacements maximaux.....	P58
Figure III.11 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité.....	P59

Figure III.12 : Types de comportement de structure.....	P60
Figure III.13. : Détermination du point de performance.....	P61
Figure III.14 : Représentation du spectre de capacité et du spectre de réponse.....	P63
Figure III.15. : Détermination du point a^*-d^*	P64
Figure III.16. : Détermination du point (ay-dy).....	P64
Figure III.17 : représentation d'une famille de spectres réduits.....	P65
Figure III.18 : Evaluation du point de performance par la méthode B.....	P65
Figure III.19 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité.....	P66
Figure III.20 : Illustration de l'étape 7 de la procédure C.....	P67
Figure III.21: Illustration de l'étape 8 de la procédure C.....	P67

Chapitre IV

Figure IV.2 : disposition des voiles.....	P71
Figure IV.3 : disposition des poutres.....	P73
Figure IV.4 : disposition des poteaux.....	P76
Figure IV.5 : position du centre de masse des plancher.....	P80
Figure IV.6 : Caractéristiques géométriques du portique.....	P92
Figure IV.7 : schéma pour le calcul du volume d'une calotte sphérique.....	P117
Figure IV.8 : schéma pour le calcul du volume d'une calotte sphérique.....	P118
Figure IV.9 ; Figure IV.10 : schéma pour le calcul du volume de la cheminée du réservoir.....	P119

Chapitre V

Figure V.1 : modèle mathématique d'HOUSNER	P129
Figure V.2 : effet hydrodynamique dans le réservoir (modèle équivalent 1).....	P131
Figure V.3 : effet hydrodynamique dans le réservoir (modèle équivalent 1).....	P134

Chapitre VI

Figure VI.1 : Choix des dimensions de la grille.....	P140
Figure VI.2 : Ajout d'un nouveau système de coordonnées.....	P141
Figure VI.3 : Définition du nouveau système de grille.....	P141
Figure VI.4 : Introduction des caractéristiques des matériaux (acier-béton).....	P142
Figure VI.5 : Représentation de poteaux et poutres par des éléments « Frame ».....	P143
Figure VI.6: Représentation des voiles par des éléments « Shell ».....	P143
Figure VI.7 : Représentation des dalles Pleines par des éléments « SLAB ».....	P143
Figure VI.8 : Détermination des paramètres de l'analyse dynamique.....	P144
Figure VI.9 : Introduction des données de la structure pour déterminer le spectre de réponse.	
Figure VI.10 : Définition de la masse sismique.....	P147
Figure VI.11 : Combinaisons d'actions.....	P148
Figure VI.12 : Liaison des planchers (Diaphragmes).....	P148
Figure VI.13 : Encastrement des poteaux.....	P149
Figure VI.14 : Aperçu de la structure après modélisation.....	P149
Figure VI.16 : vérifications du RPA99/2003 (masses modales).....	P150
Figure VI.17 : Définitions des rotules.....	P156
Figure VI.18 : Définitions des rotules.....	P157
Figure VI.19 : Définitions des rotules.....	P158
Figure VI.20 : Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires.....	P160
Figure VI.21 : Définition du chargement de l'analyse pushover (sens XX).....	P161

Chapitre VII

Figure VII.1 : courbe de capacité donnée par le pushover (V-Sd)	P163
---	------

Figure VII.2 : Donnés et résultat de l'analyse pushover (V-Sd)	P164
Figure VII.3 : courbe de capacité donnée par le pushover (Sa-Sd)	P165
Figure VII.4 : Donnés et résultat de l'analyse pushover (Sa-Sd)	P165
Figure VII.5 : Spectre de capacité (extrait des résultats du Pushover).....	P166
Figure VII.6 : programme EXCEL pour la représentation de bilinéaire de la courbe de capacité.....	
Figure VII.7 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité.....	P166
Figure VII.8 représentation de la courbe amortissement effectif-déplacement spectrale.....	P167
Figure VII.9 : représentation d'une famille de spectre réduit.....	P169
Figure VII.10 : détermination des points (ksi eff-Sdpi)	P169
Figure VII.11 : Détermination du point de performance.....	P170
Figure VII.12 : domaines des dommages.	P173
Figure VII.13 : Déplacements inter-étages au point de performance.....	P174
Figure VII.14 : Vue en 2D des rotules plastique de type B à l'étape 4 dans les différents éléments.....	P175
Figure VII.15 : Distribution des rotules plastique dans les éléments du noyau central.....	P176
Figure VII.16 : Apparition des rotules de type B ; IO ; LS ; CP ; et D.....	P177
Figure VII.17: Apparition des rotules de type (B-IO) ;(LS-CP) et (D) au niveau du noyau central.....	P178
Figure VII.18 : Situation de point de performance.....	P179
Figure VII.19 : Ensemble (fluide+réservoir) constituait une masse unique.....	P180
Figure VII.20 : effet hydrodynamique dans le réservoir	P181

LISTE DE TABLEAUX

Chapitre I

Tableau I.1 : Classes de vulnérabilité et pondération de chacun des paramètres, ajustés à partir des endommagements observés.....	P6
Tableau I.2 : Echelle macrosismique européenne EMS98.....	P9
Tableau I.3. : Classification des structures en fonction de la vulnérabilité « Iv ».....	P9

Chapitre III

Tableau III.1 : valeurs minimales de S_{RA} et S_{RV}	P60
---	-----

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Centre de masse des voiles RDC.....	P69
Tableau IV.2 : centre de masse des voiles EC.....	P72
Tableau IV.3 : centre de masse des poutres RDC.....	P74
Tableau IV.4 : centre de masse des poutres EC.....	P75
Tableau IV.5 : centre de masse des poteaux EC.....	P77
Tableau IV.6 : charge revenant au plancher EC.....	P78
Tableau IV.7 : Centre de masse du plancher EC.....	P78
Tableau IV.8 : charge revenant au plancher terrasse.....	P79
Tableau IV.9 : centre de masse du plancher terrasse.....	P79
Tableau IV.10 : centre de masse de l'ensemble des éléments.....	P81
Tableau IV.11 : inertie de voiles transversaux.....	P85
Tableau IV.12: inertie de voiles longitudinaux.....	P85
Tableau IV.14 : Centre de torsion des voiles transversaux.....	P88

Tableau IV.15 : Centre de torsion des voiles longitudinaux.....	P89
Tableau IV.16 : Centre de torsion du noyau.....	P90
Tableau IV.17 : Centre de torsion de noyau.....	P90
Tableau IV.18 : Centre de torsion de l'ensemble voiles +noyau.....	P91
Tableau IV.19 : Rigidités linéaire des poteaux transversaux.....	P95
Tableau IV.20 : Rigidités linéaire des poteaux longitudinaux.....	P95
Tableau IV.21 : Rigidités linéaire des poutres transversales.....	P96
Tableau IV.22 : Rigidités linéaires des poutres longitudinales.....	P96
Tableau IV.22 : Rigidités transversales des poutres EC.....	P97
Tableau IV.23 : Rigidités longitudinales des poutres EC.....	P98
Tableau IV.25 : rigidités corrigées des portiques transversaux EC.....	P99
Tableau IV.26 : rigidités corrigées des portiques longitudinaux EC.....	P100
Tableau IV.26: Centre de torsion transversal des portiques.....	P101
Tableau IV.27: Centre de torsion longitudinal des portiques.....	P101
Tableau IV.28 : Centre de torsion de l'étage courante.....	P102
Tableau IV.29 : Rigidité des portiques transversaux (a-a et i-i).....	P102
Tableau IV.30 : Rigidité des portiques transversaux (d-d et f-f).....	P103
Tableau IV.31 : Rigidité des portiques longitudinaux (1-1 et 9-9).....	P104
Tableau IV.32 : Rigidité des portiques longitudinaux (4-4 et 6-6).....	P105
Tableau IV.33 : centre de torsion transversal des portiques RDC.....	P105
Tableau IV.34 : centre de torsion longitudinal de portiques RDC.....	P107
Tableau IV.36 : centre de torsion de l'ensemble (voiles + portiques) RDC.....	P109
Tableau IV.38 : Calcul de l'excentricité.....	P110
Tableau IV.39 : Rigidité a la torsion des portiques EC.....	P111
Tableau IV.40 : Rigidité a la torsion des portiques RDC.....	P111
Tableau IV.41 : Rigidité a la torsion des voiles EC.....	P111
Tableau IV.42 : Rigidité a la torsion des voiles RDC.....	P112

Tableau IV.43 : Rigidité a la torsion de l'ensemble (voiles+portiques).....	P113
Tableau IV.44 : Inertie polaire des voiles de l'étage courant (sens longitudinal).....	P114
Tableau IV.45 : Inertie polaire des voiles de l'étage courant (sens transversal).....	P115
Tableau IV.46 L'inertie polaire des voiles RDC dans sens longitudinal.....	P115
Tableau IV.47 L'inertie polaire des voiles RDC dans sens transversal.....	P115
Tableau IV.48 : pourcentage des inerties polaires revenant aux éléments porteurs....	P116
Tableau IV.49 : calcule de moment d'inertie de RDC.....	P1123
Tableau IV.50 : calcule de moment d'inertie EC.....	P124

Chapitre V

Tableau V.1 : distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	P136
--	------

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Déplacement inter-étage dans le sens xx'.....	P151
Tableau VI.2 : Déplacement inter-étage dans le sens yy'.....	P151
Tableau VI.3 : Vérification de l'effort sismique dynamique.....	P153
Tableau VI.4 : Vérification de l'effet P-Δ.....	P153
Tableau VI.5 : Vérification de l'excentricité.....	P155

Chapitre VII

Tableau VII.1 : résultat de l'analyse pushover($S_d(C)$)-($S_a(C)$)	P165
Tableau VII.2 : Les coordonnées des points A et B.....	P167
Tableau VII.3 Valeurs de ξ_{eff} (%) en fonction de (S_{ay}, S_{dy}), (S_{api}, S_{dpi})	P170
Tableau VII.4 : coordonnées de point de performance.....	P171
Tableau VII.5 : calcul des domaines des dommages.	P171
Tableau VII.6 : dommages probable sur la structure.....	P172
Tableau VII.7 : Le déplacement inter-étage.....	P173

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, de master professionnel, nous nous intéressons à l'étude d'un immeuble à usage d'habitation surmonté d'un réservoir de capacité 1000 m³ implanté dans la commune de Dar El Beida à Alger. Commencé en octobre 1960, les travaux étaient pratiquement terminés en janvier 1962, mais les incidents de conjoncture algérienne sur la poursuite du chantier après l'indépendance retardèrent l'achèvement total de la construction. L'immeuble en question appartiendra d'abord à Air Algérie où ses pilotes de lignes résideront, puis sera géré par l'APC de Dar El Beida. Actuellement, il appartient aux services de la SEAL de la même commune. On pouvait lire dans un article publié dans une revue spécialisée de génie civil « **technique des travaux** » dans son numéro de janvier 1963 ce qui suit (annexe 3)

« Immeuble à appartements surmonté d'un réservoir de 1000 m³ à Alger »

*[...] On vient de terminer la construction à Alger d'un curieux immeuble, en forme de tour carrée de 17 m de côté, à 7 étages, surmonté d'un réservoir de 1000m³, dont la « **Technique des travaux** » donne la description dans son numéro de septembre-octobre 1962 (p.295).*

Cette construction est constituée par une tour centrale cylindrique de 6m de diamètre, supportant le réservoir et autour de laquelle sont disposés en étoile 8 voiles de béton formant l'ossature. Le contreventement est assuré par les planchers. L'ensemble est fondé sur 62 pieux Franki de 13 m de fiche par l'intermédiaire de semelles et poutres de grande rigidité.

Chaque étage comporte 4 appartements de 3 pièces, sauf le premier qui comprend 8 studios.

la tour centrale abrite l'escalier, l'ascenseur, les paliers d'accès aux appartements, ainsi que les gaines dans lesquelles passent les canalisations du réservoir.

Le réservoir est constitué d'une cuvette en forme de paraboloïde de révolution raccordé à une calotte sphérique. Les façades de comporte pas de briques, du moins extérieurement, mais utilisent largement le verre, le plastique et l'aluminium.

Le rez-de-chaussée est libre et peut être utilisé partiellement comme abri à voitures. Le bétonnage du réservoir a été effectué, pour la première fois en Algérie, avec un béton sec projeté sur le ferrailage et le seul coffrage extérieur.

Introduction générale

Commencé en octobre 1960, les travaux étaient pratiquement terminés en janvier 1962, mais les incidents de conjoncture algérienne sur la poursuite du chantier retardèrent l'achèvement total.

Ce bâtiment qui à ce jour demeure une prouesse de génie civil est car il associe à la fois une structure à usage d'habitation et un ouvrage d'art hydraulique par sa cuve au dernier niveau qui fait de lui un ouvrage extrêmement complexe ; complexe dans sa conception et calcul et complexe par son comportement sous l'effet du séisme. Si bien que depuis sa mise en service en 1962, cet ouvrage a subi plusieurs séismes sans qu'il ne soit ébranlé, tels que : El Asnam 1980, Bordj Ménaïel 1982, Oued djer 1988, Tipaza 1989. Cependant, le séisme de Boumerdès du 21 mai 2003 sera fatal pour cet ouvrage d'art.

La structure a été déclassée après une étude faite par le CTC centre (agence ouest), car le noyau central a subi des dommages importants. Les voiles, les poteaux et les poutres n'ont pas été touchés. Le réservoir reste constamment vide, et en 2004 un réservoir surélevé a été construit juste à coté pour reprendre la fonction du réservoir de notre structure.

Un premier travail de recherche a été entrepris par (Hamitouche, 2012), qui a mené une analyse linéaire sur cet ouvrage, en le modélisant par la méthode des éléments finis et en utilisant le code de calcul Robot. Ainsi, il a pu mettre en évidence les causes des dommages enregistrés sur le noyau central du réservoir surélevé, occasionné par le séisme de 2003 de Boumerdès. Un des résultats mis en évidence, dans cette étude, est que la cartographie des fissures obtenue par simulation numérique (cas de réservoir plein), cale très bien avec les fissures rencontrées sur le terrain, ce qui démontre que le réservoir était bien rempli au moment du séisme de 2003. Aussi, dans son étude, (hamitouche, 2012) propose un programme de réhabilitation.

Un second travail de recherche a été entrepris par (Ait l'hadj, 2013), qui a mené une analyse non linéaire sur cet ouvrage en tenant compte de l'effet hydrostatique, en le modélisant par la méthode des éléments finis et en utilisant le code de calcul ETABS. Ainsi, elle a pu mettre en évidence le point de performance de cet ouvrage, taux d'endommagement, Ainsi le taux de pénétration dans la ductilité pour une intensité sismique donnée.

Introduction générale

A l'issue de ce travail, des zones d'ombre persistent. Nous sommes en droit de se poser les questions suivantes :

Si en tenant compte de l'effet hydrodynamique dans le réservoir :

- quel est le point de performance de cet ouvrage ;
- dans quelle zone (élastique ou plastique) l'ouvrage travaille-t-il ;
- quel est le taux d'endommagement ;
- quel est le taux de pénétration dans la ductilité pour une intensité sismique donnée.

Toutes ces questions ne peuvent trouver de réponse qu'après une analyse non linéaire de cet immeuble en tenant compte de l'effet hydrodynamique dans le réservoir; c'est ce que nous tâcherons de faire à travers les sept chapitres qui suivent.

Au premier chapitre, nous présenterons différentes méthodes pour l'estimation de la vulnérabilité et des cas pratiques ayant traités de la question.

Au chapitre II nous présenterons la situation géographique de notre ouvrage, ses caractéristiques géométriques, les différents éléments qui le constituent, les différents matériaux utilisés, leurs caractéristiques mécaniques et physiques ainsi que les différents résultats des études précédentes sur cet immeuble (Hamitouche 2012 ; Ait l'hadj 2013).

Au chapitre III, nous exposerons la méthode d'analyse non linéaire « pushover », à savoir son procédé et la formulation de la méthodologie.

Le chapitre IV sera consacré à calculer les rigidités des différents étages, la période fondamentale ainsi que le pourcentage de chargement qui revient aux différents éléments porteurs.

Le chapitre V, nous exposerons la méthode analytique de Housner, ainsi sa mise en œuvre à notre cas d'étude.

Le chapitre VI sera consacré à la modélisation de la structure suscitée par éléments finis, en utilisant le logiciel de calcul ETABS[®]. Ainsi, nous présenterons les grandes lignes de la modélisation, les différents paramètres à introduire dans le logiciel ainsi que la procédure de calcul.

Introduction générale

Au septième chapitre, nous présenterons les résultats de calcul obtenus par la modélisation non linéaire ainsi que leurs interprétations.

Enfin notre travail s'achèvera par une conclusion générale répondant aux questions posées au début de ce travail, en souhaitant qu'elle puisse apporter un plus pour large domaine d'expertise.

Introduction

L'Algérie a connu plusieurs séismes dévastateurs qui ont provoqués d'énormes dégâts tant sur le plan matériels que sur le plan humains. Nous citons, à titre d'exemple, le séisme 1980 d'El Asnam et le séisme 2003 de Boumerdès. Depuis, le génie parasismique est en plein essor et l'évolution de la réglementation et les méthodes de calcul sismique ont inclus de nouvelles notions ; tels que l'importance de l'étude de la vulnérabilité sismique des structures. C'est alors, que nous consacrons ce premier chapitre à la définition de la vulnérabilité en générale et la vulnérabilité sismique en particulier. Nous présenterons également une synthèse des méthodes traitant de la question avec des exemples pratiques.

I.2 Définitions :

I.2.1 Vulnérabilité :

La vulnérabilité d'un élément est définie comme étant le degré de perte qu'il subit lors d'une catastrophe naturelle. Sa nature et son estimation varient selon que cet élément représente une population, des structures sociales, des structures physiques ou des actifs économiques.

I.2.2 Vulnérabilité sismique

La définition de la vulnérabilité sismique d'une structure diffère d'un auteur à un autre. En effet, **Ambraseys** (Belhouane, 2006), définit la vulnérabilité sismique comme étant le degré d'endommagement qu'infligerait un séisme de paramètre X (magnitude, intensité, amplitude...etc.) à une construction donnée. Autrement dit, c'est la mesure du taux d'endommagement relatif à chaque élément structural exprimé dans une échelle allant de zéro (pas d'endommagement) à l'unité (ruine de l'élément).

Selon **Sandi** (Belhouane, 2006), la distinction est nécessaire entre la vulnérabilité observée, V_o , qui est évaluée à partir de l'observation de l'effet du séisme sur une construction, et la vulnérabilité prédite, V_p , qui est estimée à partir de la prédiction de l'effet qu'induirait un séisme future sur le bâtiment. Cette définition est basée sur l'analyse du comportement de la structure en tenant compte de ses caractéristiques.

D'après **Madelaigue, Nocevski, Petroveski et Millutinovic**, pour exprimer la vulnérabilité sismique d'une structure, on doit tenir compte de ses caractéristiques intrinsèques (capacité, déformation, caractéristiques des matériaux...etc.), d'un ou plusieurs paramètres relatifs au séisme (intensité, magnitude...etc.) et faire appel à une échelle

d'endommagement (Belheouane, 2006).

Enfin, la vulnérabilité sismique peut être définie comme étant le taux d'endommagement que puisse subir une structure lors d'un séisme. Pour maîtriser cette vulnérabilité, plusieurs approches ont été développées et que l'on peut regrouper en deux grandes familles ; telles que l'approche **probabiliste par expertise** et l'approche **déterministe**.

I.3 Approche probabiliste par expertise

L'approche probabiliste est l'une des premières méthodes développées pour l'estimation des dommages. Elle est fondée sur des méthodes statistiques (empiriques), et exige une prise en compte d'un échantillon élevée de structure et qui n'est validée que pour la région étudiée. De nombreuses méthodes se sont émergées, que l'on peut énumérer ci après.

I.3.1 Méthode de l'ATC13

Le rapport ATC13 a été établi aux états unis par « applied technology council » ; les matrices de probabilités « DPM », dues aux tremblements de terre, sont développées pour 78 classes différentes ; dont 40 se rapportent aux bâtiments, en se basant sur la connaissance et l'expérience personnelle de 58 experts (ingénieurs, constructeurs...etc.). Les experts ont complétés un questionnaire formel pour estimer le pourcentage prévu des dommages à un type structurel spécifique soumis à une intensité sismique donnée. (Belheouane, 2006)

I.3.2 Méthode d'HAZUS

Le logiciel interactif HAZUS, fondé par l'agence fédérale de la gestion du risque (FEMA) pour l'évaluation des risques, est lancé en 1997 puis mis à jour en 1999. Celui-ci introduit une nouvelle méthodologie basée sur des déplacements spectraux et accélérations spectrales comme mesures d'entrée. Trente six (36) types de modèles de bâtiments sont considérés et quatre niveaux sismiques ; (Niveau haut, Niveau modéré, Niveau bas et Niveau pré-code). Ce logiciel s'est toujours fondé sur l'opinion des experts pour l'estimation des dommages : même principe que l'ATC13 (Belheouane, 2006).

I.3.3 Méthode RADIUS

GHI (Geo-Hazards International), INCEDE (International Center for Disaster-Mitigation Engenering) et le BRGM (Bureau de Recherche Géologique et Minière), sont les trois institues internationaux, qui ont travaillés pour l'élaboration d'un outil d'évaluation du

risque sismique sur les villes sous le nom de RADIUS ; afin de renforcer mondialement les risques sismiques frappant les zones urbaine (Belheouane, 2006).

I.3.4 Méthode GNDT

Proposée par (Benedetti et al. 1984), puis développée par le Groupe National de Défense contre les Tremblements de terre (GNDT, 1986), pour l'évaluation des indices de vulnérabilité. Cette méthode a été établie en distinguant les bâtiments en maçonnerie des bâtiments en béton armé. L'indice de vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie se calcul, en combinant des informations descriptives (typologiques et qualitatives) et des informations quantitatives pour paramètres, donnés dans le tableau 1.1. Pour chaque paramètre, on définit la classe de vulnérabilité l_{vi} compris entre A et D. la moins vulnérable est la classe A, elle traduit la conformité de ce paramètre vis-à-vis de l'intégrité de la structure. La plus vulnérable est la classe D. Elle traduit la situation la plus défavorable, tandis que les classes B et C représentent des situations intermédiaires. (Hammoum, 2012).

Tableau I.1 : Classes de vulnérabilité et pondération de chacun des paramètres, ajustés à partir des endommagements observés

N°	Paramètres	A	B	C	D	Wi
1	Type et organisation du système porteurs	0	5	20	45	1
2	Qualité du système porteur	0	5	25	45	0.25
3	Resistance conventionnelle	0	5	25	45	1.5
4	Implantation et fondation	0	5	25	45	0.75
5	Planchers et toiture (diaphragmes)	0	5	15	45	Variable
6	Configuration en plan	0	5	25	45	0.5
7	Configuration en élévation	0	5	25	45	Variable
8	Maçonnerie	0	5	25	45	0.25
9	Toiture	0	15	25	45	Variable
10	Eléments non structuraux	0	0	25	45	0.25
11	Etat de conservation ou maintenance	0	5	25	45	1

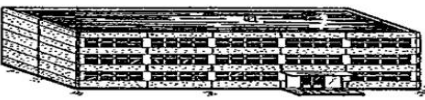



Pour les paramètres 5,7 et 9, la pondération W_i varie entre 0.5 et 1, suivant la classe de vulnérabilité.

I.3.5 Méthode RISK-UE

Le projet consistait à traiter la vulnérabilité de sept grandes villes européennes : Barcelone (Espagne), Bitola (Macédoine), Bucarest (Roumanie), Catane (Italie), Nice (France), Sofia (Bulgarie) et Thessaloniki (Grèce), de telle façon à émerger une classification commune des bâtiments plus détaillée que celle de l'EMS98 (European Macrosismic Scale). (Belheouane, 2006).

I.3.6 Méthode EMS (European Macrosismic Scale)

La définition de l'échelle d'intensité macrosismique Européenne EMS98, permet d'estimer les dommages observés sur différents types de structures. Cette méthode utilise l'intensité comme donnée d'entrée du séisme. Elle est définie à l'origine pour caractériser les régions autour des épencentres des séismes en fonction des effets sur les constructions, les objets et les personnes. (Tableau 1.2)

	<p>Degré 01 (DG1) : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structurel légers dégâts non structurels)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. • Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.
	<p>Degré 02 (DG2) : Dégâts modérés (dégâts structurels légers, dégâts non structurels modérés)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans les structures avec murs. • Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage ; • Chute des revêtements friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.
	<p>Degré 03 (DG3) : Dégâts sensibles à importants (dommages structurels modérés, dommages non structurels importants)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. • Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. • Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.
	<p>Degré 04 (DG4) : Dégâts très importants (Dégâts structurels importants, dégâts non structurels très importants)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures importantes dans les éléments structurels avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence ; Perte de l'adhérence acier béton ; basculement des poteaux. • Ecrasement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.


	<p>Degré 05 (DG5) : Destruction (Dégâts structuraux très importants)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.
---	---

Tableau I.2 : Echelle macrosismique européenne EMS98.

L'inconvénient de cette approche probabiliste est que l'évaluation des dommages est basée sur l'opinion des experts. Par conséquent, en plus des incertitudes de l'évaluation des dommages dues à la variabilité dans l'exécution réelle des constructions, on a celles liées à l'opinion des experts. Par ailleurs, une approche déterministe fondée sur des modèles numériques ou analytiques peut être la plus appropriée pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique.

I.3.7 Quelques exemples d'études par l'approche probabiliste par expertise

✓ (Belheouane, 2006) avait quantifié la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé en développant la méthode de l'indice de vulnérabilité par l'intermédiaire d'un logiciel en langage « Delphi » nommé « VIP » (vulnerability index program). L'indice ainsi calculé a permis de classer les bâtiments en trois classes : **la première** regroupe les structures ayant un **bon comportement**, **la seconde** les structures ayant un **comportement moyen**, finissant par **la troisième** classe pour des structures ayant **une mauvaise tenue au séisme**.

classes	A	B	C
Index de vulnérabilité	3.25-6.25	6.25-10.25	10.25-13.25

Tableau I.3. : Classification des structures en fonction de la vulnérabilité « Iv »

✓ (Hammoum, 2012) avait choisis de faire le diagnostic et l'analyse de risques liés au vieillissement des réservoirs en béton armé. Plusieurs méthodes ont été introduites ; telles que **l'approche par modèle physique** qui reste réservée au diagnostic et à l'analyse de risque approfondie ou à l'étude d'un mécanisme particulier. Vient ensuite, **l'indice par approche experte** qui constitue un outil d'aide à la décision de maintenance à adopter pour l'ouvrage. Enfin, **la méthode de sureté de fonctionnement** permettant d'enrichir le recueil d'expertise existant en modélisant les scénarios de vieillissement.

✓ (Slimani, 2013), en s'inspirant de la méthode GNDT a développé une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des réservoirs de stockage d'eau surélevées, permettant de classer ces ouvrages en différentes classes de vulnérabilité ; A (bon comportement), B (comportement moyen) et C (mauvais comportement).

I.4 Approche déterministe

L'avènement du « Performance Based Design » en ingénierie sismique a mené au développement récent de diverses méthodes ; tant pour la conception parasismique de nouveaux bâtiments que pour l'évaluation du risque des bâtiments existants (Djebbar, 2006).

Ces nouvelles méthodes se basent sur l'étude du comportement non linéaire des structures obtenues par modélisation numérique et essais à échelle réduite.

Cependant, les niveaux de performances sont définis par le concept que l'endommagement soit déterminé par déplacement ou accélération spectrale au lieu de l'intensité macrosismique.

Dans ce qui suit, nous citons quelques unes de ces méthodes.

I.4.1 Méthode dynamique temporelle non linéaire

La méthode dynamique temporelle, est fondée, sur l'intégration, sur chaque pas de calcul, du vecteur accélération pour obtenir le vecteur vitesse, et l'intégration de la vitesse qui donne le vecteur déplacement. Pour cela, on choisit une forme de la fonction d'accélération sur l'intervalle de temps ou sur un intervalle plus étendu, l'équation dynamique en variables incrémentales est donnée comme suit

$$M\ddot{X}(t + \Delta t) + C\dot{X}(t + \Delta t) + KX(t + \Delta t) = -M\ddot{X}_g(t + \Delta t) \quad (1.1)$$

Cette méthode permet de reproduire fidèlement le comportement de la structure, et de connaître ses états de performance aux différents instants du séisme.

La sollicitation sismique doit consister en une description temporelle du mouvement du sol, développée pour le site particulier et représentant de préférence des séismes réels. Cependant, l'utilisation de l'analyse temporelle non linéaire, reste limitée car, la réponse dynamique est très sensible aux caractéristiques de modélisation du mouvement de sol. Elle implique la modélisation correcte de la charge cyclique compte tenu des caractéristiques de déformation, des propriétés de détérioration de tous les éléments importants. En outre, elle exige la disponibilité d'un ensemble de documents représentatifs du mouvement du sol qui tiennent en compte des incertitudes et des différences dans la sévérité, la fréquence et les

caractéristiques de la période. Toutefois, le temps de calcul, le temps requis pour la préparation d'entrée et de sortie exigent une interprétation volumineuse, rendant l'analyse difficile à envisagée pour l'évaluation de la performance sismique des structures courantes. (Lafi, 2012)

I.4.2 Méthodes d'analyse statique non linéaire

Pour l'analyse statique non linéaire, deux approches sont développées l'une en utilisant la ductilité, dite « **N2** » et l'autre l'amortissement **ATC40**.

La méthode dite « N2 » (**N** représente l'analyse non linéaire et **2** parce qu'elle combine entre deux modèles mathématiques (un DDL et a plusieurs DDL)), est développée par (**Fajfar**, 1999). Cette méthode combine entre l'analyse statique non linéaire « pushover » d'un système à plusieurs degrés de liberté et l'analyse par spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté, dans un nouveau format « d'accélération-déplacements ».

Cette méthode utilise l'approche en ductilité pour la détermination du point de performance. Elle suit les étapes énumérées ci après :

1. introduction des données (spectre de réponse élastique en format (**S_a-T**)) ;
2. transformation du spectre de réponse au format (**S_a-S_d**), en utilisant la formule (1.2) suivante :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (1.2)$$

3. détermination du spectre inélastique par les formules (1.2) et (1.3) :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (1.3)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_a = \mu \frac{T}{4\pi^2} \quad (1.4)$$

Avec :

S_{ae} : accélération spectrale élastique, **S_{de}** : déplacement spectral élastique, **T** : période du système,

μ étant le facteur de ductilité et **R_μ** le facteur de réduction dû à la ductilité.

selon (Vidic et al., 1994), le coefficient R_μ est déterminé en fonction du type d'oscillateurs;

- pour les oscillateurs souples ($T \geq T_c$), les systèmes élastiques et inélastiques ont les mêmes déplacements maximaux d'où :

$$R_\mu = \mu$$

Le principe d'égalité des déplacements maximaux de (Newmark et al., 1982) est illustré sur la (figure I.1).

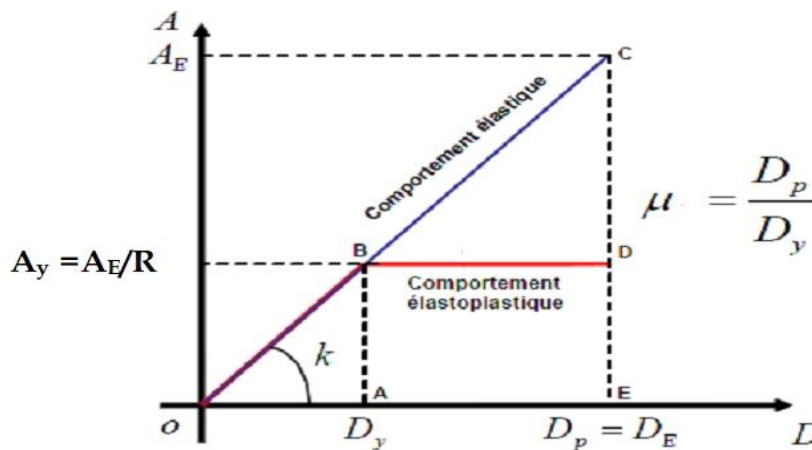


Figure I.1 : Principe d'égalité des déplacements maximaux.

- Pour les oscillateurs rigides $T > T_c$, R_μ est donné par la relation (I.5).

$$R_\mu = \frac{T}{T_c(\mu - 1) + 1} \quad (I.5)$$

4- Analyse pushover

- Transformation d'un système à plusieurs degrés de liberté à un système à un seul degré de liberté (figure 1.2);

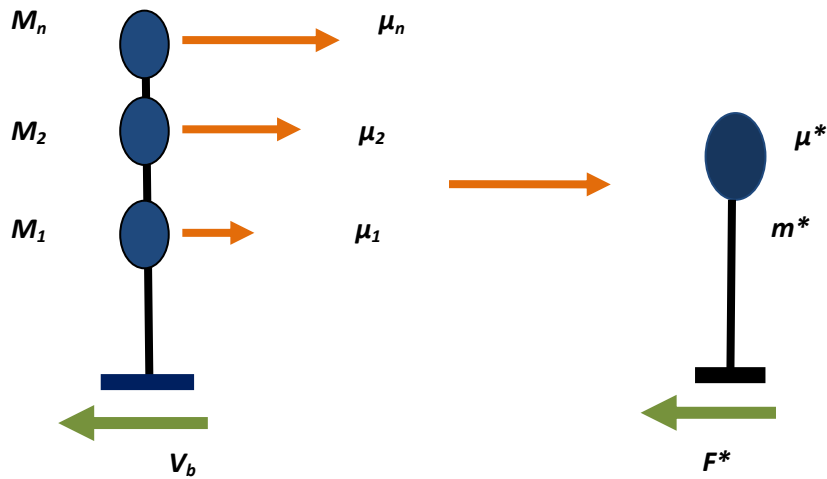


Figure I.2 : Transformation du système à plusieurs DDL en un système à un seul DDL.

- représentation bilinéaire de la courbe de capacité (figure 1.3) ;

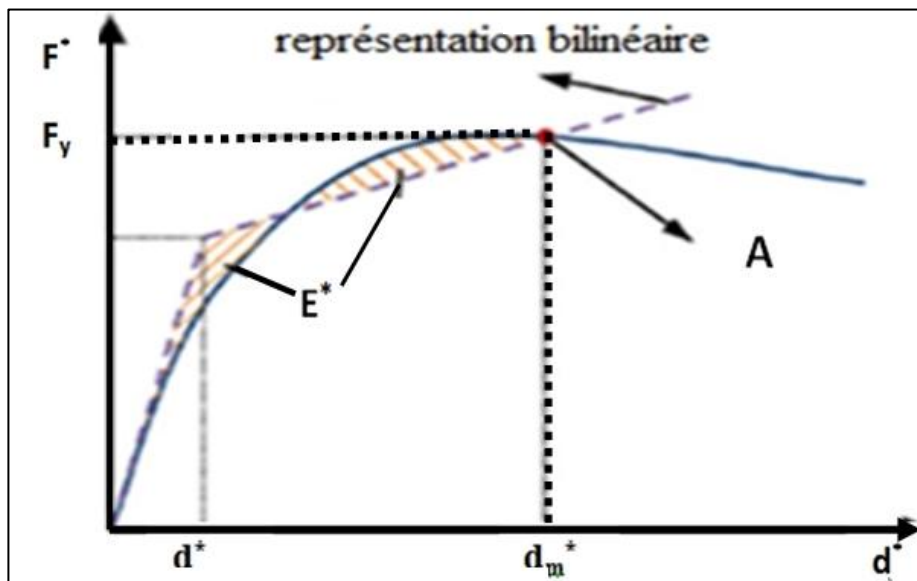


Figure I.3 : Représentation bilinéaire.

- détermination de la période du système équivalent par l'équation (1.6)

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F^*}} \tag{1.6}$$

- détermination du déplacement du système équivalent par l'équation (1.7)

$$d_{el}^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2 \tag{1.7}$$

Ou: $S_e(T^*)$ représente l'accélération spectrale correspondant à la période T^*

- Si la période élastique est supérieure ou égale à la période caractéristique ($T^* \geq T_c$), alors S_d le déplacement non linéaire sera égale au déplacement élastique S_d (figure 1.4)

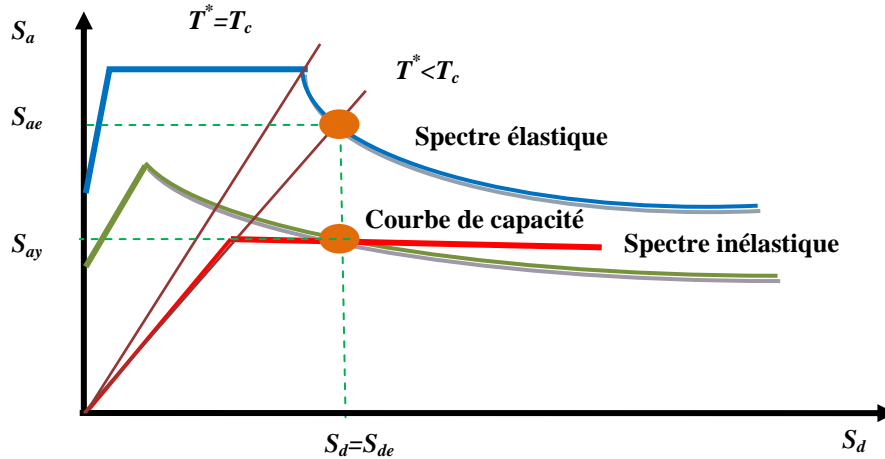


Figure I.4 : Détermination du déplacement du système équivalent dans le domaine de moyennes et longues périodes.

- Si la période élastique est inférieure à la période caractéristique ($T^* < T_c$) (figure 1.5), le déplacement non linéaire S_d est déterminé en fonction de la ductilité par la relation (1.8) :

$$S_d = \mu d_y^* = \left[1 + \frac{T_c}{T} (R - 1) \right] \frac{S_{de}}{R} \tag{1.8}$$

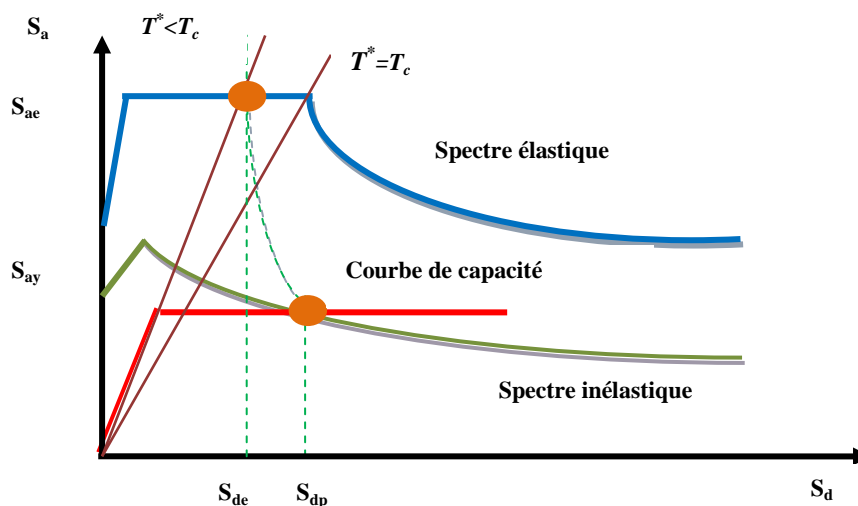


Figure I.5 : Détermination du déplacement du système équivalent dans le domaine des périodes courtes.

- détermination du déplacement du système global (figure 1.6)

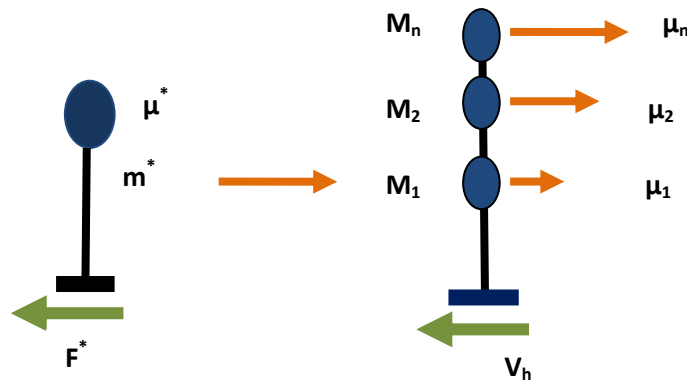


Figure I.6 : détermination du déplacement globale.

La méthode de capacité spectrale ATC 40 est développée par (Freeman, 1996). Elle est la plus utilisée pour l'estimation de la performance sismique des structures. Elle consiste à superposer dans un graphe de type (S_a - S_d) la courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (courbe de capacité) et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme :

- la courbe de capacité est obtenue en appliquant à la structure un chargement incrémental distribué sur la hauteur du bâtiment,
- la demande sismique inélastique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure. En d'autres termes, la méthode est basée sur le principe que si la demande en énergie a dissipé représenté par l'amortissement β_{eff} est supérieur à la demande initiale qui correspond à un amortissement visqueux de β_{eff} . Le comportement inélastique de la structure est approché par l'accélération du coefficient d'amortissement visqueux.

L'intersection de ces deux courbes représente le point de performance qui permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique (figure 1.7)

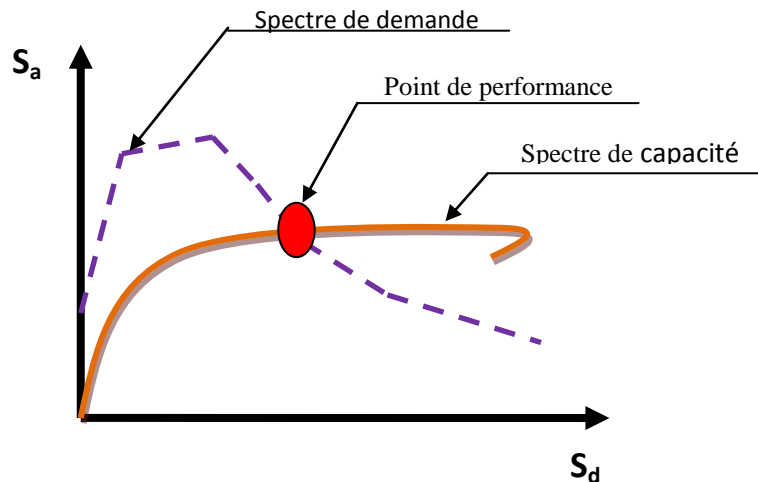


Figure I.7 : Détermination du point de performance.

Cette méthode sera développée dans le chapitre III

I.4.3 Quelques exemples d'études par l'approche déterministe

La plupart des procédures de l'analyse non linéaire simplifiées utilisées pour l'évaluation de la performance sismique utilisent l'analyse Pushover et/ou représentation réelle de la structure équivalente SSDDL.

Toutefois, l'analyse Pushover implique certaines approximations dont la fiabilité et l'exactitude de la procédure doivent être identifiées. À cet effet, les chercheurs ont étudié divers aspects de l'analyse Pushover pour identifier les limites et les faiblesses de la procédure et les procédures proposées pour l'amélioration de l'analyse Pushover, en tenant en compte des effets des modèles de charge latérale, des modes plus élevés et des mécanismes de défaillance, etc. (Lafi, 2012)

- (Krawinkler et al., 1998), ont mené une étude détaillée qui présente les avantages, et les inconvénients et l'applicabilité de l'analyse Pushover en considérant divers aspects de la procédure. Les informations obtenues par l'analyse Pushover ont été identifiées. Les exactitudes des prévisions de Pushover ont été évaluées sur une structure de 4 étages qui ont vu leurs périmètres en acier endommagés en 1994 (séisme de Northridge). La structure a été soumise à neuf enregistrements du mouvement du sol. Les demandes sismiques locales et globales ont été calculées à partir des résultats d'analyse Pushover au déplacement cible associée à des enregistrements individuels. La comparaison des résultats de l'analyse Pushover et l'analyse dynamique non linéaire a démontré que l'analyse Pushover fournit de bonnes prévisions de demande sismique des structures de faible hauteur ; ayant une distribution uniforme de comportement non élastique sur toute sa hauteur. Il a également été recommandé de mettre en œuvre l'analyse Pushover avec prudence en considérant ses

nombreuses limites, puisque la méthode est approximative dans la réalité et elle englobe plusieurs questions non résolues qui doivent être étudiées. (Sermin, 2005)

- (Mwafy et al., 2001), ont réalisés une série d'analyses Pushover et des analyses dynamiques d'effondrement progressive pour examiner la validité et l'applicabilité de l'analyse Pushover.

Douze bâtiments (12) en béton armé renforcés avec différents systèmes structurels (quatre structures de 8 étages irréguliers, quatre structures de 12 étages réguliers et quatre structures de 8 étages à double paroi), avec différentes accélérations de conception (0,15 g et 0,30 g) et avec différents niveaux de ductilité de conception (la base, moyenne et haute) ont été utilisés pour l'étude. Puis une analyse dynamique non linéaire utilisant quatre séismes naturels et quatre séismes artificiels été menée sur une série d'enregistrements d'accélération du sol de 0,15 g et 0,30 g, qui ont été effectuées en détail sur les modèles des structures 2D compte tenu des limites prédéfinies d'effondrement local et global. En outre, les analyses Pushover à l'aide de modèles de charge uniforme, triangulaire et multimodal ont été réalisées pour obtenir les courbes de Pushover.

Les résultats ont démontrés que ceux issus du modèle de la charge triangulaire ont été en bonne corrélation avec les résultats d'analyse dynamique. Il a été également noté que l'analyse Pushover est plus appropriée pour une faible hauteur et de courte période sur des structures où le chargement triangulaire est suffisant pour prédire la réponse de ces structures. (Lafi, 2012)

- (Moghadam, 2002) a proposé une procédure visant à quantifier les effets des réponses du mode plus élevé dans des grands bâtiments. Une série d'analyse Pushover est effectuée sur les bâtiments en utilisant des formes de mode élastique comme modèle de chargement. Les réponses sismiques maximales sont estimées en combinant les réponses individuelles des analyses Pushover. La règle de combinaison propose que la réponse pour chaque mode soit multipliée par le facteur de participation Γ pour le mode considéré et la contribution de chaque mode est résumée.

La procédure a été appliquée à une structure en acier de 20 étages pour évaluer le moment résistant et l'exactitude de la procédure. La structure a été soumise à six séismes et la moyenne des déplacements maximum de chaque étage et les rapports de déplacement relatif entre les étages ; de la structure ont été calculés en six analyses. En outre, les analyses Pushover pour les trois premiers modes ont été réalisées sur une structure et les réponses pour chaque mode ont été combinées pour estimer la réponse finale.

La comparaison des déplacements estimés, et les déplacements relatifs entre les étages, avec la moyenne des réponses maximales ; ont résulté de six analyses dynamiques non linéaires qui ont indiqué une bonne corrélation. (Fallah et *al.*, 2012)

-(**Gupta, 1999**), a analysé les réponses réelles enregistrées de huit bâtiments. Les bâtiments sélectionnés étaient de 5, 7, 10, 13, 14, 17, 19 et 20 étages et les structures ayant un moment résistant avec des systèmes de voile pour résister aux efforts de cisaillement instrumentés au moment du tremblement de terre.

Le déplacement enregistré aux multiples étages, force d'inertie et les efforts de cisaillement aux différents instants du temps, ont été évalués. La réponse des bâtiments a été sensiblement affectée par des modes plus élevés, à l'exception des structures de faible hauteur, et ces effets ont été mieux compris par l'analyse de la force d'inertie et les déplacements des étages. Ce qui indique que l'analyse Pushover est insuffisante et non sécuritaire. Par conséquent, Gupta a proposé la procédure modale adaptative de Pushover qui tient compte des effets des modes plus élevés ainsi que les limitations d'analyse Pushover. La méthode proposée à n'importe quelle étape, est identique à l'analyse du spectre de réponse. (Sermin, 2005)

- (**Chopra et *al.*, 2002**), ont développé une procédure d'amélioration de l'analyse Pushover nommée : Analyse Modale de Pushover (AMP), qui est basée sur la théorie de la dynamique des structures. Tout d'abord, la procédure a été appliquée aux bâtiments linéairement élastiques et il a été montré que la procédure est équivalente à l'analyse du spectre de réponse bien connue. Ensuite, la procédure a été étendue à l'estimation des demandes parasismiques des systèmes inélastique en décrivant les hypothèses et les approximations. Les demandes induites par le séisme d'une structure de 9 étages SAC ont été déterminées par l'AMP, analyse dynamique non linéaire et l'analyse Pushover à l'aide d'un chargement uniforme, et des modèles de charge multimodale extraits du code réglementé. La comparaison des résultats a indiqué que l'analyse Pushover pour tous les modèles sous-estime considérablement les demandes de déplacement de chaque étage et conduit à de grandes erreurs dans des rotations en rotule plastique. L'AMP a été plus précise que toutes les analyses de Pushover dans l'estimation des déplacements de terrasse, le déplacement de chaque étage, rotule plastique par rotations et emplacements les rotules plastiques. Les résultats du l'AMP ont également démontré que l'intensité du mouvement du sol est faible sur la base des résultats obtenus à partir du mouvement du sol mesuré par des facteurs variant de 0,25 à 3,0.(Chopra et *al.*, 2002)

-(**Jan et al., 2004**), ont proposé une procédure d'analyse Pushover de limite supérieure pour estimer la demande sismique des bâtiments à grande hauteur en considérant les effets des modes supérieurs.

Dans cette procédure, les rapports de contribution élastiques « réponse-déplacement » des modes plus élevés par rapport au mode fondamental est d'abord obtenu pour un ensemble d'enregistrements de séisme, et le nombre de modes qui dominent la réponse de déplacement est déterminée à partir de l'enveloppe des courbes de taux de contribution. Ensuite, une analyse Pushover utilisant le modèle des nouvelles formules de charge latérale (triangulaire, multimodale) et de déplacement cible compte tenu de la contribution des modes supérieurs ainsi que le mode fondamental est exécuté pour estimer la demande sismique.

La procédure a été appliquée à 2, 5, 10, 20 et 30 étages et le moment résistant des structures de système portique de poteau-poutre conçu selon les normes sismiques de Taiwan. Les 20 rapports d'enveloppe de la contribution des courbes ont prouvé que les deux premières contributions de mode étaient dominantes ; que d'autres modes plus élevés ont été ignorés.. Les prévisions sismiques de l'analyse Pushover avec le chargement triangulaire et l'analyse modales de Pushover étaient en bonne corrélation avec l'analyse dynamique non linéaire pour les structures qui ne sont pas supérieures à 10 étages, alors que seulement la procédure proposée pourrait prévoir la demande sismique des bâtiments de 20 à 30 d'étages. (Sermin, 2005)

Note : Ces méthodes sont en voie de développement dans notre pays et plusieurs recherches et études sont menées à ce niveau.

- ✓ (**Hemsas et al., 2007**) se sont intéressés à l'évaluation de la performance sismique des murs voiles en béton armé soumis à une excitation sismique, en utilisant deux méthodes d'analyse la N2 et le pushover ; ceci en créant une macro élément modélisée par des amortissements et des ressorts. L'étude comparative des deux méthodes a donné des résultats très proches.
- ✓ (**Hamou al., 2007**) se sont intéressés à l'élaboration de la courbe de fragilité par la méthode pushover. Ainsi, ils ont appliqué le pushover sur des structures en portiques, en faisant varier la magnitude du séisme. Les résultats obtenus sont représentés par la figure (1.8)

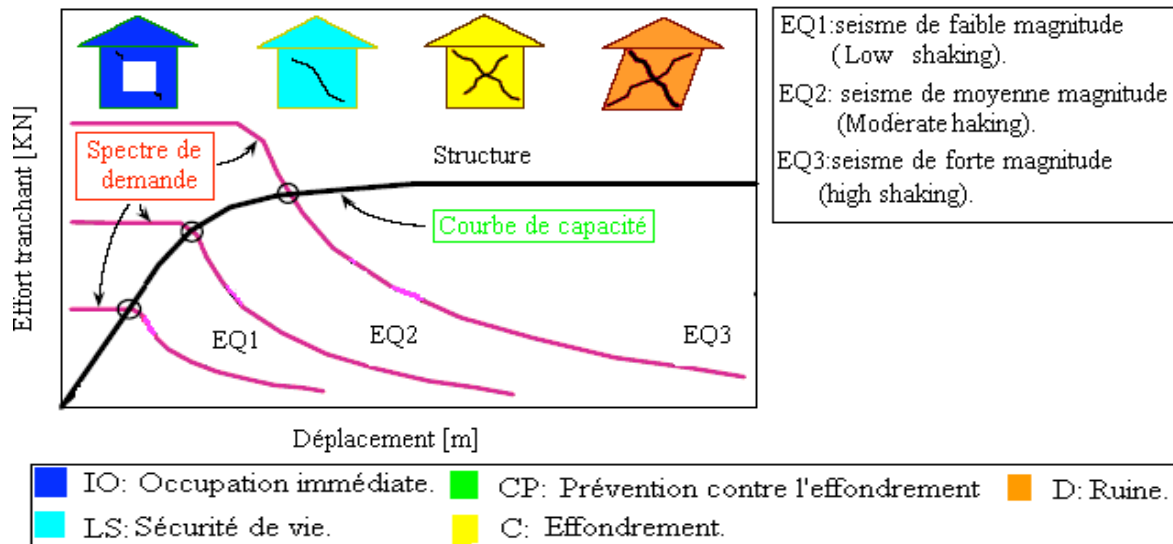


Figure I.8. : Résultat de l'étude de Hamou et al.,

- ✓ (Kahil, 2008) a traité l'évaluation de la performance sismique des bâtiments. Le travail est mené en appliquant la méthode de performance sur deux bâtisses implantées à Draa Ben Khedda (Wilaya de Tizi Ouzou). Les résultats ont révélés que le comportement des bâtisses n'est pas très adéquat et que le renforcement par des voiles était nécessaire.
- ✓ (Belkhir, 2012), pour son étude, avait choisis de chercher la disposition optimales des voiles en utilisant la méthode pushover, procédure non itérative, sur des structures mixtes. Les résultats ont montré que deux dispositions de voiles permettent d'avoir un très bon comportement post élastique et qui sont donc les dispositions optimales comme le montre la figure (1.9).

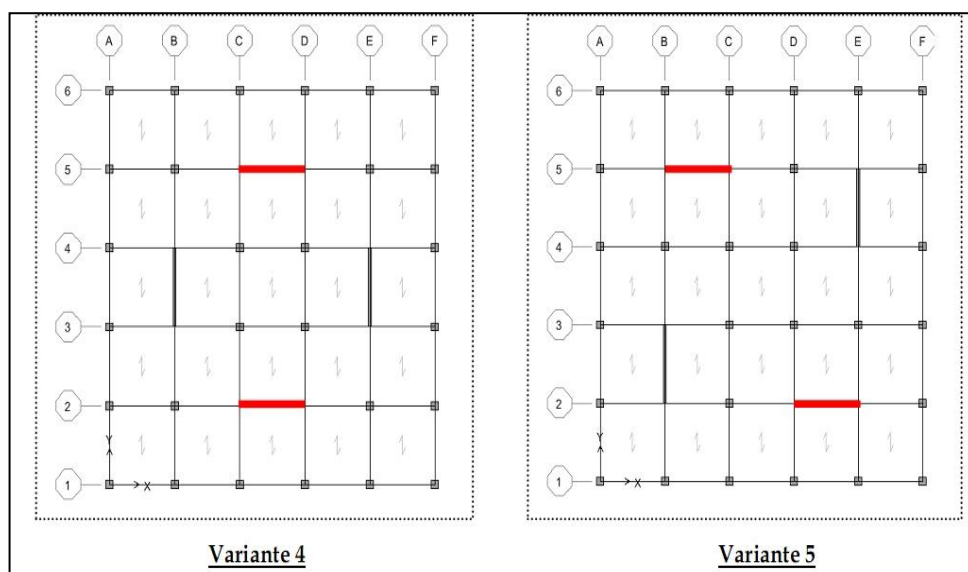


Figure I.9. : Position optimale des voiles.

- ✓ **(Ankik, 2013)**, lui a choisis de traiter l'incidence des périodes fondamentales proposées par les différents règlements parasismiques sur la performance sismique des bâtiments. L'étude comparative entre les différents codes (RPA99/2003, Eurocode8, ASCE 7-05) a révélé que les formules du RPA 99/ V 2003 sous-estime la valeur de la période fondamentale par rapport aux formules de l'Eurocode 8 et du code américain ASCE 7-05. Autrement dit, le RPA 99 conduit à un dimensionnement plus sécuritaire. L'Eurocode 8 et le code américain ASCE 7-05 tolèrent des déplacements relatifs inter-étages plus importants par rapport au code RPA 99/ V 2003. Cela peut s'expliquer par le niveau de ductilité locale visé par les codes Eurocode 8 et ASCE 7-05. Il s'avère aussi que le RPA 2003 est assez conservatif et présente une marge de sécurité importante par rapport aux codes Eurocode 8 et ASCE 7-05 ; cela est dû probablement à la qualité de construction en Algérie qui est loin d'être aussi bonne qu'aux Etats Unis et en Europe.

- ✓ **(Rabia et al., 2013)** ont mené une étude sur le comportement non linéaire d'un réservoir surélevé en appliquant l'analyse non linéaire Pushover. Les résultats trouvés ont définis le comportement globale du réservoir qui est un comportement élastique vu que le point de performance s'est localisé à la limite du domaine élastique.

- ✓ **(Hamitouche 2012)** Expertise d'un immeuble-réservoir de capacité 1000m³ en zone sismique avec programme de réhabilitation.

- ✓ **(Ait l'hadj 2013)** Analyse non linéaire d'un immeuble surmonté d'un réservoir d'eau potable.

Les détails de ces deux dernières études seront présentés dans le chapitre 2.

Conclusion :

Plusieurs approches d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure donnée ont été développées afin de réduire les pertes et les dommages dus aux séismes. Ces approches diffèrent les unes des autres en coût, en moyens utilisés et en précision. Le choix du type d'approche dépend de l'objectif de l'évaluation, de la disponibilité des données et de la technologie utilisée.

Dans ce chapitre, nous avons présenté les méthodes les plus connues d'estimation de la vulnérabilité sismique des villes et des structures. Ces méthodes ont été développées dans des pays à sismicité élevée. La compréhension de la structure et la recherche des critères structuraux peuvent s'avérer complexes. Il faut donc trouver un équilibre entre les moyens mis en œuvre, les méthodes applicables et les résultats recherchés. D'autre part, ces méthodes varient suivant leurs degrés de précision et de sophistication ; ce qui engendre dans des pays à sismicité modérée des coûts d'application importants ou des incertitudes élevées à cause de la complexité des informations recherchées.

Comme mentionné dans l'introduction générale, et afin de répondre aux différentes questions posées, nous utiliserons dans le cadre de notre étude la méthode non linéaire « pushover » pour l'analyse du comportement d'un immeuble surmonté d'un réservoir de stockage d'eau, analysé déjà par (Hamitouche, 2012) dans le domaine linéaire, et (Ait l'hadj 2013) dans le domaine non-linéaire.

Notre contribution sera la prise en compte dans le domaine non-linéaire de l'effet hydrodynamique.

C'est ce que nous développerons dans les chapitres à suivre.

Introduction :

Le présent projet de fin d'étude consiste à une étude d'un immeuble réservoir implanté à Dar El Beida en zone sismique, cet ouvrage assure à la fois une fonction d'habitation avec ses sept étages qui comportent chacun quatre appartement de trois pièces sauf le premier qui comprend huit studios, d'autre part le stockage et distribution d'eau potable.

(Hamitouche, 2012), en appliquant la méthode statique linéaire du RPA99/2003, a modélisé la structure par un logiciel d'élément fini « ROBOT », Ce qui lui a permis de reprendre fidèlement les déformations subis par cette dernière lors du séisme de Boumerdès.

Aussi, il a proposé un programme de réhabilitation de l'ouvrage permettant d'exécuter des modifications avec des coûts réduits.

(Ait l'hadj 2013), en appliquant une analyse statique non linéaire de l'ouvrage. En utilisant le logiciel ETABS, qui lui a permis d'évaluer la performance sismique de la structure.

Dans le cadre de notre étude, nous proposons une analyse statique non linéaire avec prise en compte de l'effet hydrodynamique.

II.2. Localisation et situation de l'ouvrage :

Notre ouvrage est implanté dans la commune de Dar El Beida (Rue ,12 Mohamed Khamissti) à côté du centre de météorologie à 560 m de la gare de Dar El Beida (Alger), cette commune classée autrefois en zone II (zone de sismicité moyenne) sera ensuite classée en zone III (zone à forte sismicité) par le RPA 99 v2003.



Figure II.1 : vue satellitaire de la situation de l'ouvrage « photo Google maps »

II.3. Présentation et description de l'ouvrage :

Notre immeuble est constitué par :

- Une tour centrale cylindrique de six mètres de diamètre qui supporte le réservoir et abrite l'escalier, l'ascenseur, les paliers d'accès aux appartements, ainsi que les gaines dans lesquelles passent les canalisations du réservoir,
- Une tour carrée de 17m de côté,

Un réservoir d'une capacité de 1000 m³ constitué par une cuvette en forme de paraboloïde de révolution raccordée à une calotte sphérique,

L'ensemble est fondé sur 62 pieux Franki de 13m de fiche par l'intermédiaire de semelles et poutres de grande rigidité.

Cet immeuble à appartements est classé par le RPA 1988 comme étant un ouvrage de grande importance (groupe 1) car il assure l'alimentation en eau potable pour toute la commune de Dar el Beida donc c'est un ouvrage qui doit rester fonctionnel pendant et après un séisme, puis par le RPA 2003 comme étant un ouvrage d'importance vitale (groupe 1A).

Le contreventement est assuré par une tour central cylindrique autour de laquelle sont disposés en étoile 8 voiles en béton formant l'ossature.



Figure II.2 : vue générale de l'ouvrage

II.4 Caractéristiques géométriques :

- longueur totale du bâtiment : 17.80 m
- largeur totale du bâtiment : 17.80 m
- hauteur totale du bâtiment y compris le réservoir : 37.90 m
- hauteur total des appartements y compris l'acrotère : 26.30 m
- hauteur du rez-de-chaussée : 4.80 m
- hauteur de l'étage courante : 2.87m

II.5 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre structure présente les caractéristiques suivantes :

- La longueur totale du bâtiment 17,80m

- La largeur totale du bâtiment 17,80m
- La hauteur totale des appartements y compris l'acrotère 26,30m
- La hauteur totale y compris le réservoir 37,90m
- La hauteur du RDC est de 4,80m
- La hauteur de l'étage courant est de 2,87m

II.6 Eléments de l'ouvrage :

❖ *Le réservoir :*

Le réservoir remplis à une hauteur de 8m à partir du niveau de la cuve atteint une capacité de 1000m³, il est constitué par quatre parois d'épaisseurs différentes variant du bas vers le haut de 25cm à 10cm avec un pas de 5cm.

- ✓ La cheminée a la forme d'un tronc de cône extérieurement et un cylindre intérieurement, sa hauteur est de 8,75m par rapport a la base de la cuve.
- ✓ La coupole a la forme d'une calotte sphérique, avec une épaisseur de 10cm.

❖ *les planchers :*

Tous les planchers sont réalisés en dalle pleine de 12 cm d'épaisseur, le plancher terrasse est accessible et comporte un système complexe d'étanchéité et une pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Les planchers assurent principalement deux fonctions : une fonction de résistance (supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure), une fonction d'isolation (ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages).

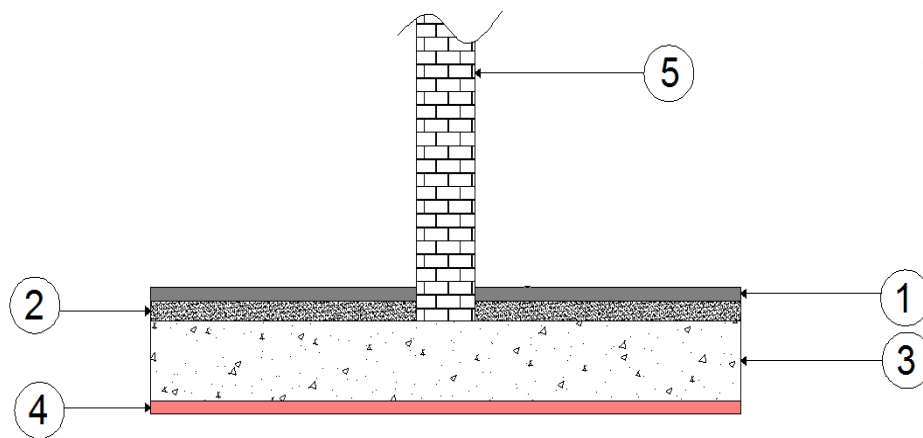


Figure II.3 : coupe verticale du plancher EC

Avec :

1. Carrelage ;
2. Mortier de pose ;
3. Dalle pleine ;
4. Enduit plâtre ;
5. Cloison en brique creuse.

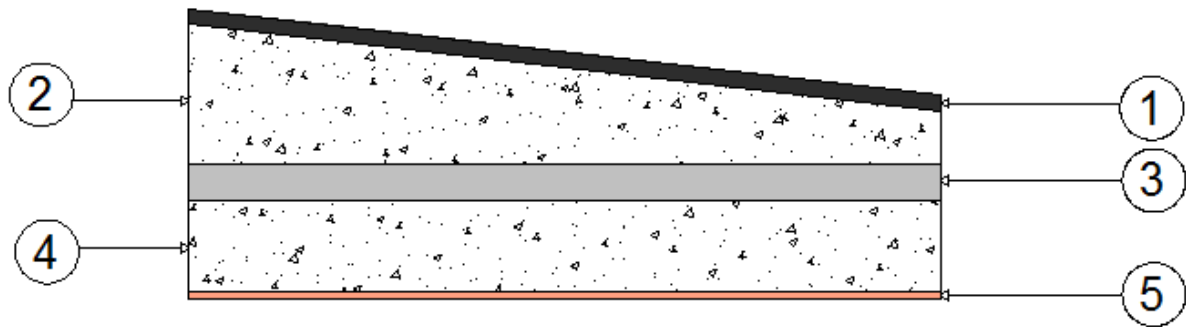


Figure II.4 : coupe verticale du plancher terrasse

Avec :

1. Etanchéité multicouches.
2. Forme de pente en béton armé.
3. Isolation thermique.
4. Plancher de dalle pleine.
5. Enduit en ciment.

❖ **Les escaliers :**

Sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre, la structure comporte trois types d'escalier qui présente tous la même hauteur de marche de 17 cm et un giron de 25cm :

- Escalier à quatre volées avec deux paliers de repos pour le RDC,
- Escalier à deux volées et un palier de repos pour les étages 1 à 6,
- Escalier à une volée et sans palier de repos pour le dernier étage.

❖ **La cage d'ascenseur :**

La cage d'ascenseur permet de se déplacer verticalement jusqu'au 7^{me} étage, elle est constituée de voiles de 10cm d'épaisseur, la surface de sa cabine est de 1,2 m² qui permet de transporter 2 à 3 personnes.

❖ **Le noyau central :**

De forme cylindrique, il est réalisé en béton armé avec une épaisseur de 15cm, le noyau comporte des ouvertures qui donnent accès aux différents niveaux.

❖ **Les Voiles :**

- Pour le RDC, on a des voiles de 2m de longueur, 25cm d'épaisseur et 4,8m de hauteur.
- Pour l'étage courant les voiles ont une longueur de 2m, une épaisseur de 15 cm et 2,87m de hauteur.
- Les voiles porteurs du réservoir ont une épaisseur de 25cm et une hauteur de 4,81m, leurs coté supérieur est sous forme d'un arc et présente une double inclinaison

par rapport à l'axe Z de la structure pour épouser la forme du réservoir et pouvoir transmettre correctement les charges et surcharges.

❖ **Les poutres :**

Les poutres présentent une grande rigidité et de dimension relativement importante

- RDC : $b=25\text{cm}$ et $h=80\text{cm}$
- EC : $b=15\text{cm}$ et $h=60\text{cm}$

❖ **Le chaînage :**

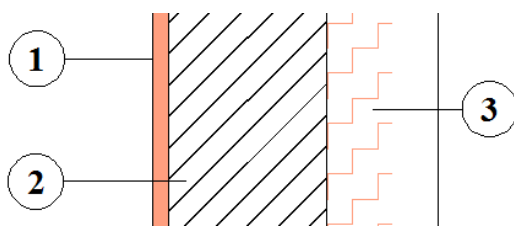
Il est assuré par des poutres de chaînage $(20*40)\text{ cm}^2$ et des poteaux de $(20*20)$ pour les coins et $(15*20)\text{ cm}^2$ pour ceux du milieu.

❖ **La maçonnerie :**

- Les façades ne comportent pas de brique extérieurement mais utilise largement le verre, le plastique et l'aluminium.
- Pour les murs intérieurs on distingue deux types, le premier comporte une cloison en brique creuse, le second type comporte deux cloisons en brique creuse séparées par une lame d'air de 5cm.

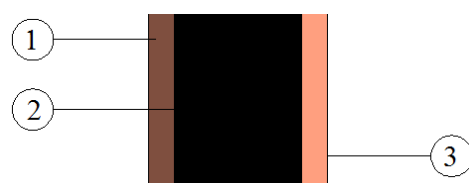
❖ **Les revêtements :**

- Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les murs de la cuisine et de la salle de bain.
- Mortier de ciment pour les murs de façade type 2 (figure II.6) extérieurement et enduit plâtre intérieurement, pour le type 1 (figure II.5) enduit plâtre intérieurement et tôle double ondulation en aluminium.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures.



1. Enduit plâtre ;
2. Cloison en brique creuse ;
3. Tôle en alu double ondulation.

Figure II.5 : coupe du mur de façade type 1



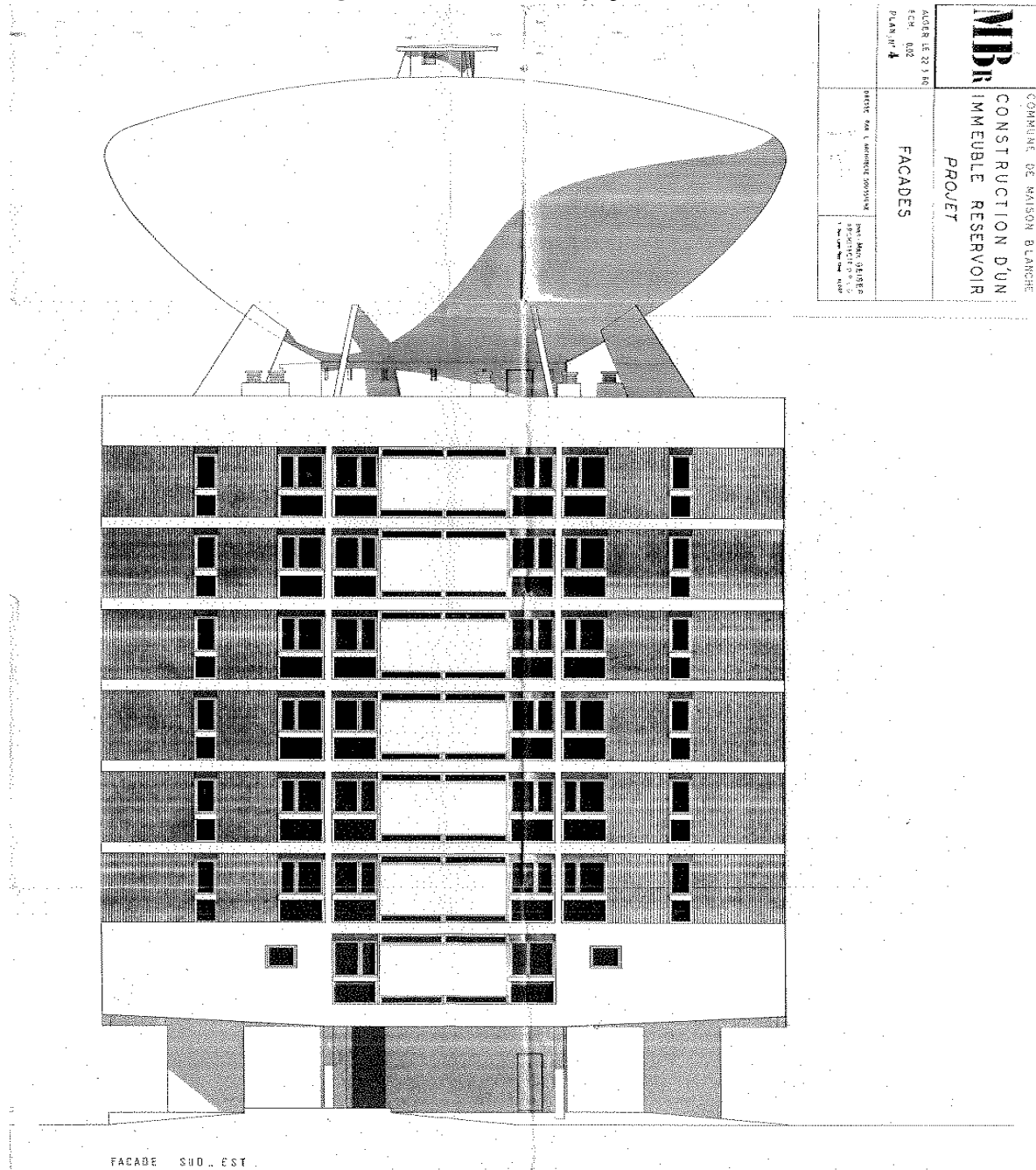
1. Enduit de ciment;
2. Cloison en brique creuse ;
3. Enduit plâtre.

Figure II.6 : coupe du mur de façade type 2

❖ *Les plans :*

Les plans récupérés au niveau des archives de la direction générale de l'hydraulique d'Alger dates de 1958, dont certain n'ont pas pu être récupérés notamment les notes de calcul et les plans de coffrages.

Figure II.7 : Plan de la façade sud-est



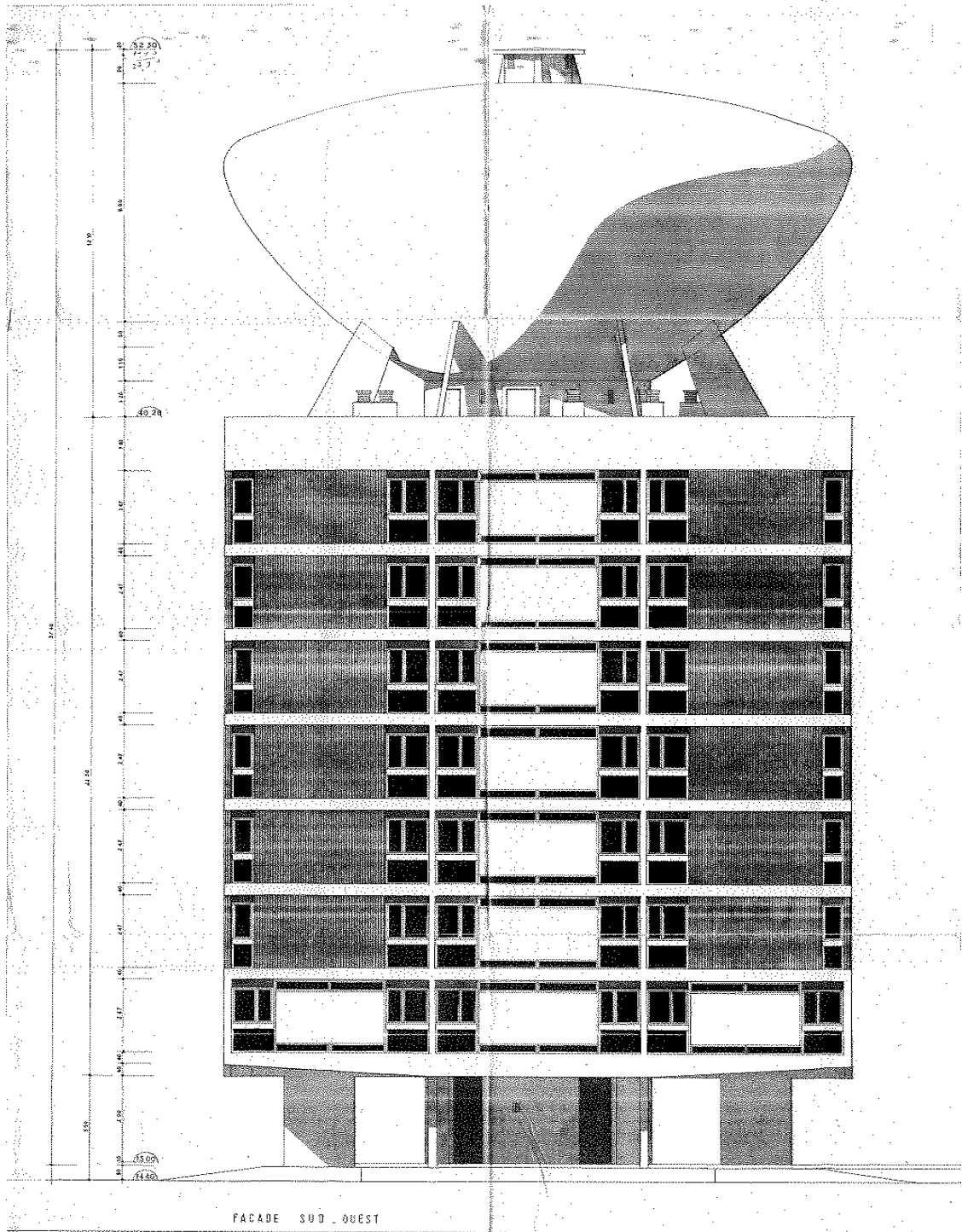


Figure II.8 : Plan de la façade sud-ouest

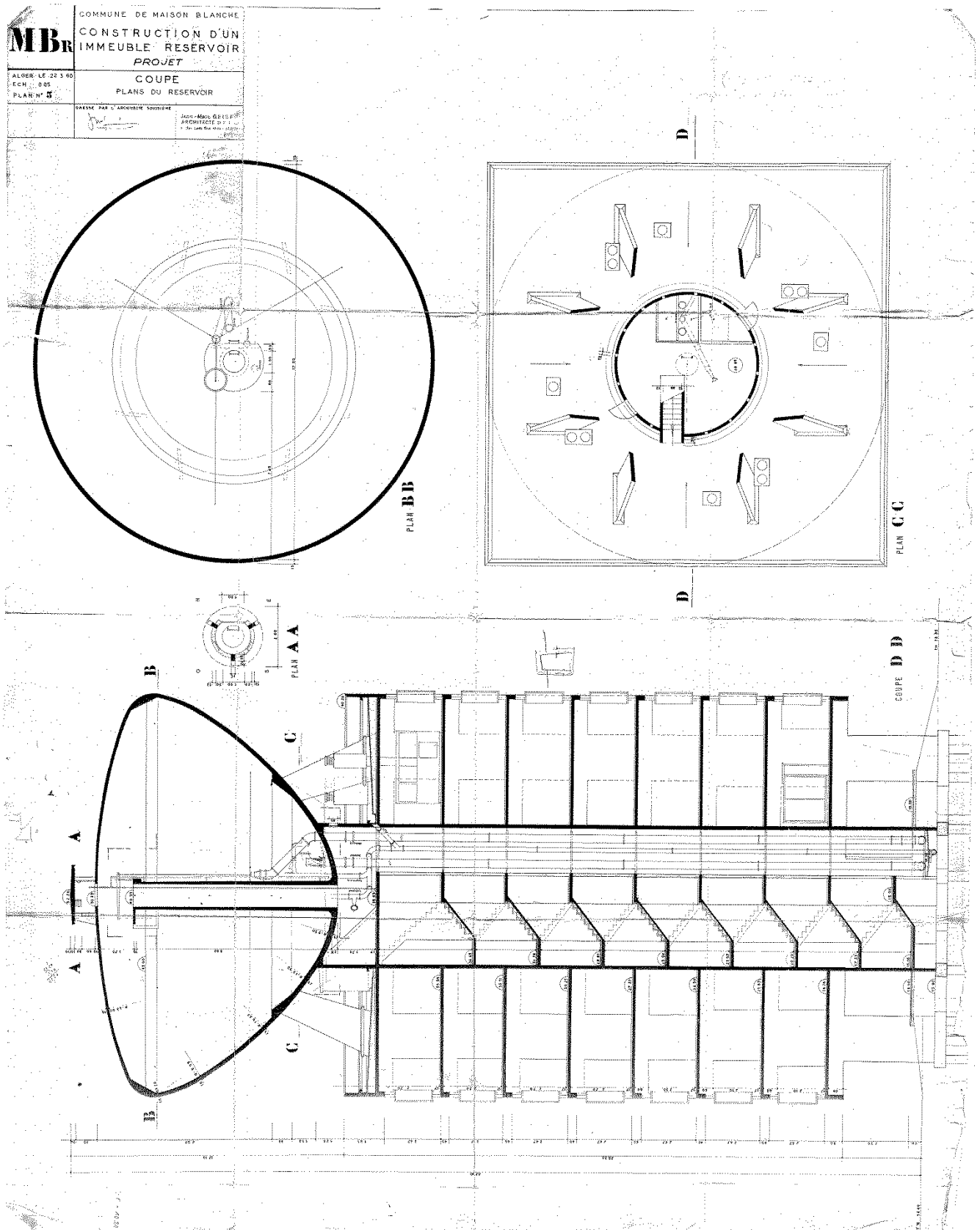


Figure II.9: Plan de coupe
« Coupe verticale par l'axe de la tour central »

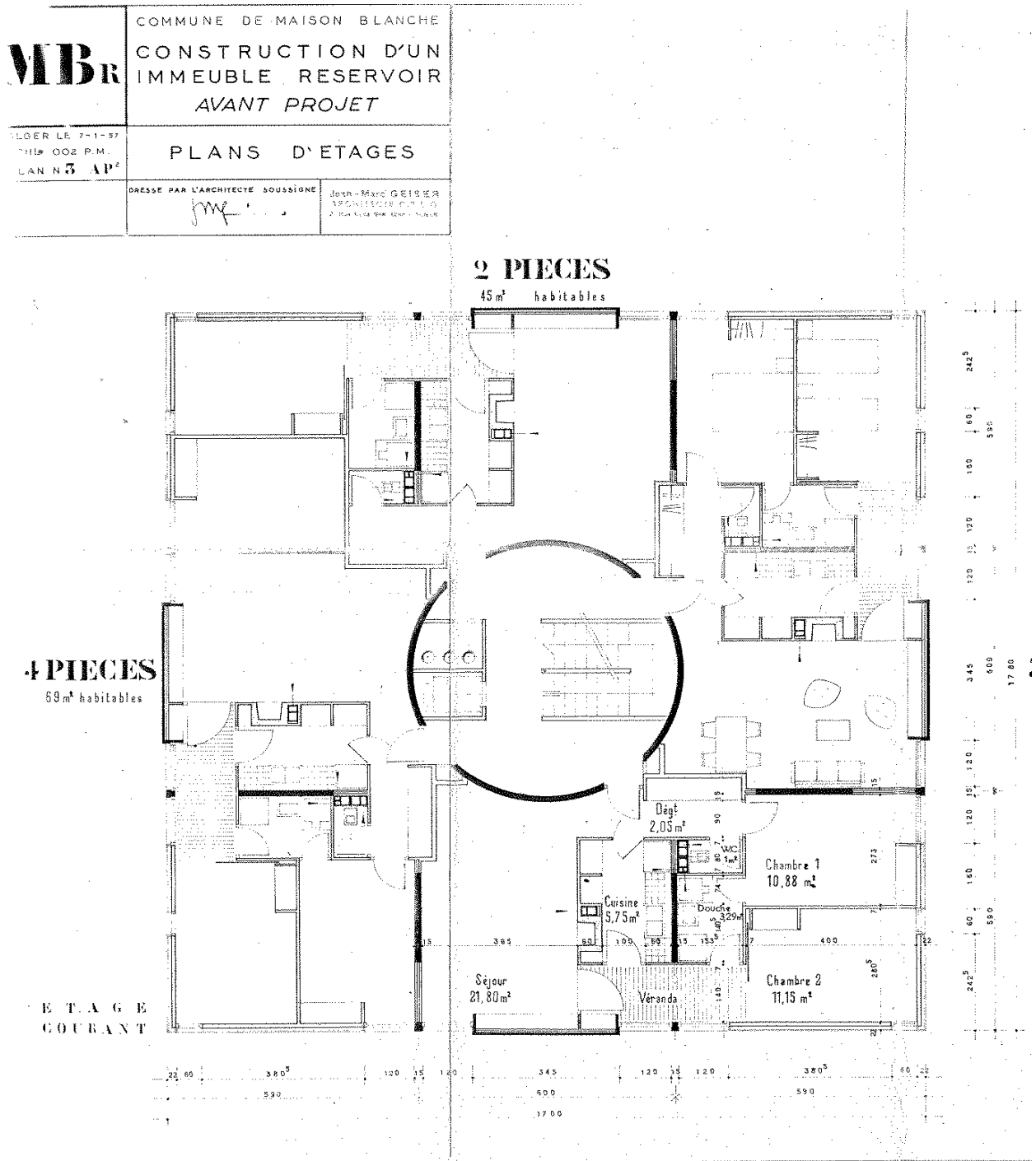


Figure II.10: Plan de l'étage courant

« L'étage courant comporte 4 appartements de 45 m², 69 m², 57 m² et 56 m² ; chaque appartement comporte deux chambre de 10,88 m² et 11,15 m², une douche, WC, une cuisine de 5,75 m² et un séjour de 21,80 m² ».

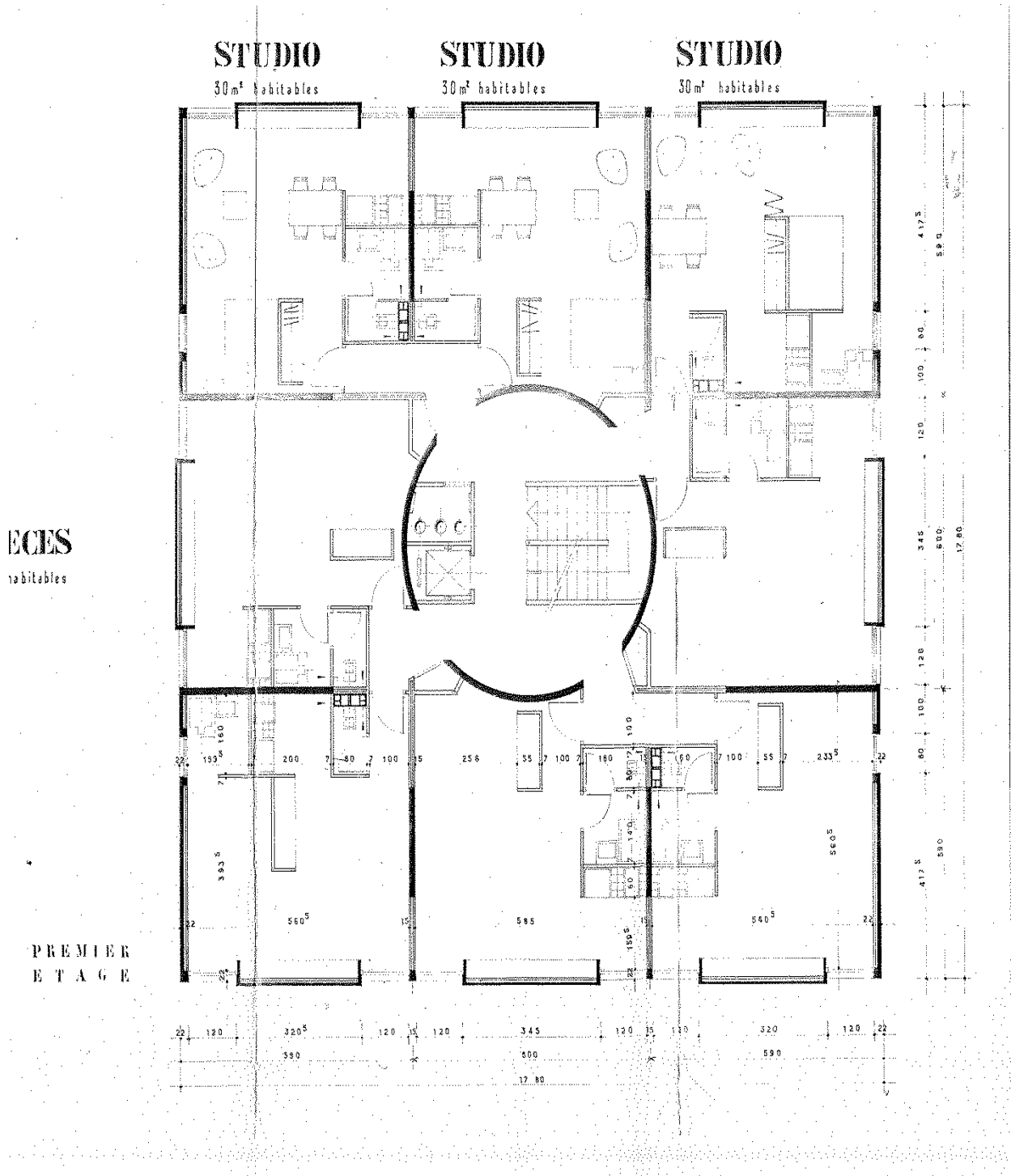


Figure II.11: Plan du premier étage

II.6 Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux :

II.6.1. Le béton :

Le béton est un mélange de ciment, de granulats (sable, graviers, gravillons) et de l'eau dite de gâchage ; il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec :

- ☞ La granulométrie
- ☞ Le dosage en ciment
- ☞ La quantité d'eau de gâchage
- ☞ L'âge du béton

Les adjuvants sont utilisés pour améliorer les caractéristiques du béton en fonction de la destination.

A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suite :

- Granulat (sable $\Phi \leq 5\text{mm}$, gravier $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$).
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400Kg / 1m^3 de classe CPA 325.
- 150 à 200L d'eau.

1. La mise en œuvre du béton :

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telles que la résistance mécanique, la compacité et la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- Une bonne vibration.
- Une granulométrie continue.
- Des adjuvants appelés plastifiants.

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

- Une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- Les faibles températures
- Les faibles épaisseurs de coulage.

Remarque :

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation ; c'est-à-dire l'accumulation des granulats lourds au fond du moule et la montée de l'eau en partie supérieure, ce qui nuirait à sa compacité et à sa résistance.

2. La résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

On fixe : $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

3. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Art A.2.1.12})$$

$$f_{ij} = 0,275 f_{cj}^{2/3} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

D'où :

$$f_{i28} = 1,8 \text{ MPa}$$

4. Contrainte limites du béton :

a. Etat limites ultimes (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de capacité portante vis à vis de l'équilibre statique, de la résistance de l'un des matériaux et de la stabilité de forme.

La contrainte limite du béton à L'ELU est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ [MPa]} \quad [\text{Art A.4.3.41 BAEL91}]$$

Où:

- γ_b est coefficient de sécurité $\rightarrow \gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation courante.} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$
- θ est coefficient de durée d'application de la combinaison d'action considérée

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si } j > 24h \\ 0,9 & \text{Si } 1 < j < 24 h \\ 0,85 & \text{Si } j < 1h \end{cases}$$

j : durée probable d'application de la combinaison considérée.

D'où :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 20}{1.5} = 11,33 \text{ MPa}$$

b. Etat limite de service :

La contrainte limite de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} \text{ [MPa] [Art A.4.5.2 BAEL91]}$$

$$\text{D'où: } \sigma_{bc} = 12 \text{ MPa}$$

c. Diagramme contraintes-déformations du béton :

- **A l'état limite ultime (ELU) :**

La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure ci-dessous :

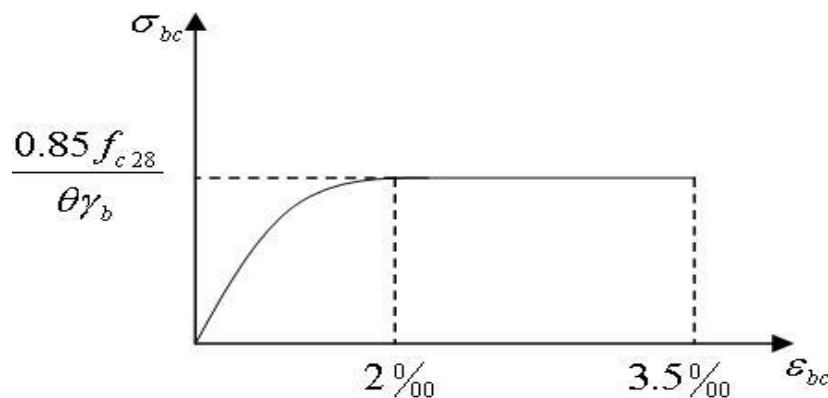


Figure II.12 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

- *A l'état limite de service (ELS):*

Le béton considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure ci-dessous :

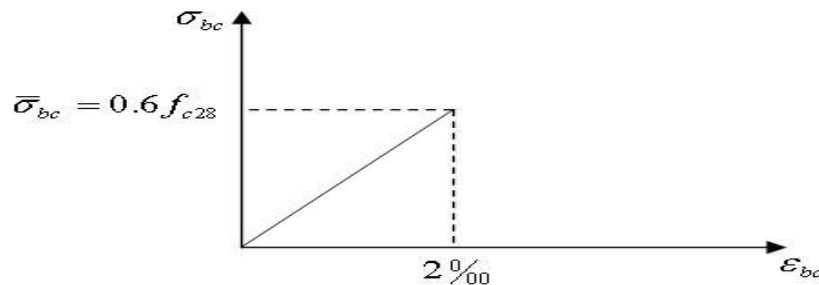


Figure II.13 : Diagramme de contrainte-déformation (à l'ELS)

d. Contrainte tangentielle conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d_{bc}} \quad [\text{Art A.5.1 BAEL 91}]$$

τ_u ne doit pas dépassé les valeurs suivantes :

- $\tau_u = \min (0.13 f_{28} ; 5 \text{ MPa})$: pour les fissurations peu nuisible.
- $\tau_u = \min (0.10 f_{28} ; 4 \text{ MPa})$: pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

e. Module de déformation longitudinale :

- *Module de déformation instantanée :* [art A .2 .1.2 1 BAEL91]

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heure (chargement de courte durée), il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}] ; E_{i28} = 29858,594 \text{ MPa}$$

- *Module de déformation différée :*

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

$$E_{Vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad \text{d'où} \quad E_{V28} = 10043,345 \text{ MPa}$$

f. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté "G" et donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

E : Module de Young.

g. Coefficient de poisson :

C'est le rapport de déformations transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

$$\nu = 0 \quad \text{à} \quad \text{P'ELU}$$

$$\nu = 0.2 \quad \text{à} \quad \text{P'ELS}$$

II.6.2. Aciers :**a. Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale E_s , sera pris égale à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

[art .A.2 .2, 1 BAEL91]

b. Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à **0.3**

c. Limite élastique garantie (f_e) :

C'est la contrainte pour la quelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰.

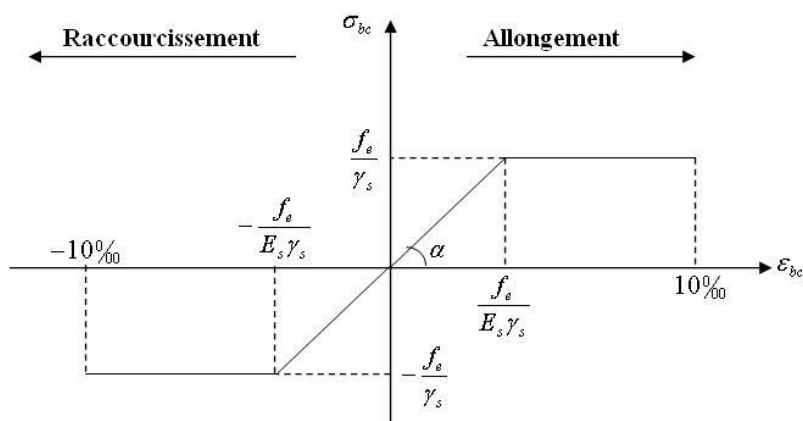
d. Diagramme contrainte – déformation :

Figure II.14 : Diagramme contrainte-déformation des aciers

e. Contrainte limite de l'acier :

- *Etat limite ultime (ELU) :*

La contrainte limite de la déformation de l'acier est donnée par [art A .4.3.2 BAEL91]

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

Avec γ_s : coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ en situation durable.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ en situation accidentelle.} \end{cases}$$

Les valeurs obtenues pour notre cas sont :

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa pour les HA 400}$$

- *Etat limite de service (ELS) :*

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles du **BAEL91**. On distingue trois cas de fissurations :

- ✓ *Fissuration peu nuisible : [art 4.5.3.2 BAEL]*

Dans ce cas, aucune vérification n'est nécessaire à l'ELS.

- ✓ *Fissuration préjudiciable : [art 4.5.3.2 BAEL91]*

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad [\text{MPa}]$$

Avec : η coefficient de fissuration égale à :

$$\begin{cases} 1.6 \text{ pour les HA si } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ 1.3 \text{ pour les HA si } \Phi < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Les valeurs obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 186,68 \} \text{ MPa pour les HA 400 } \Phi \geq 6 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 168,3 \} \text{ MPa pour les HA 400 } \Phi < 6 \text{ mm}$$

✓ *Fissuration très préjudiciables* : [art A .4 .5.3.4 BAEL91]

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{st} = 0,8 * \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \text{ MPa}$$

Les valeurs obtenues sont :

$$\overline{\sigma}_{st} = 0,8 * \min \{ 266,66 ; \max (200 ; 186,68) \} \text{ MPa pour les HA 400}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 160 \text{ MPa}$$

f. Protection des armatures : (art A.7.2.4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage C des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 3cm** et on peut le ramener à 2cm (si la résistance caractéristique supérieure à 40MPa)

II.7. Présentation des résultats des études précédentes :

II.7.1 Résultats de (Hamitouche, 2012)

(Hamitouche, 2012), en appliquant la méthode statique linéaire du RPA99/2003, a modélisé la structure par un logiciel d'élément fini « ROBOT », Ce qui lui a permis de reprendre fidèlement les déformations subis par cette dernière lors du séisme de Boumerdès.

Ces résultats nous montrent que Seul le noyau central qui a subit des endommagements, (figure II.15) cela est dû à une grande variation de contrainte et l'importance du chargement qu'il reprend.

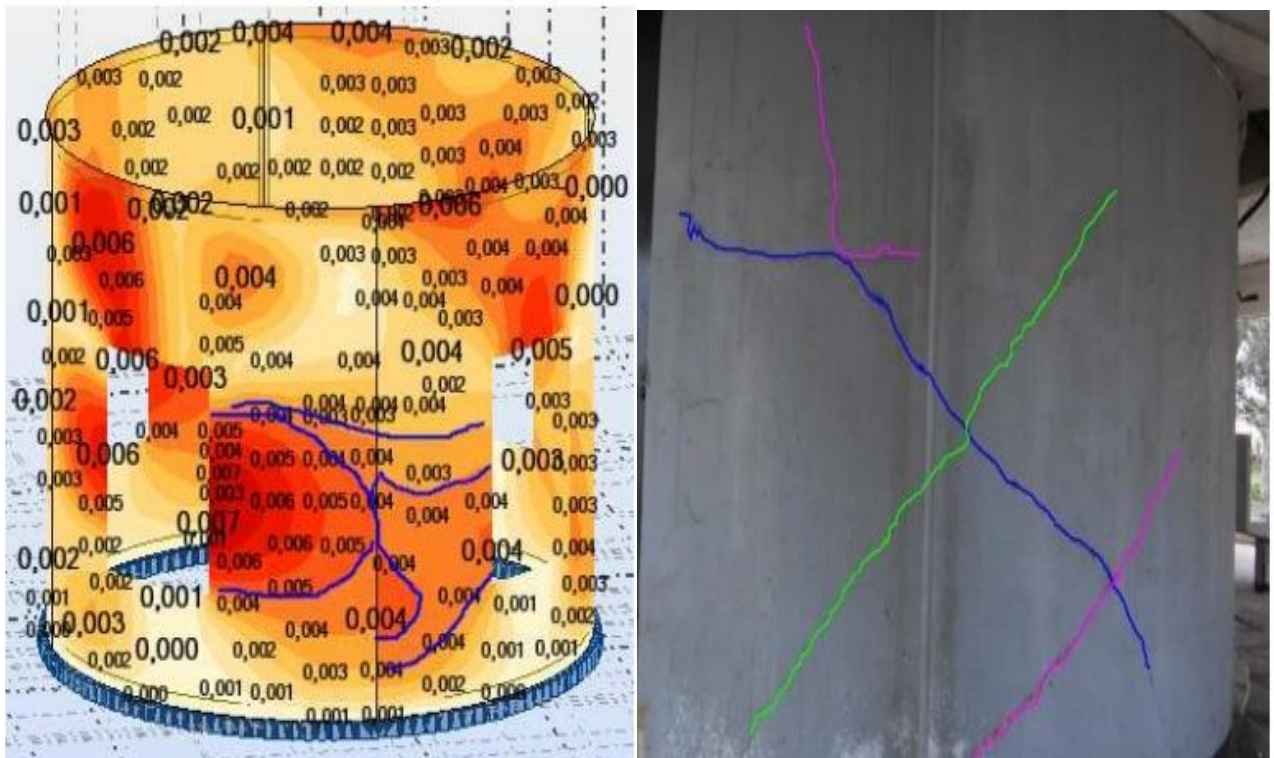


Figure II.15 : Apparition des fissures au niveau du noyau central (RDC), (photo Hamitouche).

Aussi, il a proposé un programme de réhabilitation de l'ouvrage permettant d'exécuter des modifications avec des coûts réduits.

Plusieurs solutions ont été données pour réparer les dégâts subit sous le séisme du 21 mai 2003, nous citons à titre exemple :

- renforcement par ajout d'éléments structuraux (poteaux)

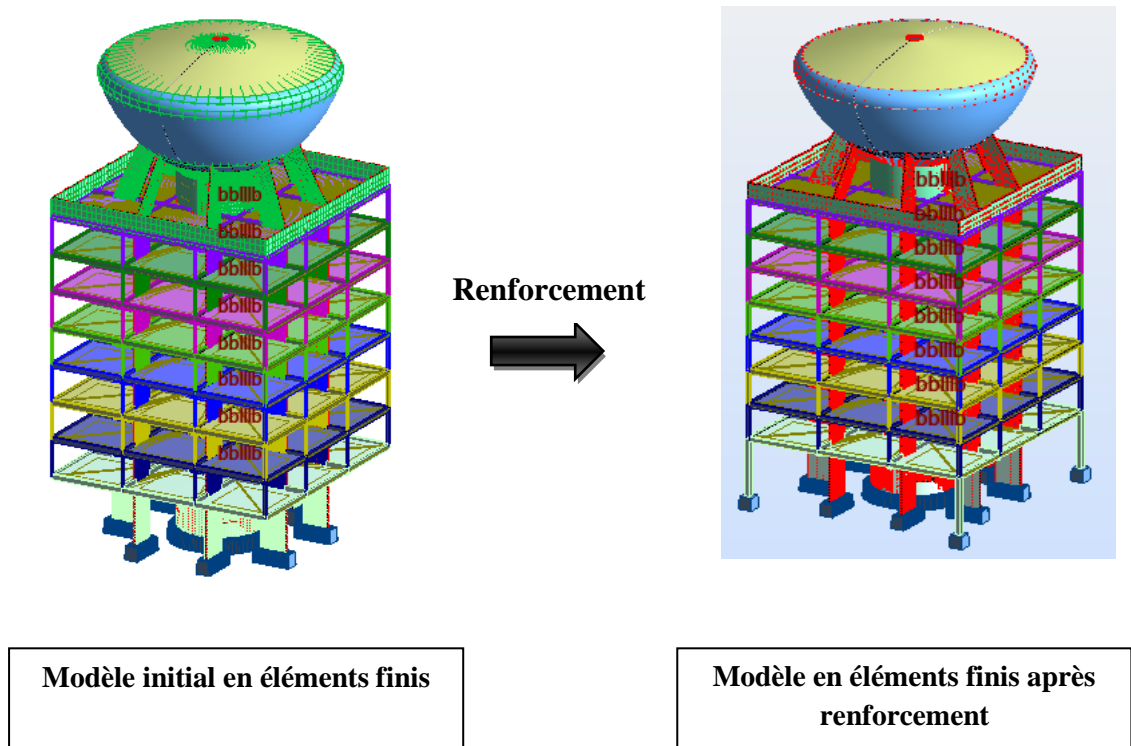


Figure II.15 : Renforcement par ajout d'éléments structuraux (poteaux)

Cette solution lui à donné une réduction de contrainte dans le noyau de seulement 10% de la valeur qu'elle a subit sous le séisme du 21 mai 2003.

- renforcement par ajout d'éléments structuraux (voiles)

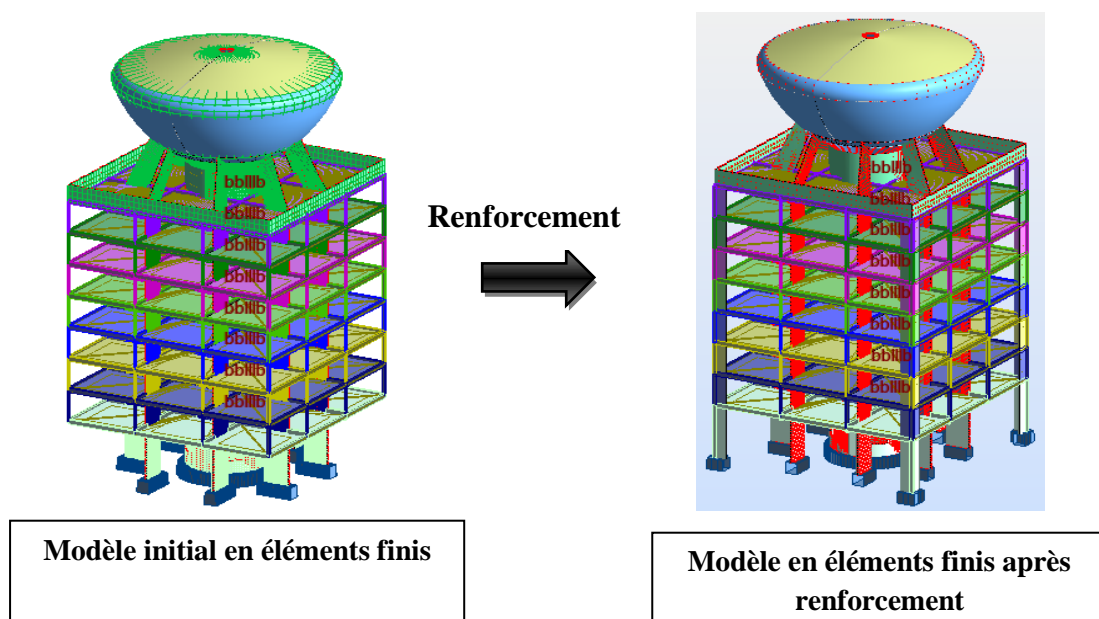


Figure II.16 : Renforcement par ajout d'éléments structuraux (voiles)

Cette solution lui a donné une réduction de contrainte dans le noyau allant jusqu'à ($\frac{1}{4}$) de la valeur qu'elle a subit sous le séisme du 21 mai 2003.

- Renforcement du noyau par chemisage

Cette solution lui a donné une réduction de contrainte dans le noyau allant jusqu'à presque un quart ($\frac{1}{4}$) de la valeur qu'elle a subit sous le séisme du 21 mai 2003, c'est-à-dire que si le noyau avait 10cm d'épaisseur en plus, la contrainte dans celui-ci serait réduite de 23%.

❖ Après avoir fait un devis quantitatif et estimatif pour les trois solutions proposées, il retient la troisième solution (chemisage du noyau central avec réparation des fissures) comme solution et choix définitif pour la réhabilitation de l'ouvrage car elle donne des résultats satisfaisants et elle est plus économique que les deux autres solutions.

Présentation des résultats de (Ait l'hadj 2013) :

Les résultats de (Ait l'hadj 2013) nous montrent que l'analyse pushover effectuée sur l'immeuble réservoir, nous a permis d'étudier le comportement dans le domaine élastique de la structure

Elle a modélisé la structure avec le logiciel des éléments finis par les étapes suivantes :

- modélisation et analyse élastique linéaire de la structure ;
- vérification de la structure vis-à-vis du RPA99/V2003 ;
- définition du comportement non linéaire des éléments ;
- définition du chargement de l'analyse statique non linéaire « Pushover » ;
- analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

La modélisation est représentée dans la figure ci-après :

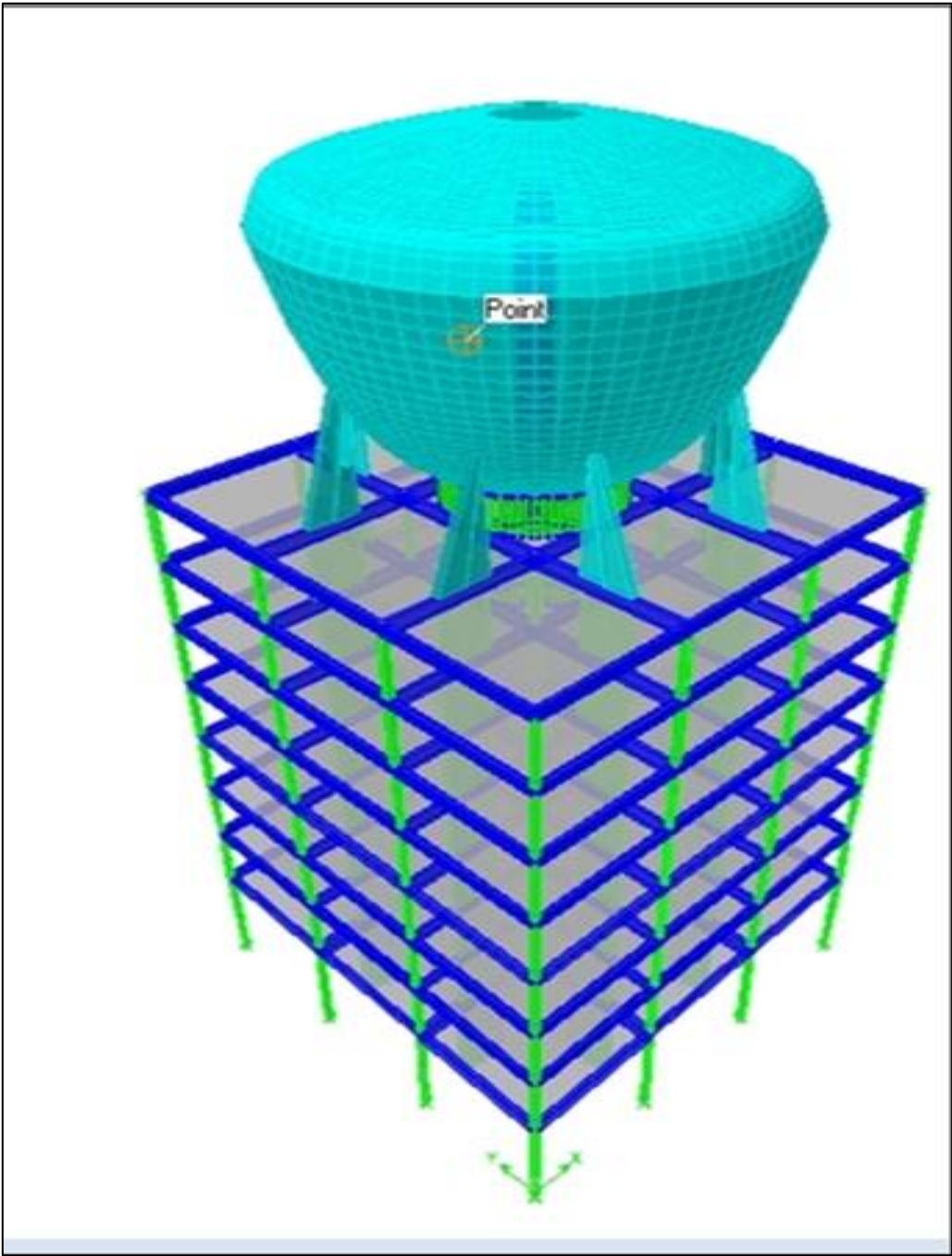


Figure II.17 : Modélisation de la structure en éléments finis

Elle a aussi déterminé les quelques points de performance par les différentes accélérations sismiques qui sont représentés dans la figure suivante :

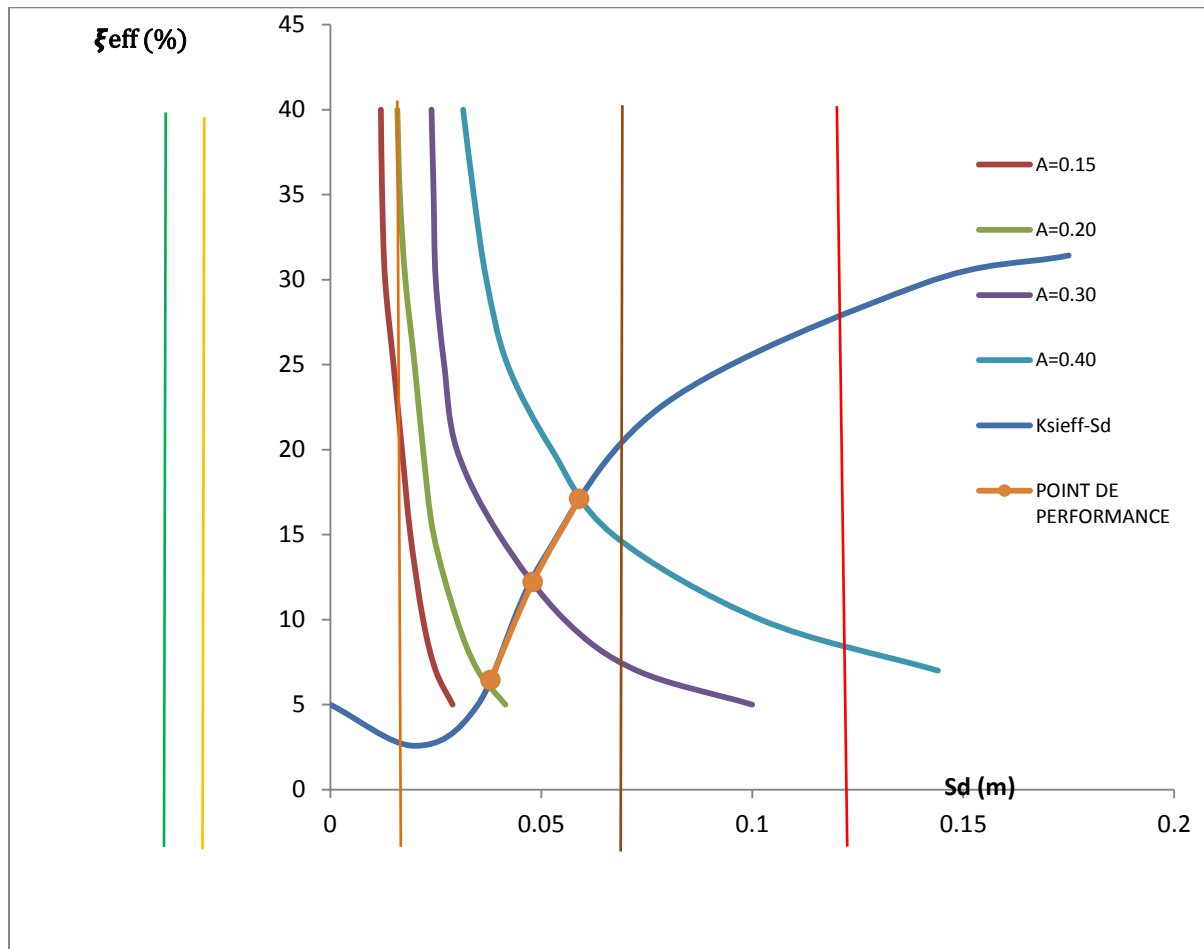


Figure II.18 : domaines des dommages

A partir de la figure le résultat nous montrent que cette structure pourra résister mieux si elle été implantée dans une autre zone de faible sismicité.

- Dans le cas de cette structure le point de performance est estimé à un amortissement égal à 17%, avec un déplacement spectral correspondant à 5,9 cm ;

L'échelle macrosismique européenne (EMS 98), a permis de classer cette structure dans le troisième domaine ; qui décrit un état d'endommagement très important dans les éléments structuraux du bâtiment. Dans le cas réel, ces dommages sont reflétés par l'apparition des fissures dans le noyau central de l'immeuble au niveau du RDC.

- Est le point de fonctionnement sur le spectre de capacité est localiser dans la zone orange 1 ; qui définit un comportement elasto-plastique globale de la structure qui est représenter sur la figure ci-dessus :

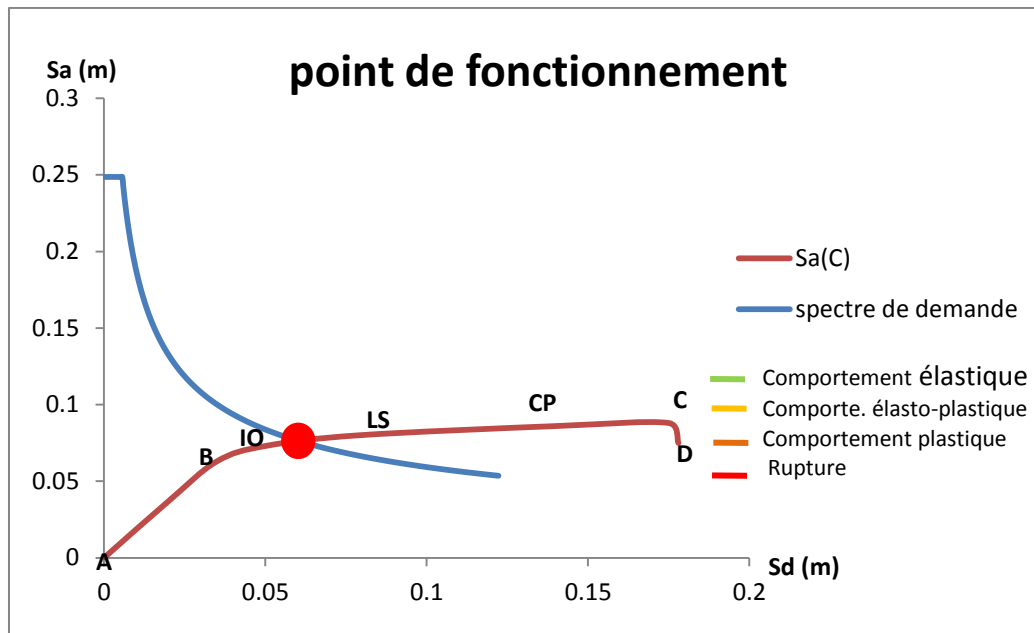


Figure II.19: Représentation du point de fonctionnement

En situant le point de fonctionnement sur le spectre de capacité, elle remarqué que ce dernier est localisée dans la zone orange 1 ; qui définit un comportement plastique globale de la structure ;

- le taux d'endommagement de cet ouvrage est de l'ordre 3 ; qui correspond à l'apparition des fissures dans quelques éléments de ce dernier.
- le taux de pénétration dans le domaine plastique est estimé à 2.83.

Conclusion :

Au vu des résultats présentés il ressort ce qui suit :

- ✓ Ouvrage compliqués dont la mesure ou le type de contreventements n'est pas prévu dans le RPA ce que nous démontrons dans le chapitre IV.
- ✓ Une des insuffisances mène par (hamitouche, 2012) n'a pas fait l'étude dans le domaine non-linéaire et n'a pas pris en compte l'effet hydrodynamique.
- ✓ (Ait l'hadj,2013) a comblé l'insuffisance de l'étude dans le domaine non-linéaire mais aussi elle n'a pas pris en compte l'effet hydrodynamique

Nous nous proposons à travers de ce mémoire de faire l'étude de cet ouvrage dans le domaine non-linéaire et tenant compte de l'effet hydrodynamique

Notre démarche d'études sera menée comme suit :

- ✓ On appliquant l'analyse non-linéaire statique ATC40 pour déterminer le point de performance de notre structure qui sera présenté au chapitre VII
- ✓ Quant à l'effet hydrodynamique nous utiliserons la modèle de HOUSNER dans les détails en chapitre V
- ✓ Nos résultats seront comparés aux résultats des études précédentes au chapitre VII

Introduction

Une structure soumise à une excitation dynamique est sollicitée au delà du domaine élastique et a un comportement non linéaire. Pour son étude, la méthode linéaire (méthode statique équivalente) devient insuffisante (voir même non économique), d'où la nécessité de faire recourir à d'autres types d'analyses non linéaires ; telles que la méthode d'intégration temporelle ou l'analyse pushover.

La méthode d'intégration temporelle semble la plus appropriée, mais elle est souvent confrontée à la non disponibilité d'accélérogrammes représentatifs du site donné. Par ailleurs, la méthode d'analyse statique non linéaire, dite analyse **pushover**, est d'utilisation plus souple. Celle-ci introduit une nouvelle terminologie (demande, capacité, courbe pushover et déplacement cible) et consiste à pousser la structure jusqu'à un déplacement cible ; dans le but de détecter les liens faibles de la structure. Ainsi, notre choix est porté sur l'analyse pushover et la description, la formulation et le but de cette analyse feront l'objet de ce chapitre.

III.1. Description de la méthode pushover

L'analyse statique (elle ne varie pas au cours du temps) non linéaire par poussée progressive, dite **analyse pushover**, est une méthode d'analyse avancée des structures. Elle consiste à appliquer des charges latérales qui représentent les forces d'inertie se produisant à la suite d'une accélération du sol (figure III.1). Ce chargement s'accroît de façon monotone jusqu'à ce que la structure se déstabilise et se ruine, passant par une plastification correspondant à l'apparition des rotules plastiques dans les éléments.

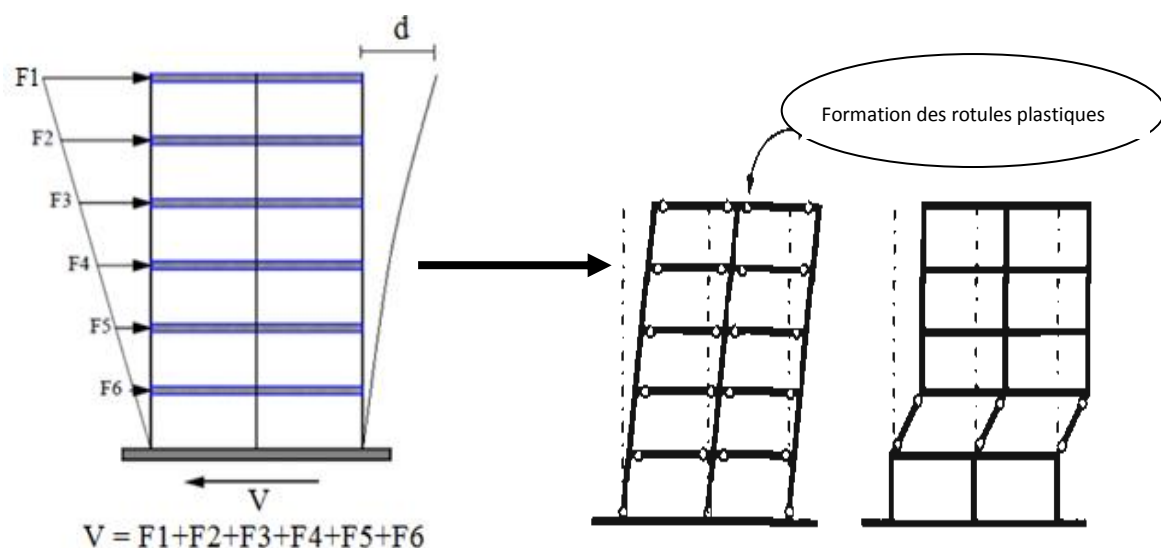


Figure III.1: Description de l'analyse pushover (Chopra et al., 2002).

III.2. But de l'analyse pushover

Le but de l'analyse pushover est d'évaluer la performance espérée d'une structure, en estimant ses demandes en résistances et en déformations lors d'un séisme. Cette analyse est basée sur l'évaluation des paramètres de performances les plus importants (**déplacements** entre les niveaux, **déformations anélastiques** dans les éléments structuraux, **les déformations** entre les éléments, **les forces** dans les éléments et les **assemblages**). Cependant, le pushover peut être considéré comme une méthode de prédiction des demandes en termes de forces sismiques et de déformation, qui tient compte de la redistribution des forces internes, lorsque la structure est soumise à des forces d'inertie qui ne peuvent être estimées ou résistées par le comportement linéaire.

L'analyse statique non linéaire est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse, qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire (analyse modale) ; à savoir :

- ✓ les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles (demandes en forces axiales pour les **poteaux**, demandes en moments pour les **poteaux -poutres**, demandes en cisaillements dans les **poutres rigides**.....) ;
- ✓ estimation des demandes en déformations ;
- ✓ la conséquence de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure ;
- ✓ identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être trop élevées ;
- ✓ identification des discontinuités de résistances en plan ou en élévation dues aux modifications caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire ;
- ✓ estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet P- Δ ;
- ✓ vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations (par exemple, le transfert des charges à travers les connections entre les éléments ductiles peut être vérifié par des forces réalistes).

III.3. Formulation de l'analyse pushover

L'analyse pushover est basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être assimilée à un système à un seul degré de liberté DDL équivalent ; ce qui fait que la forme de ce mode reste inchangée (constante) durant l'excitation (figure III.2).

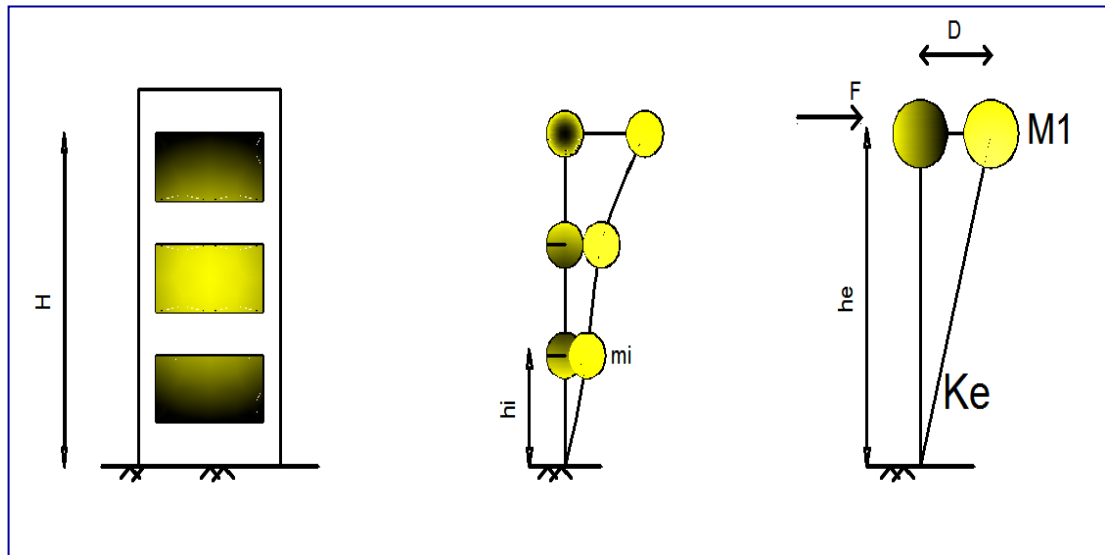


Figure III.2: Hypothèse du système équivalent.

Considérons un système à plusieurs degrés de liberté. La forme de la déformée de ce système peut être représentée par un vecteur propre $\{\Phi\}$ et reste constante durant toute l'analyse, indépendamment du niveau de déformation.

En définissant par X le vecteur du déplacement relatif d'un système à plusieurs degrés de liberté :

$$X = \{\Phi\}x_i \quad (\text{III. 1})$$

Où x_i représente le déplacement au sommet, l'équation du mouvement d'un système à plusieurs DDL, s'écrit :

$$[M]\{\Phi\}\ddot{x}_i + [C]\{\Phi\}\dot{x}_i + Q = -M\{I\}\ddot{x}_g \quad (\text{III. 2})$$

M et C sont les matrices masse et amortissement. Q le vecteur des forces dans les niveaux, I la matrice identité et x_g est l'action sismique.

En multipliant l'équation (III.2) par $\{\Phi\}^T$, nous obtenons :

$$\{\Phi\}^T[M]\{\Phi\}\ddot{x}_i + \{\Phi\}^T[C]\{\Phi\}\dot{x}_i + \{\Phi\}^TQ = -\{\Phi\}^T[M]\{I\}\ddot{x}_g \quad (\text{III. 3})$$

Si nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté x^* par :

$$x^* = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{I\}} x_i \quad (III.4)$$

et en utilisant l'équation (III.2) on aura :

$$[M]^* \ddot{x}^* + [C]^* \dot{x}_i^* + [Q]^* = -[M]^* \ddot{x}_g \quad (III.5)$$

M^* , C^* et Q^* , représentent les propriétés du système à un DDL équivalent et sont données par :

$$[M]^* = \{\Phi\}^T [M] \{I\} \quad (III.6)$$

$$[Q]^* = \{\Phi\}^T [Q] \quad (III.7)$$

$$[C]^* = \{\Phi\}^T [C] \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{I\}} \quad (III.8)$$

La période initiale du système à un seul DDL équivalent est donnée par la formule (III.9) :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{x_y^* M^*}{Q_y^*}} \quad (III.9)$$

Une fois que les propriétés de base d'un système à un seule degré de liberté équivalent sont connues, on passe à la détermination du **déplacement cible** par lequel on détermine la performance sismique, tout en tenant compte de la forme de la force latérale.

III.3.1. Le déplacement cible

C'est le déplacement au sommet au centre de masse de la structure qui est donc relié au déplacement d'un système à un seul DDL équivalent. Ce déplacement permet de relier les résultats de l'analyse pushover « offre de déformation » à « la demande de déformation ».

III.3.2. Formes de la force latérale

Pour évaluer la performance, la forme de la force latérale doit être un paramètre à prendre en considération, car elle a pour but de représenter et de borner la distribution des forces d'inertie lors d'un séisme, du fait qu'un modèle seul de la force n'est capable de capturer les variations dans les demandes locales espérées dans une conception parasismique.

Il est donc recommandé d'utiliser au moins deux formes de forces de celles illustrées en méthodologie.

III.3.2.1. Méthodologie

La procédure statique non linéaire conformément à (**l'Eurocode8, 2003**) et (**FEMA, 1996**), nécessite le développement d'une courbe pushover ; en appliquant d'abord des charges, ensuite des forces latérales monotonement croissantes avec une distribution bien spécifiée suivant la hauteur. Comme il a été déjà souligné, il est recommandé d'utiliser au moins deux distributions des forces de celles citées ci-dessous :

1. distribution de mode fondamental : $S_j = m_j \Phi_j$, ou m_j est la masse et ϕ_{j1} la valeur du mode propre à l'étage j ;
2. force latérale équivalente (ELF) : $S_j = \frac{m_j \phi_{j1}}{\sum m_j \phi_{j1}} S$, ou h_j est la hauteur d'étage j à partir de la base, et k l'exposant : k=1 pour la période fondamentale $T_1 \leq 0.5$ s, k=2 pour $T_1 \leq 2.5$ s, et k varie linéairement entre eux ;
3. la distribution SRSS : S est défini par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux, déterminés par une analyse spectrale de la structure supposée être élastique et linéaire ;
4. distribution uniforme : $S_j = m_j$, ou la force à chaque niveau est proportionnelle à sa masse ;
5. distribution modale : $S_j = \frac{m_j \phi_{j1}}{\sum m_j \phi_{j1}} S$, et qui doit être utilisée si plus de 75% de la masse totale participe au mode fondamental dans la direction prise en considération.

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_j : \text{force latérale à l'étage } j ; \\ m_j : \text{masse de l'étage } j ; \\ \phi_{j1} : \text{l'amplitude du mode fondamentale au niveau } j ; \\ S : \text{l'effort tranchant à la base.} \end{array} \right.$$

III.4. Paramètres de l'analyse pushover

Pour faire l'analyse statique non linéaire, il est nécessaire de connaître ce que signifie une **courbe de capacité**, un **spectre de réponse** et un **point de performance**. Dans ce qui suit nous définissons chacun de ces paramètres.

III.4.1. Courbe de capacité

Elle traduit la capacité des structures à résister au séisme et représente l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement de cette dernière (figure 2.3). Cette courbe est formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie d'une phase non linéaire qui correspond à la formation des rotules plastiques.

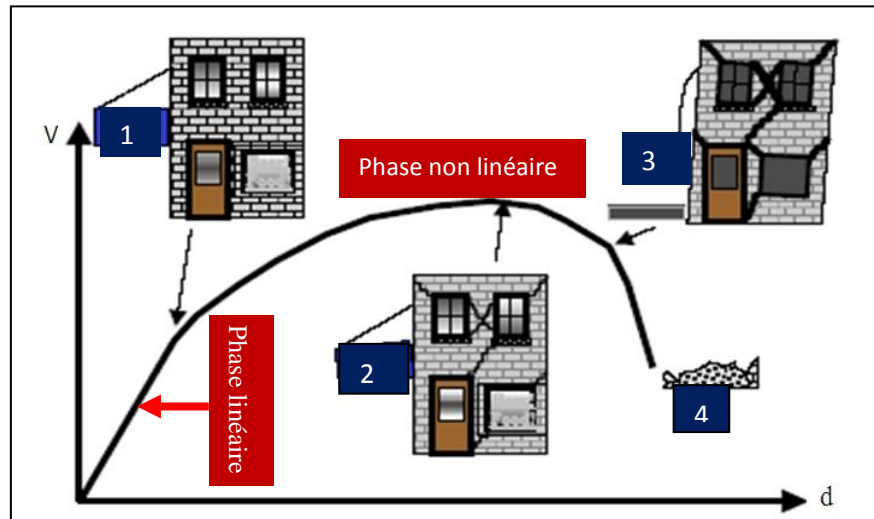


Figure III.3 : Courbe de capacité.

La courbe de la **figure (III.3)** peut être décomposée en quatre parties :

- ❖ **La partie (1)** représente le comportement élastique de la structure.
- ❖ **La partie (2)** représente l'endommagement mineur susceptible de se développer dans la structure.
- ❖ **La partie (3)** représente l'endommagement avancé de la structure.
- ❖ **Enfin, la partie (4)** représente l'effondrement de la structure.

Dans les codes américains (**ATC40, 1996**), des points sont associés à cette courbe de capacité, qui permettent de définir le comportement des rotules plastiques (figure 2.4).

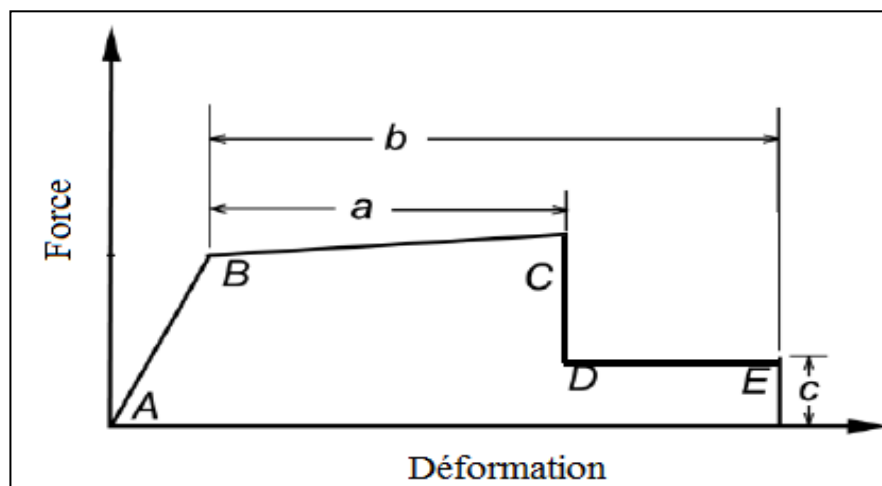


Figure III.4 : Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.

D'ou :

- ✚ le point A est le point d'origine ;
- ✚ le point B correspond à la plastification ;
- ✚ le point C est la capacité ultime de l'analyse pushover ;
- ✚ le point D représente la résistance résiduelle (l'élément répond avec une résistance réduite) ;
- ✚ enfin, le point E correspond à la rupture totale des éléments.

Pars ailleurs, le code (**FEMA 273, 1997**) a incéré plus de points à la courbe de capacité, afin d'évaluer le niveau de performance des rotules plastiques.

III.4.1.1. Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique

Dans le code américain **FEMA 273**, trois critères d'acceptation sont définis en fonction des niveaux de déformation de la rotule plastique. Ces critères d'acceptation sont **IO**, **LS** et **CP** (**figure III.5**), et qui définissent les niveaux de performance des rotules plastiques. Ils sont donnés comme suit :

- Au niveau **IO** (*Immediate Occupancy*), les dommages sont relativement limités. L'élément garde une grande partie de sa raideur initiale.
- Au niveau **LS** (*Life Safety*), l'élément a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.
- Au niveau **CP** (*Collapse Prévention*), l'élément a subi de grandes déformations. Au delà de ce niveau l'élément est susceptible de se rompre.

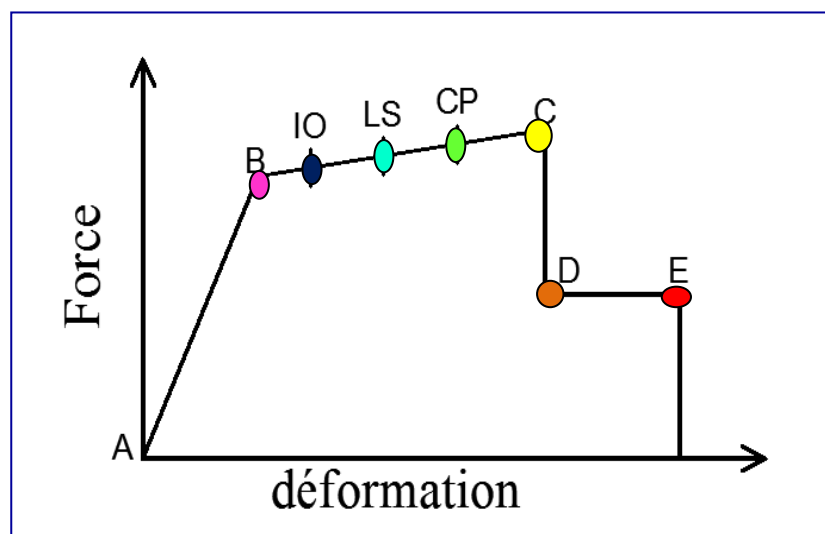


Figure III.5: Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.

III.4.1.2. Transformation de la courbe de capacité

Pour effectuer une analyse pushover, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est sous la forme effort tranchant à la base et le déplacement en tête ($V - d$), en un spectre de capacité qui est la représentation de la courbe de capacité en format accélération spectrale – déplacement spectral ($S_a - S_d$) donné par la (figure 2.6).

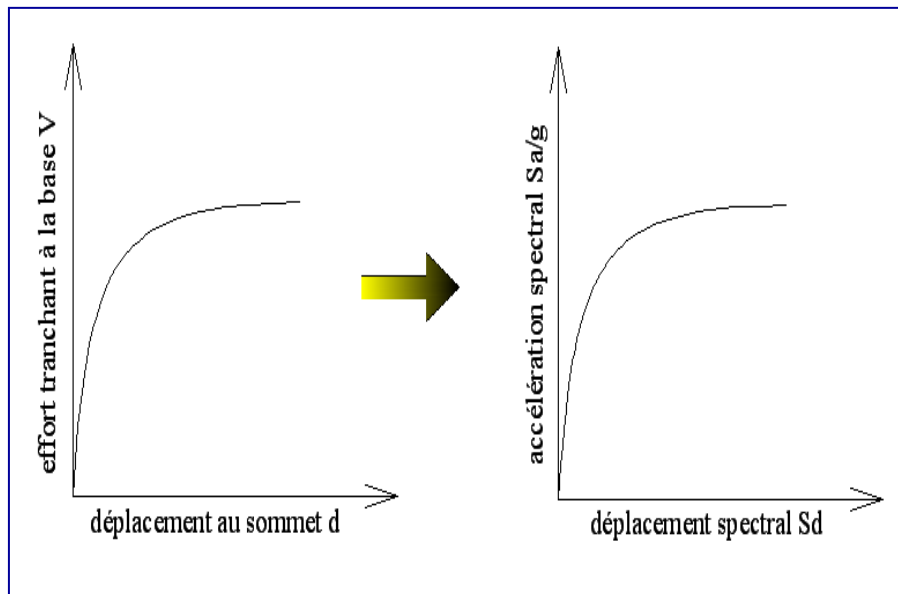


Figure III.6 : Transformation de la courbe de capacité.

Les équations nécessaires pour faire la transformation sont les suivantes (ATC40, 1996) :

$$S_d = \frac{d}{P f_1 \phi_{1S}} \quad (III. 8)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (III. 9)$$

α_1 : Coefficient de masse modale;

P_{f1} : facteur de participation du premier mode ;

Φ_{1S} : amplitude au sommet du premier mode, qui est normalisé à 1 ;

w : poids total de la structure.

III.4.2. Spectre de demande

Le spectre de demande (ou spectre de réponse) est une représentation de l'évaluation du séisme. Il est défini dans le RPA99 (**DTR BC2-48, 2003**) par les formules suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1,25 \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & 0 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right) \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{array} \right\} \quad (\text{III. 12})$$

avec :

A : coefficient d'accélération de zone ;

η : facteur de correction de l'amortissement : $\eta = 7/2 + \xi$;

ξ : pourcentage d'amortissement critique ;

R : coefficient de comportement de la structure ;

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site ;

Q : facteur de qualité.

Ce spectre de réponse élastique représente l'accélération en fonction de la période (**S_a-T**) (figure2.7).

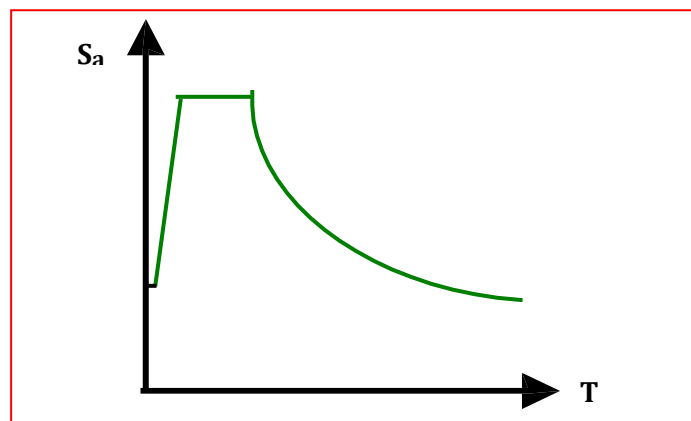


Figure 2.7: Spectre de demande.

III.4.2.1. Transformation du spectre de demande

La transformation se fait, en changeant le diagramme **S_a=f(T)** par le diagramme **S_a=f(S_d)** par le biais de la formule suivante :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (III.13)$$

Ou, S_a est l'accélération spectrale et S_d le déplacement spectrale, correspondant aux périodes T avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 5%.

Le spectre de demande ainsi obtenue est donné par la figure (III.8).

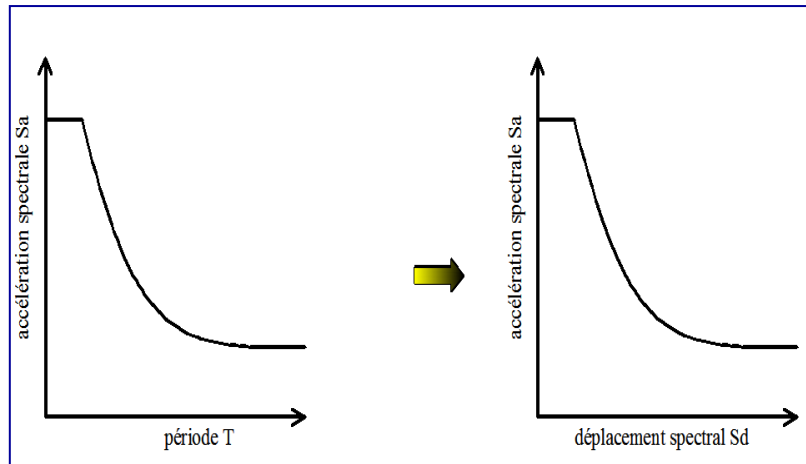


Figure III.8 : Transformation du spectre de

III.4.3. Point de fonctionnement (ou point de performance)

La superposition des deux graphes précédents « courbe de capacité et spectre de demande » permet l'obtention du point de performance dit aussi point de fonctionnement (figure 2.9). Ce point de performance permet de décrire l'état d'endommagement des bâtisses.

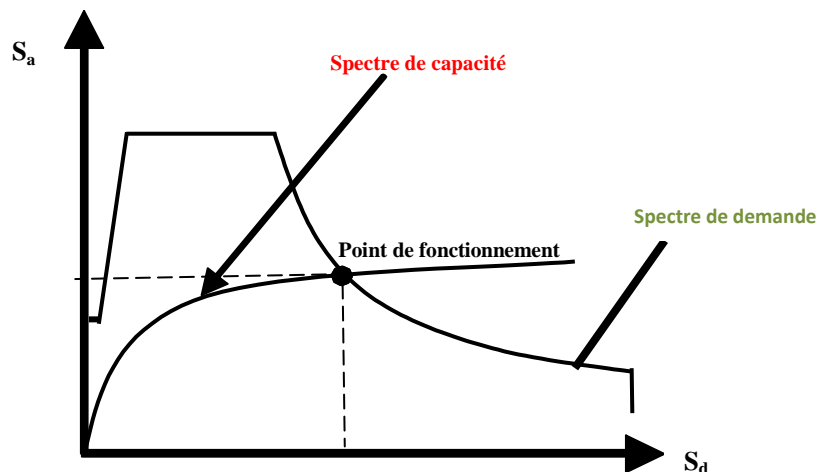


Figure III.9 : Détermination du point de performance.

III.4.3.1. Procédures d'évaluation du point de performance

Le code américain (ATC40, 1996) décrit trois procédures pour l'évaluation du point de fonctionnement, nommées procédure **A**, procédure **B** et la procédure **C**.

III.4.3.1.1. Description de la procédure A

La procédure analytique **A**, dite aussi « procédure itérative », consiste à vérifier la convergence, en réduisant le spectre de la demande élastique amorti à 5%, en fonction de l'amortissement effectif (ξ_{eff}), selon la démarche qui suit :

1. développer le spectre de réponse élastique amorti à 5% appropriée au site, en format accélération-déplacement (S_a - S_d).
2. transformer la courbe de capacité en spectre de capacité et reporter le sur le spectre de réponse.
3. sélectionner le premier point d'essai A (S_{ai} - S_{di}), qui correspond au critère d'égalité des déplacements maximaux (figure III.10).

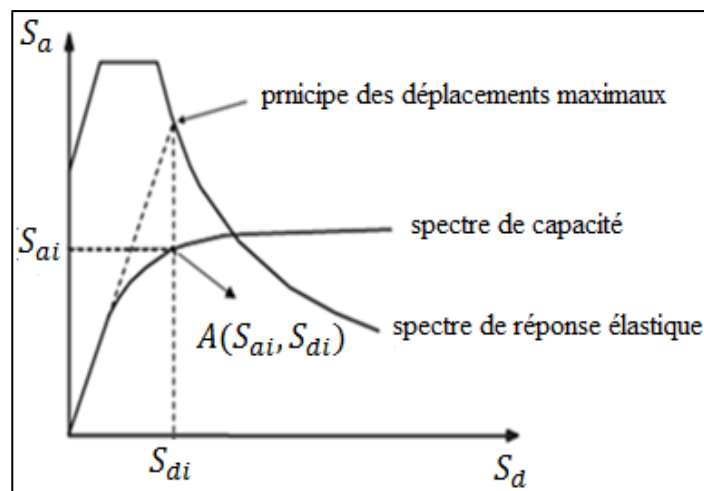


Figure III.10. : Critère d'égalité des déplacements

4. développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité à partir du point A (S_{ai} - S_{di}), de sorte que l'aire sous le spectre de capacité soit le même que celui sous la courbe bilinéaire qui permet la sélection des limites élastiques (S_{ay} - S_{dy}) (figure III.11).

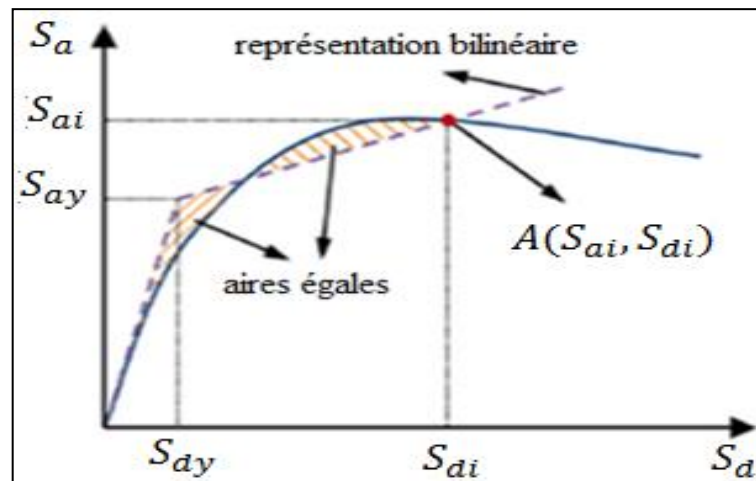


Figure III.11 : Représentation bilinéaire du spectre de

5. Calculer l'amortissement effectif (ξ_{eff}), qui correspond à l'énergie dissipée par la structure, en utilisant l'équation suivante :

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o \quad (III.13)$$

0.05 : amortissement visqueux inhérent à la structure (supposé constant) ;

κ : facteur de modification de l'amortissement.

ξ_o : amortissement visqueux équivalent donné par la formule suivante :

$$\xi_o = 0.637 \cdot \frac{(S_{ay} S_{di} - S_{dy} S_{ai})}{S_{ai} S_{di}} \quad (III.14)$$

Le facteur κ dépend du comportement de la structure, qui à son tour dépend du système de contreventement et de la durée du séisme. Pour simplifier, le code (ATC-40,1996) définit trois types de comportement structurel (figure III.12).

Le type A : représente un comportement ductile avec une boucle d'hystérésis raisonnablement complète, $\xi_o > 6.5$, pour les bâtiments contreventés par des portiques en acier avec remplissage en maçonnerie.

Le type B : représente le comportement semi ductile $4.0 < \xi_o < 6.5$, pour des bâtiments contreventés par des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie, bâtiments contreventés par des voiles en béton armé, bâtiments contreventés par des portiques et des voiles.

Le **type C** : représente le comportement fragile (pas de déformation plastique) $1.0 \leq \xi_o \leq 4.0$, maçonnerie ancienne en pierres non taillées, maçonnerie chaînée en éléments préfabriqués en béton ou terre cuite avec planchers en béton armé.

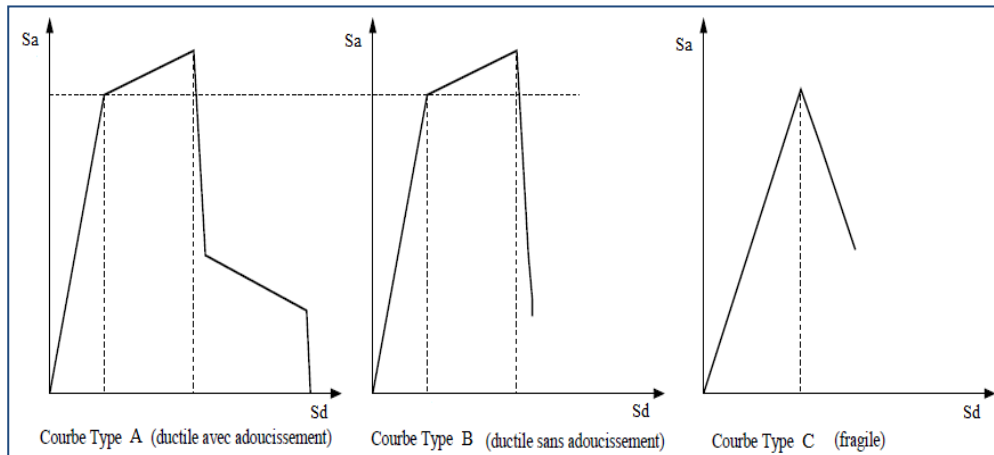


Figure III.12 : Types de comportement de

6. Calcul et application des coefficients de réduction spectraux S_{RA} et S_{RV} sur le spectre de la demande amorti à 5%.

$$S_{RA} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\xi_{eff})}{2.12} \geq \text{valeur tableau 2.1} \quad (III.15)$$

$$S_{RV} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})}{1.65} \geq \text{valeur tableau 2.1} \quad (III.16)$$

Typologies des structures	S_{RA}	S_{RV}
Type A	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.46	0.67

Tableau III.1 : Valeurs minimales de S_{RA} et S_{RV} .

7. Tracer le spectre de la demande, réduit par les coefficients S_{RA} et S_{RV} (figure III.13).

Le déplacement correspondant à l'intersection des courbes est le point S_{dp} , tel que

$$0.95 S_{di} \leq S_{dp} \leq 1.05 S_{di} \quad (III.17)$$

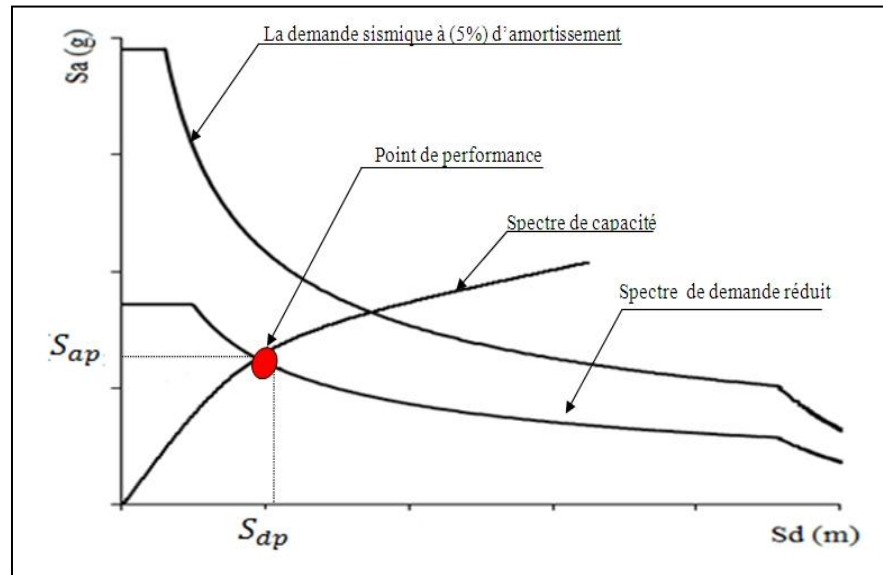
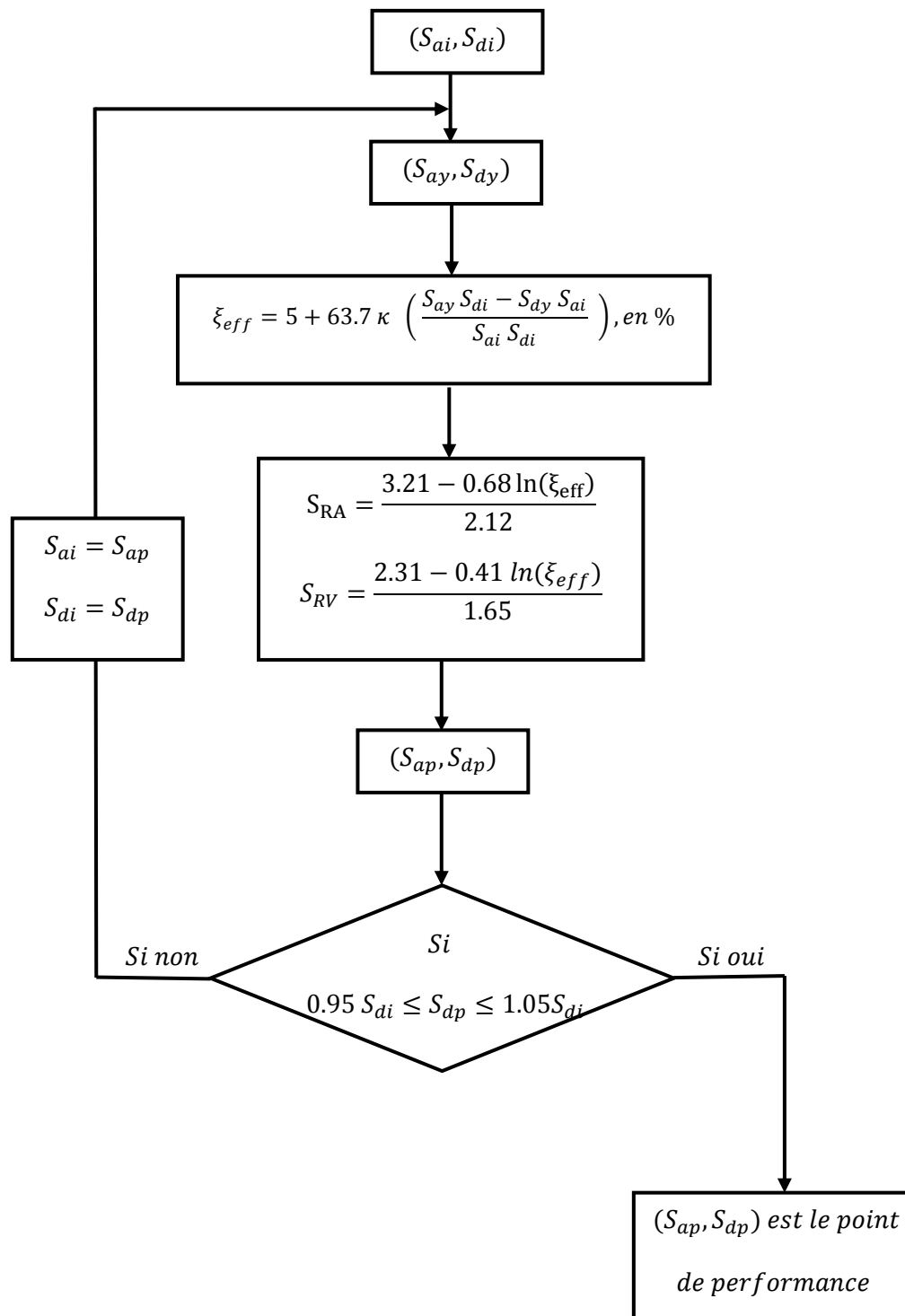


Figure III.13. : Détermination du point de performance.

8. Si l'intersection du spectre de capacité et du spectre de demande coïncide avec le taux d'erreur toléré ; alors S_{dp} représente le déplacement maximal de la structure attendu pour la demande du séisme, le point $(S_{ap}-S_{dp})$ représente donc le point de performance. Dans le cas contraire il faudra choisir un autre point et reprendre depuis l'étape 4.

Les démarches de la procédure A sont représentées dans l'organigramme suivant :

➤ **Organigramme de la procédure A :**



III.4.3.1.2. Description de la procédure B

La procédure B est aussi une procédure analytique mais plus simple que la précédente grâce aux hypothèses de simplification telles que la pente du segment élastique, le point $(\mathbf{a}_y - \mathbf{d}_y)$ et la pente du segment poste élastique sont constants. On détermine la solution ou le point de fonctionnement suivant les étapes énumérées ci-après, sachant que l'amortissement ξ_{eff} dépend seulement du point d_{pi} :

1. Développer la courbe de capacité de la structure au format (S_a - S_d) ;
2. Développer le spectre de réponse à 5% d'amortissement ;
3. Transformer le spectre de réponse élastique au format (S_a - S_d) ;
4. Représenter graphiquement le spectre élastique et le spectre de réponse (figure 2.14).

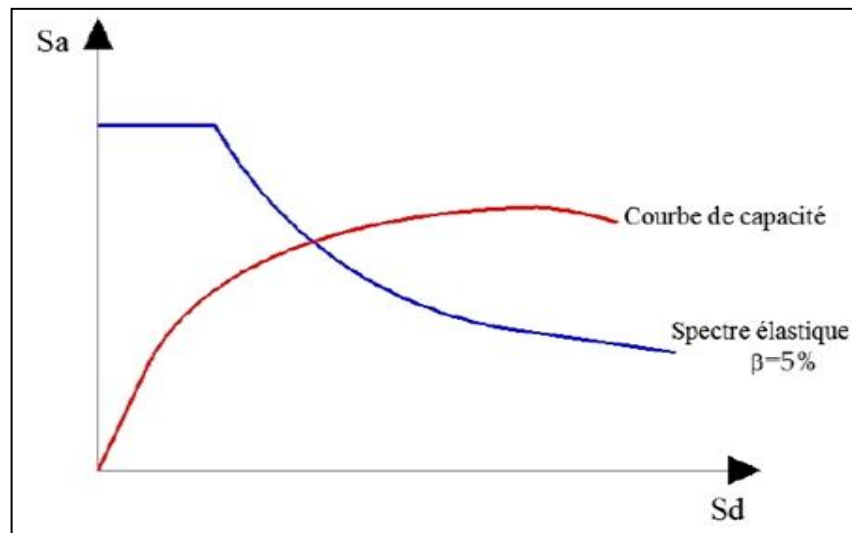


Figure III.14 : Représentation du spectre de capacité et du spectre de réponse.

5. Développer une représentation bilinéaire de la courbe de capacité (figure III.15, III.16). Le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente qui correspond à la rigidité initiale de la structure (segment élastique). Un point (a^* - d^*) est défini en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux (figure III.15). Le segment post-élastique est déterminé en reliant ce point à un autre point (a_y - d_y) qui est déterminé de telle manière à avoir l'égalité des surfaces (figure III.16).

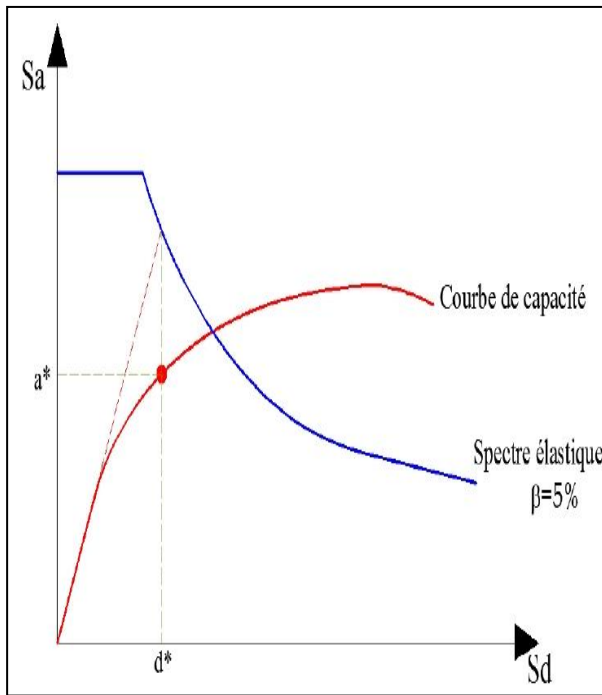


Figure III.15. : Détermination du point a*-d*.

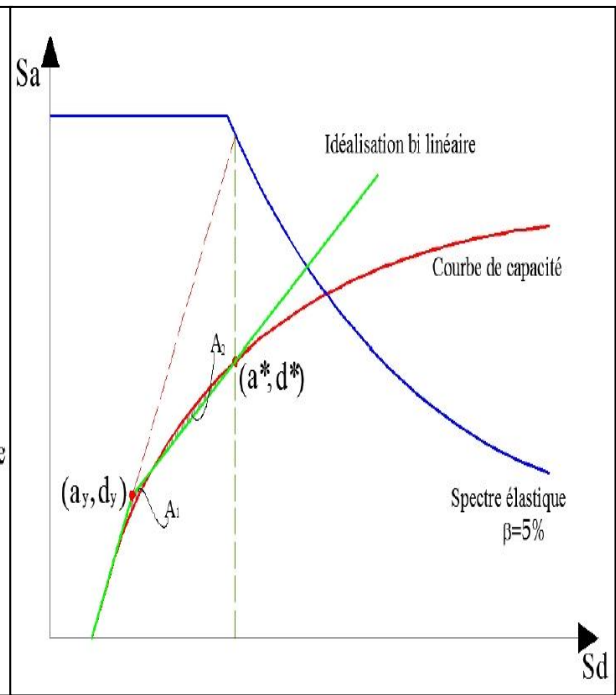


Figure III.16. : Détermination du point (ay-dy).

- Calculer l'amortissement effectif (ξ_{eff}), par une série de valeurs d_{pi} situé au voisinage du point a^*-d^* .

Si on considère un point $(a_{pi}-d_{pi})$ sur le segment post élastique de la représentation bilinéaire, la pente p du segment peut être calculée par l'équation (2.17) suivante :

$$p = \frac{(a_{pi} - a_y)}{(d_{pi} - d_{yi})} = \frac{(a^* - a_y)}{(d^* - d_y)} \tag{III.17}$$

Le terme (a_{pi}) peut être calculé en fonction du terme (d_{pi}) par l'équation (III.17) :

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y) - (d_{pi} - d_{yi})}{(d^* - d_y)} + a_y \tag{III.18}$$

Les valeurs du terme (a_{pi}) sont introduites dans l'équation (III.12) pour obtenir l'équation (2.19) qui suit :

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o = 0.05 + k \frac{0.637 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{(a_{pi} d_{pi})} \tag{III.19}$$

- Développer et représenter une famille de spectres réduits ($\xi_{eff} > 5\%$) (figure III.17).

L'amortissement effectif ξ_{eff} max dépend du type de comportement structural de la structure ; **type A** $\xi_{eff}=40\%$, **type B** $\xi_{eff}=29\%$, **type C** $\xi_{eff}=20\%$.

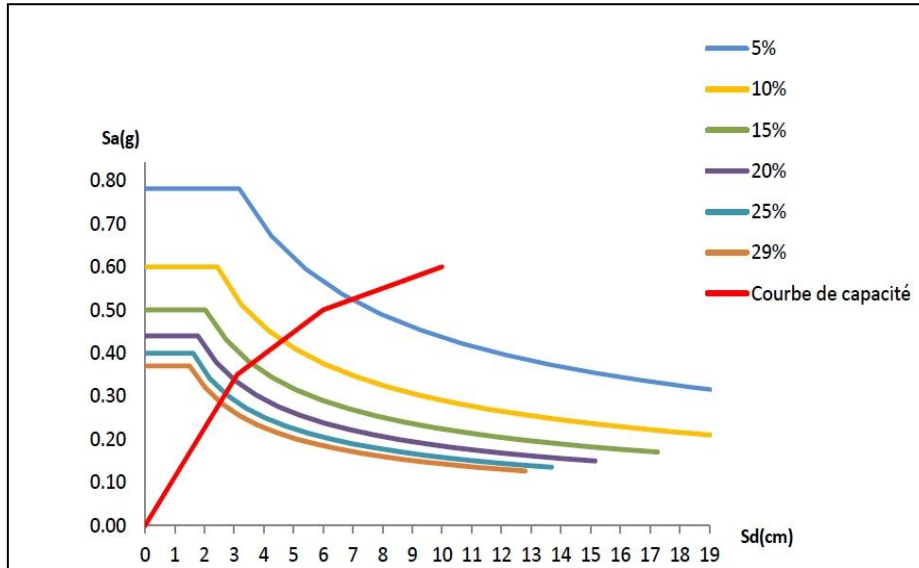


Figure III.17 : représentation d'une famille de spectres réduits.

- Pour chaque valeur (dpi) considérée dans l'étape 6, représenter les points (**dpi- ξ_{eff}**), puis relier ces points. L'intersection de ces points avec la courbe de capacité définie le point de performance (figure III.18).

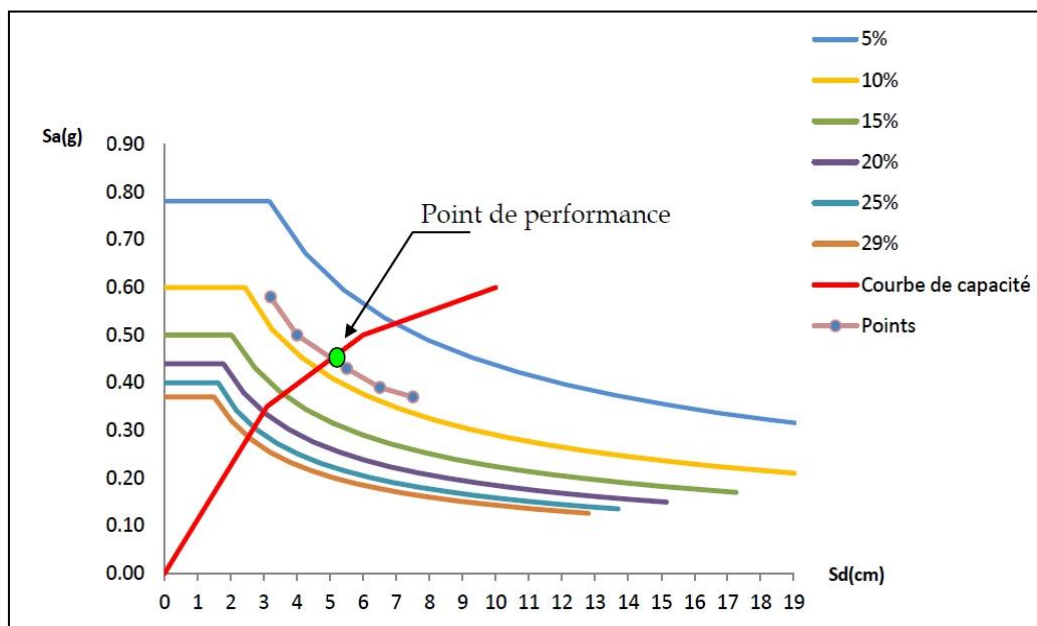


Figure III.18 : Evaluation du point de performance par la méthode B.

III.4.3.1.2. Description de la procédure C

La procédure C est une méthode purement graphique qui utilise des méthodes manuelles. Elle se fait selon les étapes suivantes :

1. développer le spectre de réponse élastique amorti à 5% au format (S_a - S_d) ;
2. tracer le spectre de réponse à 5% d'amortissement et la famille des spectres réduits sur le même graphique.
3. transformer la courbe de capacité en spectre de capacité, puis le tracé sur le même graphique précédent.
4. développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité (figure 2.19).

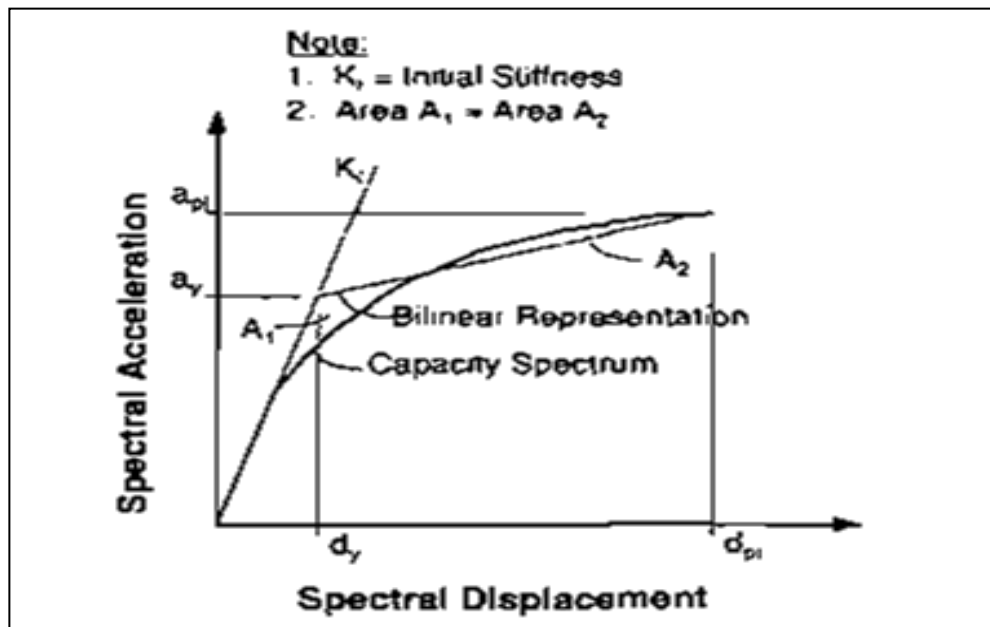


Figure III.19 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité.

5. déterminer les rapports $(S_{api}/S_{ay})/(S_{dpi}/S_{dy})$ et (S_{dpi}/S_{dy}) .
6. déterminer la valeur de l'amortissement effectif, en utilisant les valeurs trouvées dans l'étape 5 et celles tirées des tableaux 2.2, 2.3 et 2.4 donnés en (annexe 1) ;
7. prolonger la ligne droite du spectre de capacité nommée (ligne1) puis tracer une deuxième ligne à partir de l'origine jusqu'au point $(S_{api}-S_{dpi})$ (figure III.20) ;

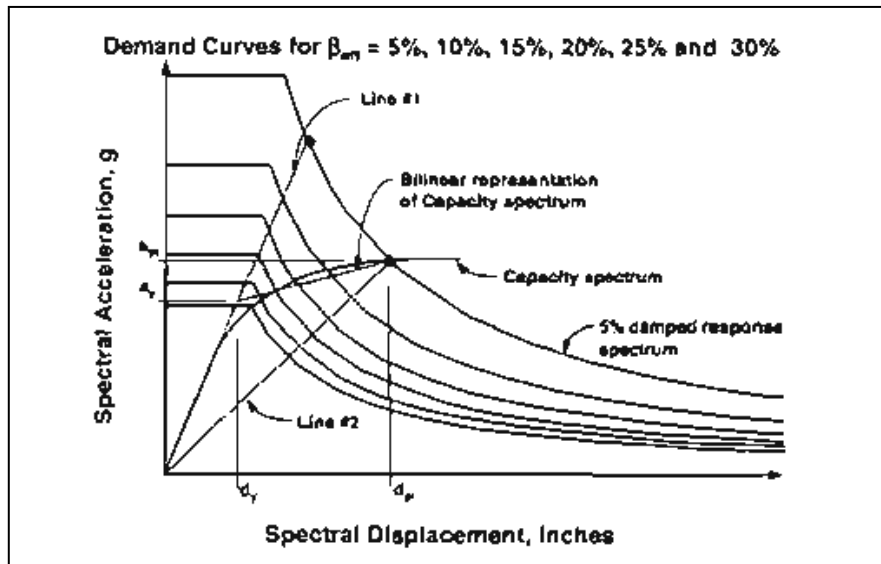


Figure III.20 : Illustration de l'étape 7 de la procédure

8. tracer une troisième ligne à partir du point d'intersection de la première ligne et du spectre de réponse amorti à 5% jusqu'au point d'intersection de la deuxième, avec le spectre réduit (figure III.21) ;

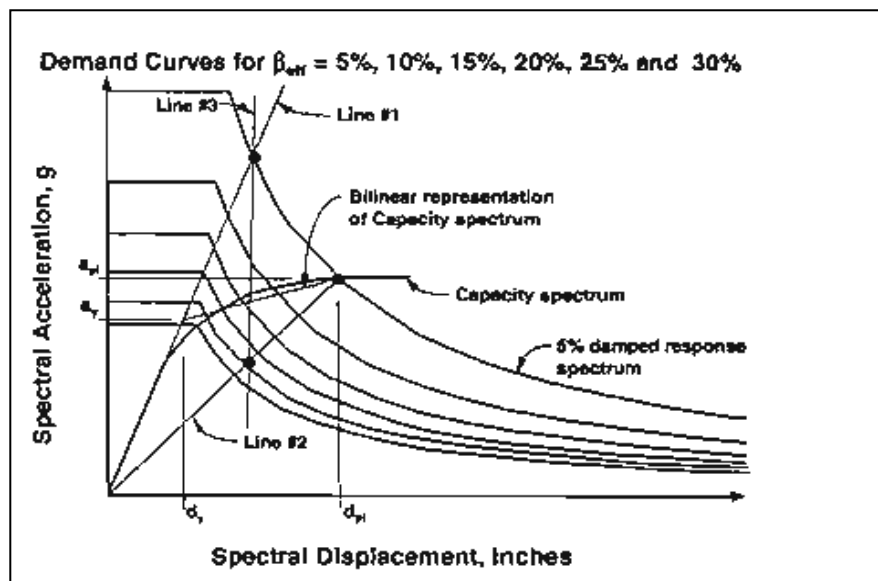


Figure III.21: Illustration de l'étape 8 de la procédure

9. Le point d'intersection de la ligne 3 avec le spectre de capacité est considéré comme point de performance $S_{ap2}-S_{dp2}$;
10. si le déplacement S_{dp2} est différent de $\pm 5\%$ du déplacement S_{dp1} alors le point $(S_{ap2}-S_{dp2})$ est le point de performance.

Conclusion

Le Pushover représente une des méthodes d'analyse fiable du comportement non linéaire d'une structure. Son principe consiste à calculer la courbe de capacité qui détermine la résistance ultime de la structure et sa capacité de déformation. Ceci, nous renseigne sur le processus d'endommagement et donne les zones critiques, par l'intermédiaire des trois procédures différentes appelées A, B et C. Mais, une question se pose, devant ces trois procédures laquelle devons nous choisir ?

La réponse à cette question est que le choix reste une préférence personnelle, et dans notre cas les motifs qui nous ont motivés pour choisir la procédure B sont les suivants :

- ✓ c'est une méthode analytique ;
- ✓ plus simple que les deux procédures A et C, grâce aux hypothèses simplificatrices ;
- ✓ l'application de sa méthodologie est raisonnablement transparente ;

C'est ainsi, que nous appliquons cette méthode pour l'analyse d'une structure surmontée d'un réservoir de stockage d'eau de capacité de 1000m³. L'étude de cet ouvrage sera présentée au prochain chapitre.

Introduction

Le contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux destinés à assurer sa stabilité, sous n'importe quelles sollicitation (séisme, vent, charges verticales).

Dans ce chapitre nous calculons les rigidités des étages ces résultats seront comme référence pour déterminé le modèle mathématique équivalent pour notre structure.

Nous calculons aussi le pourcentage de chargement qui revient aux voiles et au noyau central, puisque notre ouvrage est compliqué dont la mesure ou le type de contreventement qui n'est pas prévu dans le RPA, et la période fondamentale vu que notre structure est un ouvrage mixte (bâtiment+réservoir) ou les formule empiriques ne s'appliquent pas.

IV.2 Calcul du centre de masse

Le centre de masse noté G est défini comme étant le barycentre des masses des éléments constituant la structure. Sa position, par rapport à un système d'axes (oxy) choisi arbitrairement, est donnée par les deux formules suivantes:

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

M_i : poids de l'élément considéré.

X_i et Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément considéré par rapport à (oxy).

IV.2.1 Voiles RDC :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

voiles	m_i (KN)	x_i (m)	v_i (m)	m_i*x_i	m_i*v_i
VL 1	60	2,79	5,9	167,4	354
VL2	60	15,11	5,9	906,6	354
VL3	60	2,79	11,9	167,4	714
VL4	60	15,11	11,9	906,6	714
VL5	28,8	7,8	8,735	224,64	251,568
VL6	14,82	10,8309	10,685	160,513938	158,3517
VL7	21,9	11,084	9,395	242,7396	205,7505
VL8	19,728	10,858	7,52	214,206624	148,35456
VT1	60	5,9	2,69	354	161,4
VT2	60	11,9	2,69	714	161,4
VT3	60	5,9	15,11	354	906,6
VT4	60	11,9	15,11	714	906,6
VT5	40,932	10,19	8,6877	417,09708	355,604936
Total	606,18			5543,19724	5391,6297

Tableau IV.1 : Centre de masse des voiles RDC

En aura alors :

$$\begin{cases} X_{G(vRDC)} = 9,14447 \text{ m} \\ Y_{G(vRDC)} = 8,89443 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

❖ Pour les voiles VL1, VL2, VL3, VL4, VT1, VT2, VT3 et VT4 en à :

$$e_p = 0,25 \text{ m}, L = 2 \text{ m}, H = 4,8 \text{ m}$$

$$m = \rho * v = 25 * 2 * 0,25 * 4,8 = 60 \text{ KN}$$

❖ Pour le voile VL5 en à :

$$e_p = 0,15 \text{ m}, L = 1,6 \text{ m}, H = 4,8 \text{ m}$$

$$m = \rho * v = 25 * 1,6 * 0,15 * 4,8 = 28,8 \text{ KN}$$

❖ Pour le voile VL6 en à :

$$S = 0,1235 \text{ m}^2$$

$$H = 4,8 \text{ m}$$

$$m = \rho * v = 25 * 0,1235 * 4,8 = 14,82 \text{ KN}$$

❖ Pour le voile VL7 en à :

$$m = \rho * v = 25 * 0,1825 * 4,8 = 21,9 \text{ KN}$$

❖ Pour le voile VL8 en à :

$$m = \rho * v = 25 * 0,1644 * 4,8 = 19,728 \text{ KN}$$

❖ Pour le voile VT5 en à :

$$m = \rho * v = 25 * (3,28 * 4,8 - 2,1 * 1) * 0,12 = 40,932 \text{ KN}$$

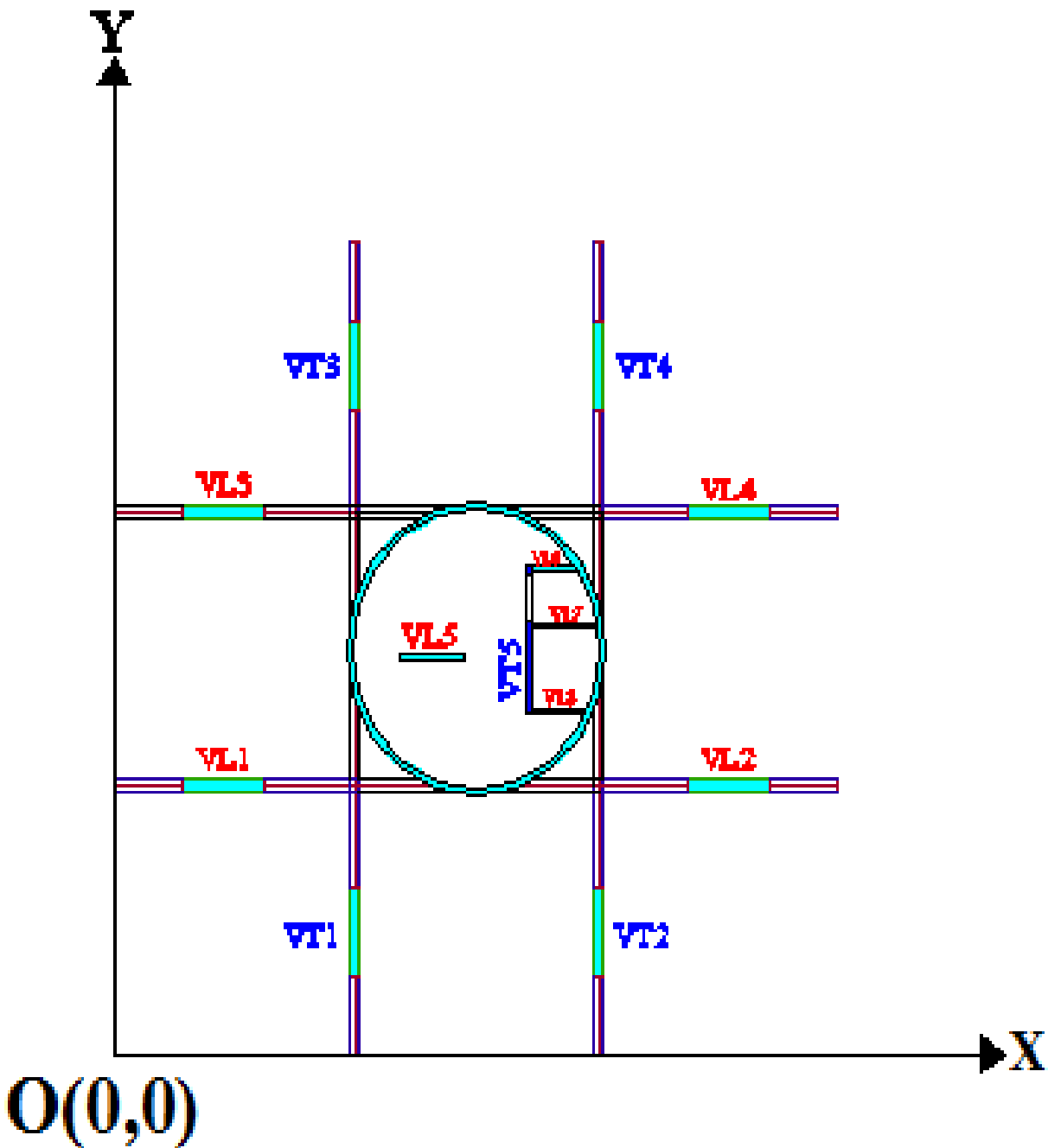


Figure IV.2 : disposition des voiles

IV.2.2 Voiles de l'étage courant :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

voiles	mi (kN)	xi(m)	yi(m)	mi*xi	mi*yi
VL 1	21,525	2,79	5,9	60,05475	126,9975
VL2	21,525	15,11	5,9	325,24275	126,9975
VL3	21,525	2,69	11,9	57,90225	256,1475
VL4	21,525	15,11	11,9	325,24275	256,1475
VL5	28,8	7,8	8,735	224,64	251,568
VL6	14,82	10,8309	10,685	160,51394	158,3517
VL7	21,9	11,084	9,395	242,7396	205,7505
VL8	19,728	10,858	7,52	214,20662	148,35456
VT1	21,525	5,9	2,69	126,9975	57,90225
VT2	21,525	11,9	2,69	256,1475	57,90225
VT3	21,525	5,9	15,11	126,9975	325,24275
VT4	21,525	11,9	15,11	256,1475	325,24275
VT5	21,525	10,19	8,6877	219,33975	187,00274
Total	278,973			2596,1724	2483,6075

Tableau IV.2 : centre de masse des voiles EC

En aura alors :

$$\begin{cases} X_{G(vEC)} = 9,306178 \text{ m} \\ Y_{G(vEC)} = 8,902681 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

- ✓ Pour les voiles VL1, VL2, VL3, VL4, VT1, VT2, VT3 et VT4 en à :

$$e_p = 0,15 \text{ m}, L = 2 \text{ m}, H = 2,87 \text{ m}$$

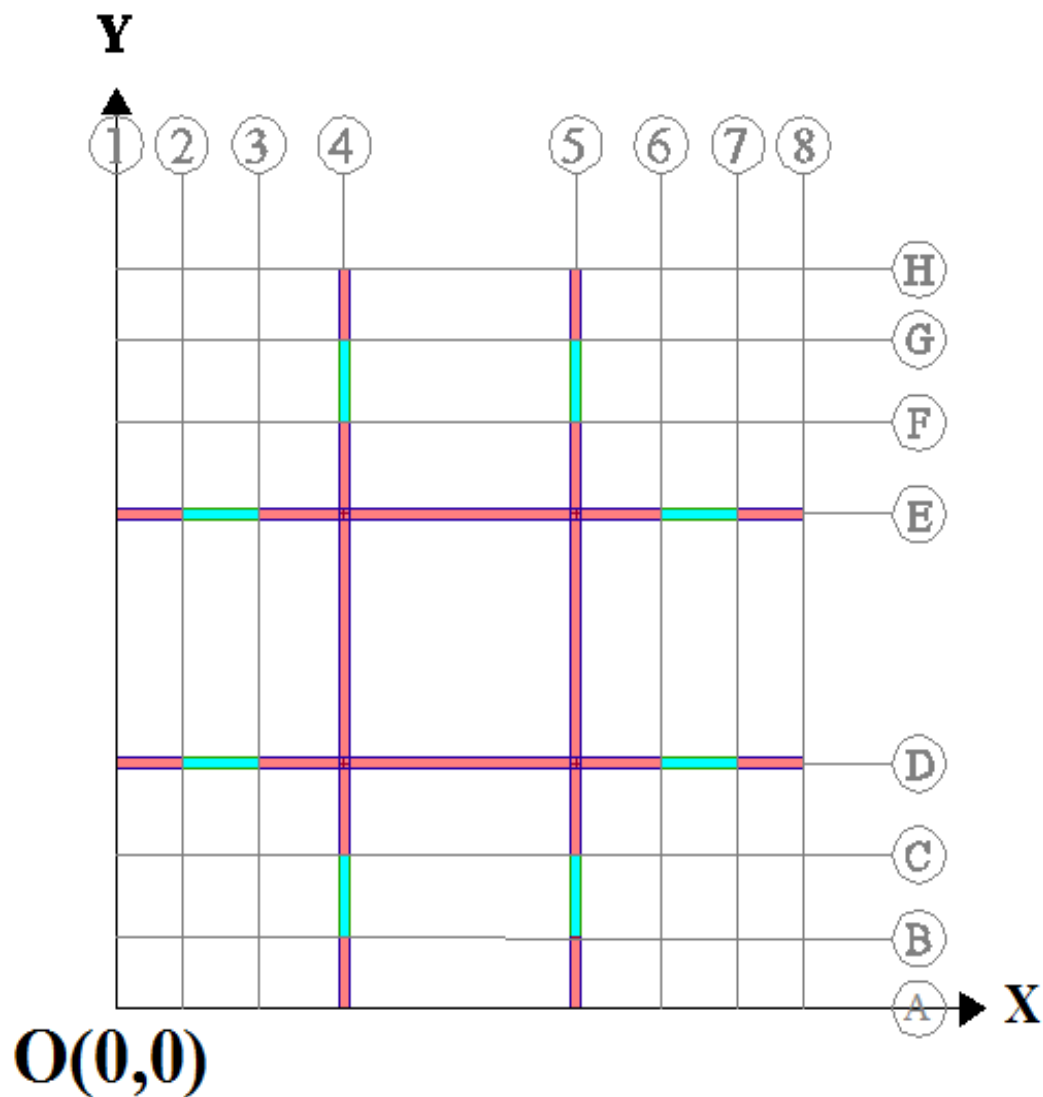
$$m = \rho * v = 25 * 2 * 0,15 * 2,87 = 21,525 \text{ KN}$$

- ✓ Pour les autres voiles nous avons les mêmes caractéristiques que ceux du RDC

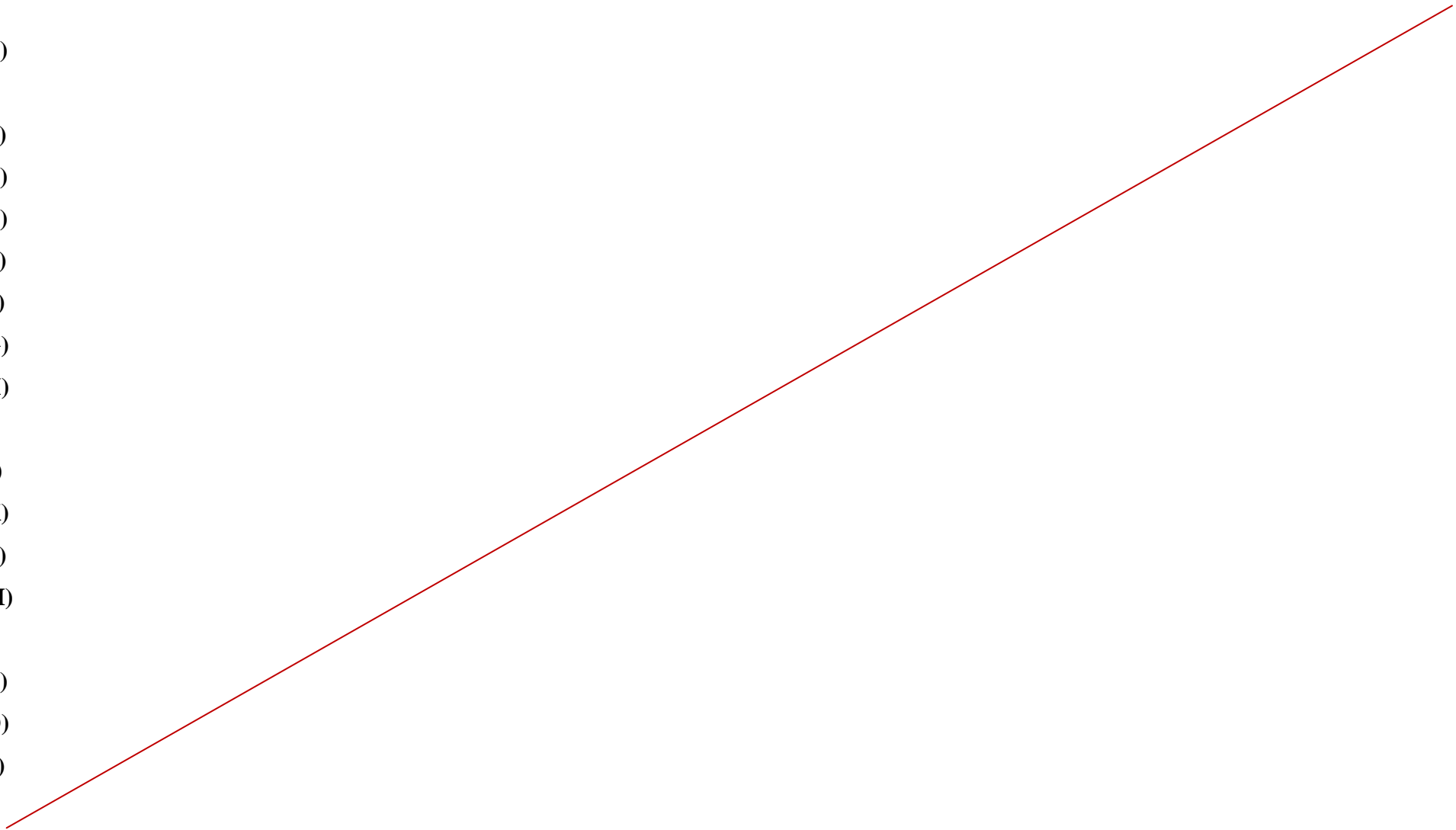
IV.2.3 Centre de masse des poutres :

Caractéristique géométrique des poutres :

RDC:	$h = 0,8 \text{ m}$;	EC:	$h = 0,6 \text{ m}$
	$b = 0,25 \text{ m}$			$b = 0,15 \text{ m}$
	$S = 0,2 \text{ m}^2$			$S = 0,09 \text{ m}^2$

*Figure IV.3 : disposition des poutre*

- A)
- B)
- C)
- D)
- E)
- F)
- G)
- H)
- I)
- J)
- K)
- L)
- M)
- N)
- O)
- P)



A) pour RDC

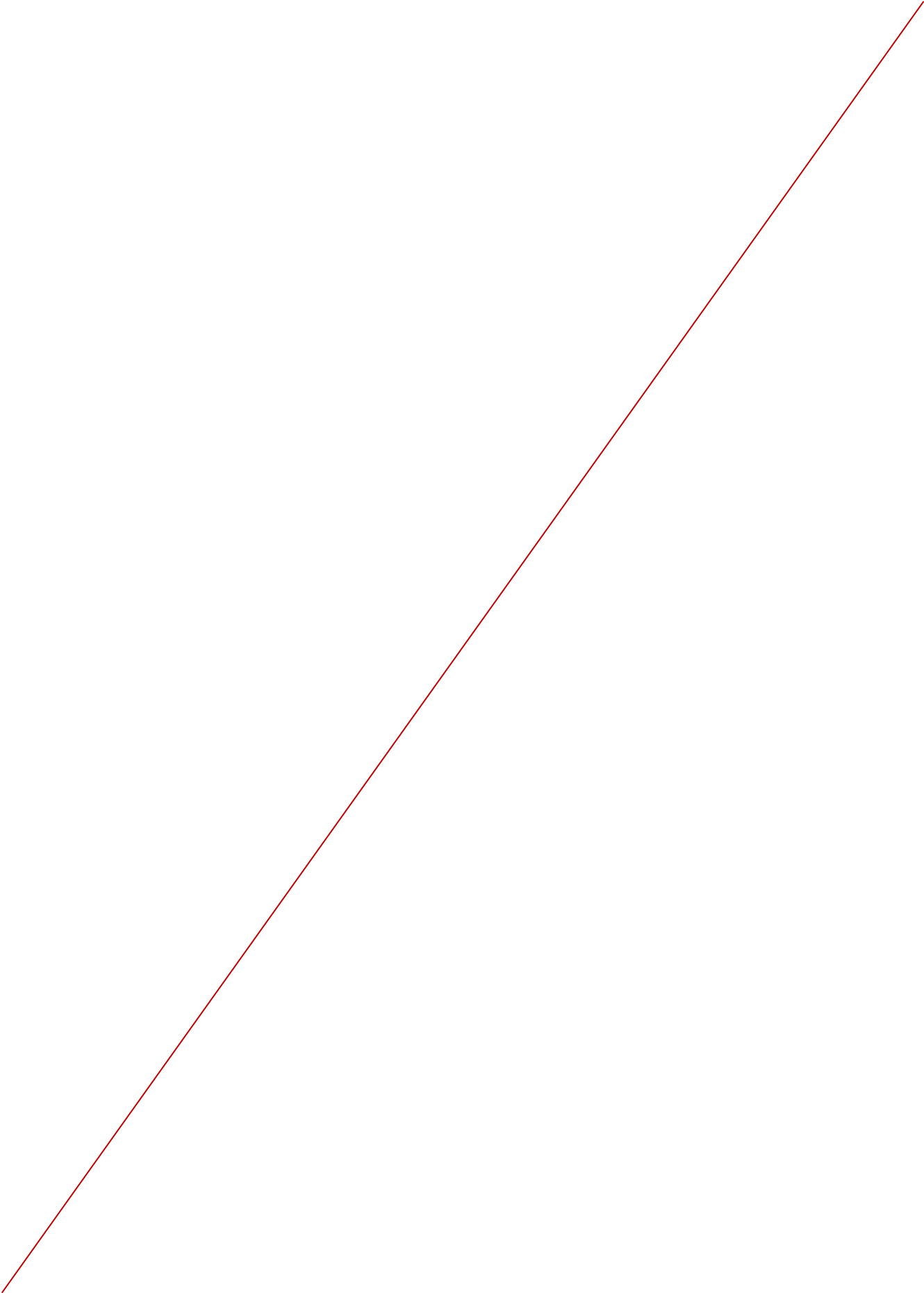
Eléments	Li (m)	b(m)	h(m)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*xi	mi*yi
p (1-2) D	1.69	0.25	0.8	0.2	8.45	0.845	5.9	7.14025	49.855
p (3-4) D	2.21	0.25	0.8	0.2	11.05	4.795	5.9	52.98475	65.195
p (4-5) D	6.00	0.25	0.8	0.2	30	8.9	5.9	267.000	177.000
p (5-6) D	2.21	0.25	0.8	0.2	11.05	13.005	5.9	143.70525	65.195
p (7-8) D	1.69	0.25	0.8	0.2	8.45	16.955	5.9	143.26975	49.855
p (1-2) E	1.69	0.25	0.8	0.2	8.45	0.845	11.9	7.14025	100.555
p (3-4) E	2.21	0.25	0.8	0.2	11.05	4.795	11.9	52.98475	131.495
p (4-5) E	6.00	0.25	0.8	0.2	30	8.9	11.9	267.000	357.000
p (5-6) E	2.21	0.25	0.8	0.2	11.05	13.005	11.9	143.70525	131.495
p (7-8) E	1.69	0.25	0.8	0.2	8.45	16.955	11.9	143.26975	100.555
<hr/>									
p (A-B) 4	1.69	0.25	0.8	0.2	8.45	5.9	0.845	49.855	7.14025
p (A-B) 5	1.69	0.25	0.8	0.2	8.45	11.9	0.845	100.555	7.14025
p (C-D) 4	2.21	0.25	0.8	0.2	11.05	5.9	4.795	65.195	52.98475
p (C-D) 5	2.21	0.25	0.8	0.2	11.05	11.9	4.795	131.495	52.98475
p (D-E) 4	6.00	0.25	0.8	0.2	30	5.9	8.9	177.000	267.000
p (D-E) 5	6.00	0.25	0.8	0.2	30	11.9	8.9	357.000	267.000
p (E-F) 4	2.21	0.25	0.8	0.2	11.05	5.9	13.005	65.195	143.70525
p (E-F) 5	2.21	0.25	0.8	0.2	11.05	11.9	13.005	131.495	143.70525
p (G-H) 4	1.69	0.25	0.8	0.2	8.45	5.9	16.955	49.855	143.26975
p (G-H) 5	1.69	0.25	0.8	0.2	8.45	11.9	16.955	100.555	143.26975
					276			2456.4	2456.4
								XG	8.9
								YG	8.9

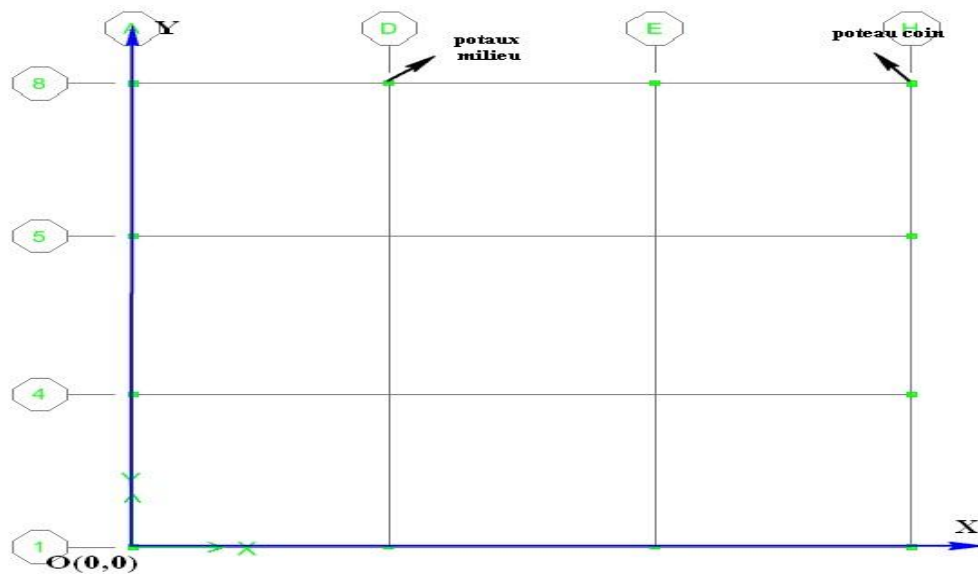
Tableau IV.3 : centre de masse des poutres RDC

B) Pour l'étage courant

Eléments	Li (m)	b (m)	h (m)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*xi	mi*yi
p (1-2) D	1.69	0.15	0.6	0.09	3.8025	0.845	5.9	3.2131125	22.43475
p (3-4) D	2.21	0.15	0.6	0.09	4.9725	4.795	5.9	23.843138	29.33775
p (4-5) D	6.00	0.15	0.6	0.09	13.5	8.9	5.9	120.15	79.65
p (5-6) D	2.21	0.15	0.6	0.09	4.9725	13.005	5.9	64.667363	29.33775
p (7-8) D	1.69	0.15	0.6	0.09	3.8025	16.955	5.9	64.471388	22.43475
p (1-2) E	1.69	0.15	0.6	0.09	3.8025	0.845	11.9	3.2131125	45.24975
p (3-4) E	2.21	0.15	0.6	0.09	4.9725	4.795	11.9	23.843138	59.17275
p (4-5) E	6.00	0.15	0.6	0.09	13.5	8.9	11.9	120.15	160.65
p (5-6) E	2.21	0.15	0.6	0.09	4.9725	13.005	11.9	64.667363	59.17275
p (7-8) E	1.69	0.15	0.6	0.09	3.8025	16.955	11.9	64.471388	45.24975
p (A-B) 4	1.69	0.15	0.6	0.09	3.8025	5.9	0.845	22.43475	3.2131125
p (A-B) 5	1.69	0.15	0.6	0.09	3.8025	11.9	0.845	45.24975	3.2131125
p (C-D) 4	2.21	0.15	0.6	0.09	4.9725	5.9	4.795	29.33775	23.843138
p (C-D) 5	2.21	0.15	0.6	0.09	4.9725	11.9	4.795	59.17275	23.843138
p (D-E) 4	6.00	0.15	0.6	0.09	13.5	5.9	8.9	79.65	120.15
p (D-E) 5	6.00	0.15	0.6	0.09	13.5	11.9	8.9	160.65	120.15
p (E-F) 4	2.21	0.15	0.6	0.09	4.9725	5.9	13.005	29.33775	64.667363
p (E-F) 5	2.21	0.15	0.6	0.09	4.9725	11.9	13.005	59.17275	64.667363
p (G-H) 4	1.69	0.15	0.6	0.09	3.8025	5.9	16.955	22.43475	64.471388
p (G-H) 5	1.69	0.15	0.6	0.09	3.8025	11.9	16.955	45.24975	64.471388
					124.2			1105.38	1105.38
								XG(m)	8.9
								YG(m)	8.9

Tableau IV.4 : centre de masse des poutres EC



IV.2.4 Centre de masse des poteaux :*Figure IV.4 : disposition des poteaux*

Caractéristiques géométriques des poteaux :

✓ Poteaux au milieu :

$$a=0,15\text{m}$$

$$b=0,2\text{m}$$

$$h_i=2,87\text{m}$$

$$S_i=0,03\text{m}^2$$

✓ Poteaux au coin :

$$a=0,2\text{m}$$

$$b=0,2\text{m}$$

$$h_i=2,87\text{m}$$

$$S_i=0,04\text{m}^2$$

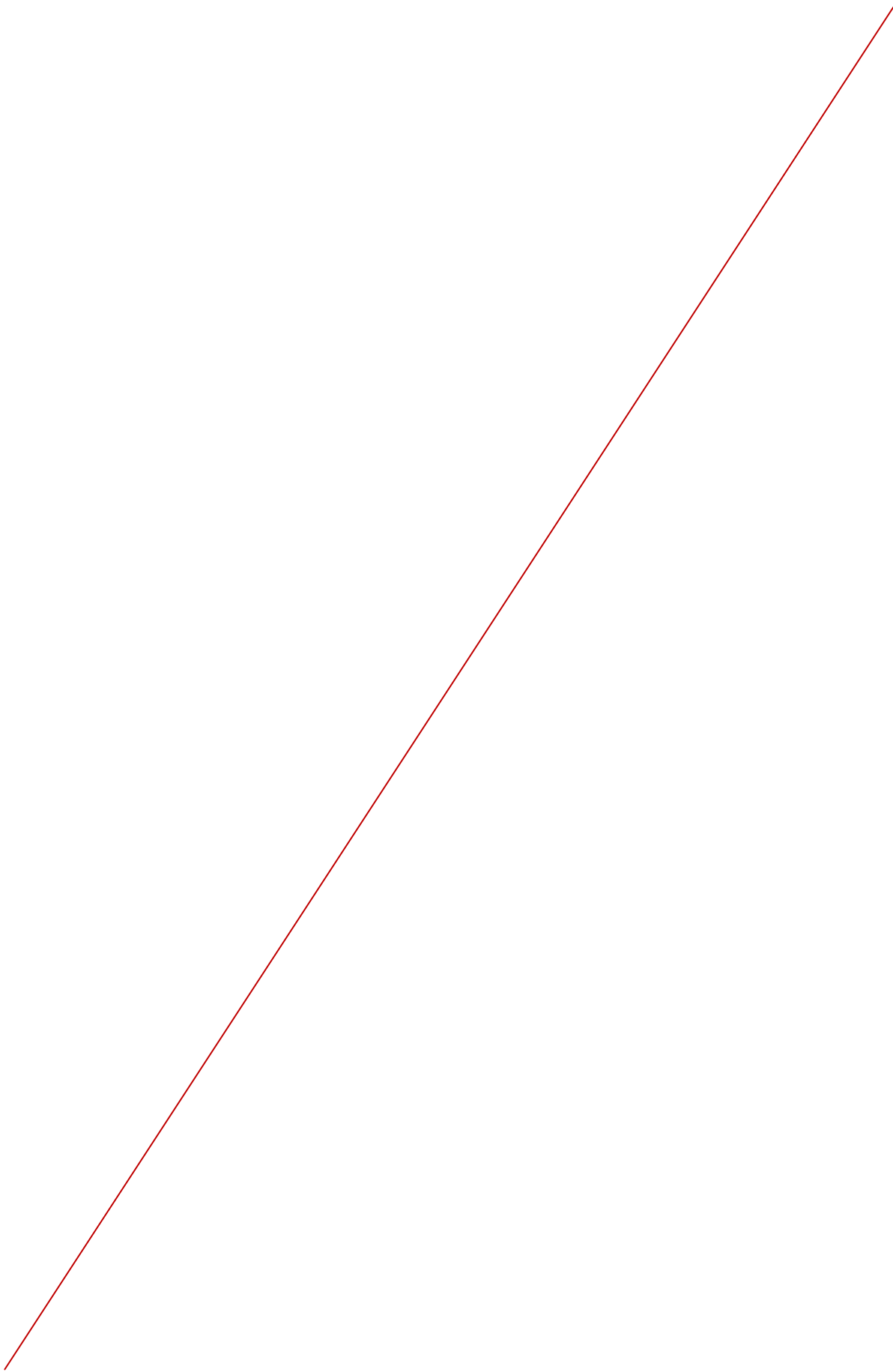
Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

portique	poteau	hi(m)	a(m)	b(m)	Si (m2)	mi(KN)	Xi(m)	Yi(m)	mi*Xi	mi*Yi
(1-1)	a	2,87	0,2	0,2	0,04	2,87	0,1	0,1	0,287	0,287
	b	2,87	0,15	0,2	0,03	2,1525	5,9	5,9	12,69975	12,69975
	c	2,87	0,15	0,2	0,03	2,1525	11,9	11,9	25,61475	25,61475
	d	2,87	0,2	0,2	0,04	2,87	17,7	17,7	50,799	50,799
(2-2)	a	2,87	0,2	0,2	0,04	2,87	0,1	0,1	0,287	0,287
	b	2,87	0,2	0,2	0,04	2,87	17,7	17,7	50,799	50,799
(3-3)	a	2,87	0,2	0,2	0,04	2,87	0,1	0,1	0,287	0,287
	b	2,87	0,2	0,2	0,04	2,87	17,7	17,7	50,799	50,799
(4-4)	a	2,87	0,2	0,2	0,04	2,87	0,1	0,1	0,287	0,287
	b	2,87	0,15	0,2	0,03	2,1525	5,9	5,9	12,69975	12,69975
	c	2,87	0,15	0,2	0,03	2,1525	11,9	11,9	25,61475	25,61475
	d	2,87	0,2	0,2	0,04	2,87	17,7	17,7	50,799	50,799
TOTAL						31,57			280,973	280,973

Tableau IV.5 : centre de masse des poteaux EC

En aura alors :

$$\begin{cases} X_G (PEC) = 8,9 \text{ m} \\ Y_G (PEC) = 8,9 \text{ m} \end{cases}$$



IV.2.5 Centre de masse des plancher :

Pour rechercher le centre de masse des plancher en doit en premier lieu calculer les charges et surcharges lui revenant.

a. Plancher EC (dalle pleine) :

N°	Element	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	carrelage	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,03	20	0,60
3	dalle pleine	0,12	25	3,00
4	enduit plâtre	0,02	10	0,20
5	cloison en brique creuse	0,10	9,0	0,90
somme		G total (kN/m ²)		5,14

Tableau IV.6 : charge revenant au plancher EC

Charge revenant au plancher EC : $G = 5,14 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ (terrasse accessible).

➤ $G + Q = 6,64 \text{ kN/m}^2$

Les résultats sont donnés ci-dessous :

Elément	Ai (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*xi	mi*yi
D1	34,81	231,1384	14,85	14,85	3432,4052	3432,4052
D2	35,4	235,056	8,9	14,85	2091,9984	3490,5816
D3	34,81	231,1384	2,95	14,85	681,85828	3432,4052
D4	35,4	235,056	14,85	8,9	3490,5816	2091,9984
D5	22,811	151,46504	8,962	8,8965	1357,4297	1347,5087
D6	35,4	235,056	2,95	8,9	693,4152	2091,9984
D7	34,81	231,1384	14,85	2,95	3432,4052	681,85828
D8	35,4	235,056	8,9	2,95	2091,9984	693,4152
D9	34,81	231,1384	2,95	2,95	681,85828	681,85828
Total		2016,2426			17953,95	17944,029

Tableau IV.7 : Centre de masse du plancher EC

En aura alors :

$$\begin{cases} X_G (P_{EC}) = 8,9047 \text{ m} \\ Y_G (P_{EC}) = 8,8997 \text{ m} \end{cases}$$

b. Plancher terrasse (dalle pleine) :

N°	Element	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
2	forme de pente en beton armé	0,21	25	5,25
3	isolation thermique	0,05	4	0,20
4	plancher en dalle pleine	0,12	25	3,00
5	enduit en ciment	0,01	20	0,20
SOMME		G total (kN/m ²)		8,77

Tableau IV.8 : charge revenant au plancher terrasse

Charge revenant au plancher terrasse : $G = 8,77 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ (terrasse accessible).

➤ $G + Q = 10,27 \text{ kN/m}^2$

Les résultats sont donnés ci-dessous :

Elément	Ai (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*xi	mi*yi
D1	34,81	357,4987	14,85	14,85	5308,8557	5308,8557
D2	35,4	363,558	8,9	14,85	3235,6662	5398,8363
D3	34,81	357,4987	2,95	14,85	1054,6212	5308,8557
D4	35,4	363,558	14,85	8,9	5398,8363	3235,6662
D5	22,811	234,26897	8,962	8,8965	2099,5185	2084,1739
D6	35,4	363,558	2,95	8,9	1072,4961	3235,6662
D7	34,81	357,4987	14,85	2,95	5308,8557	1054,6212
D8	35,4	363,558	8,9	2,95	3235,6662	1072,4961
D9	34,81	357,4987	2,95	2,95	1054,6212	1054,6212
Total		3118,4958			27769,137	27753,792

Tableau IV.9 : centre de masse du plancher terrasse

En aura alors : $\begin{cases} X_G(\text{PEC}) = 8,9047 \text{ m} \\ Y_G(\text{PEC}) = 8,8997 \text{ m} \end{cases}$

- ✓ Finalement le centre de masse des deux planchers terrasse et étage courant sont confondus et de coordonnées G (8,9047; 8,8997)

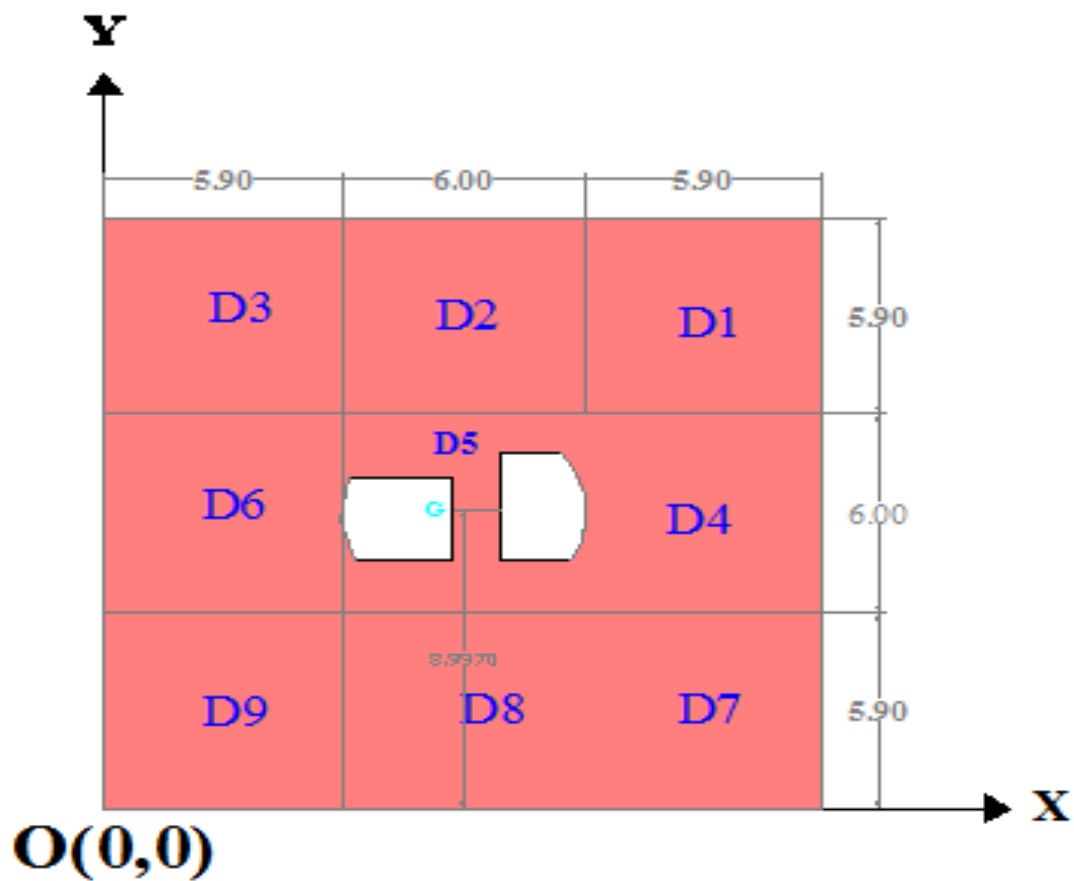


Figure IV.5 : position du centre de masse des plancher

IV.2.6 Centre de masse de l'ensemble des éléments :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	ELEMENT	mi(KN)	Xgi(m)	Ygi(m)	mi*Xgi	mi*Ygi	XG(m)	YG(m)
Etage 7	voiles	278,973	9,30618	8,9026806	2596,172	2483,608	8,935978	8,89998
	planchers	3118,4958	8,90466	8,8997371	27769,14	27753,79		
	poutres	124,2	8,9	8,9	1105,38	1105,38		
	poteaux	31,57	8,9	8,9	280,973	280,973		
	Somme	3553,2388			31751,66	31623,75		
Etage 1-6	voiles	278,973	9,30618	8,9026806	2596,172	2483,608	8,950063	8,900089
	planchers	2016,2426	8,90466	8,8997371	17953,95	17944,03		
	poutres	124,2	8,9	8,9	1105,38	1105,38		
	poteaux	31,57	8,9	8,9	280,973	280,973		
	Somme	2450,9856			21936,48	21813,99		
RDC	voiles	606,18	9,14447	8,8944368	5543,197	5391,63	8,95437	8,898654
	planchers	2016,2426	8,90466	8,8997371	17953,95	17944,03		
	poutres	276	8,9	8,9	2456,4	2456,4		
	poteaux	0	0	0	0	0		
	Somme	2898,4226			25953,55	25792,06		

Tableau IV.10 : centre de masse de l'ensemble des éléments

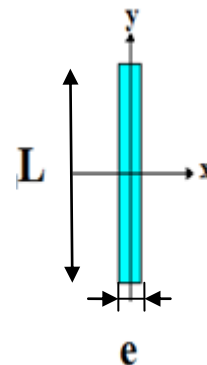
IV.3. Inertie des éléments porteurs :

a. Inertie des voiles :

- Sens longitudinal :

$$I_x = \frac{L * e^3}{12} \ll I_y$$

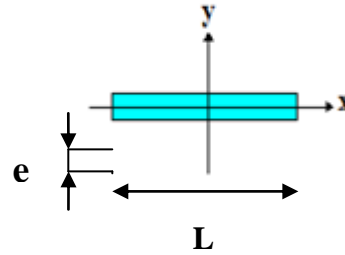
$$I_y = \frac{e * L^3}{12}$$



- *Sens transversal :*

$$I_y = \frac{L * e^3}{12} \ll I_x$$

$$I_x = \frac{e * L^3}{12}$$



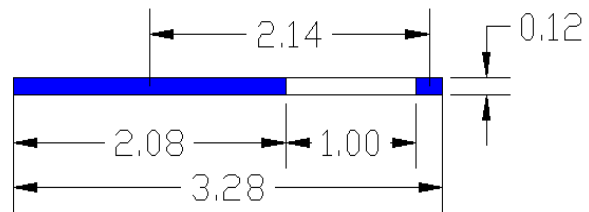
Remarque :

Le voile VT5 comporte une fille d'ouverture, on doit donc calculer son inertie équivalente.

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \frac{2mc}{I_0} \frac{\Psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3} \text{ Si } n < 11 \text{ niveaux}$$

$$a_n = 1 \text{ Si } n \geq 11 \text{ niveaux.}$$



Dans notre cas en à n=VII niveaux < 11 niveaux

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20 * 8} - \frac{1}{30 * 8^2} - \frac{1}{30 * 8^3} = 0,6057$$

$$2a = 1\text{m}$$

$$2c = 2,14\text{m}$$

$$\Omega_1 = 2,08 * 0,12 = 0,2496 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 0,2 * 0,12 = 0,024 \text{ m}^2$$

Avec :

Ω_1, Ω_2 : Aires des éléments de refend.

i: Inertie de linteau. $i = eh^3/12$

e: épaisseur de linteau.

h: hauteur de linteau.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = \frac{2,14}{\frac{1}{0,2496} + \frac{1}{0,024}} = 0,04685 \text{ m}^3$$

$$I_1 = \frac{0,12 \cdot 2,08^3}{12} = 0,09 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,12 \cdot 0,2^3}{12} = 0,00008 \text{ m}^4$$

Donc:

$$I_0 = 0,09008 \text{ m}^4$$

$$I = I_0 + 2mc = 0,09008 + 2,14 \cdot 0,04685 = 0,19 \text{ m}^4$$

- **Inertie du linteau:**

$$i = \frac{0,12 \cdot 1^3}{12} = 0,01 \text{ m}^4$$

- **Coefficient de monolithisme :**

$$\omega^2 = \frac{3E' i I}{EI_0 m a^3 h e}$$

- RDC : h=4,8 m

$$\omega^2 = \frac{3 \cdot 0,01}{0,09008} \frac{0,19}{0,04685} \frac{1,07}{0,5^3 \cdot 4,8} = 2,4086$$

- EC : h=2,87 m

$$\omega^2 = \frac{3 \cdot 0,01}{0,09008} \frac{0,19}{0,04685} \frac{1,07}{0,5^3 \cdot 2,87} = 4,0284$$

E: Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

E': Module d'élasticité du matériau constituant le linteau (généralement E = E').

he = hauteur d'étage

a: Demi portée libre de l'ouverture.

I: Inertie totale de refend.

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = I_0 + 2mc.$$

$$(I_0 = I_1 + I_2).$$

C: Demi-distance entre les centres de gravité des deux éléments de refend.

- *Degré de monolithisme :*

$$\alpha = \omega Z$$

- RDC :

$$\alpha = 1,552 * 38,4 = 59,597$$

$$\psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} \times \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \times ch\alpha}$$

$$\psi_0 = 0,6499$$

- EC :

$$\alpha = 2,0071 * 38,4 = 77,073$$

$$\psi_0 = 0,6537$$

Finalement en aura :

$$I_{ex v}(\text{RDC}) = 0,11496 \text{ m}^4$$

$$I_{ex v}(\text{EC}) = 0,11501 \text{ m}^4$$

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent :

voiles	Niveau	Li (m)	ep (m)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)
VT 1	II à VIII	2	0,15	0,1	0,0005625
VT 2		2	0,15	0,1	0,0005625
VT 3		2	0,15	0,1	0,0005625
VT 4		2	0,15	0,1	0,0005625
VT 5		3,28	0,12	0,11501	0,056
VT 1	I (RDC)	2	0,25	0,166666667	0,002604167
VT 2		2	0,25	0,166666667	0,002604167
VT 3		2	0,25	0,166666667	0,002604167
VT 4		2	0,25	0,166666667	0,002604167
VT 5		3,28	0,12	0,11496	0,05313

Tableau IV.11 : inertie de voiles transversaux

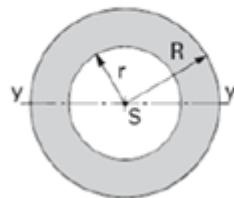
voiles	Niveau	Li (m)	ep (m)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)
VL 1	II à VIII	2	0,15	0,0005625	0,1
VL 2		2	0,15	0,0005625	0,1
VL 3		2	0,15	0,0005625	0,1
VL 4		2	0,15	0,0005625	0,1
VL 5		1,6	0,15	0,00045	0,0512
VL 6		1,162	0,11	0,000128885	0,014382349
VL 7		1,668	0,11	0,000185009	0,042540205
VL 8		1,4	0,12	0,0002016	0,02744
VL 1	I (RDC)	2	0,25	0,002604167	0,166666667
VL 2		2	0,25	0,002604167	0,166666667
VL 3		2	0,25	0,002604167	0,166666667
VL 4		2	0,25	0,002604167	0,166666667
VL 5		1,6	0,15	0,00045	0,0512
VL 6		1,162	0,11	0,000128885	0,014382349
VL 7		1,668	0,11	0,000185009	0,042540205
VL 8		1,4	0,12	0,0002016	0,02744

Tableau IV.12: inertie de voiles longitudinaux

b. inertie du noyau central :

Le noyau central comporte des ouvertures qui permettent d'accéder aux différents étages, l'inertie équivalente obtenue par soustraction de l'inertie des ouvertures est donnée pour un système d'axe perpendiculaire à l'ouverture indépendant du repère globale OXY de la structure ; n'ayant pas retrouvé des formules prenant en considération ces ouvertures en va donc considérer le noyau sans ouverture.

Les deux lois nous permettant le calcul de ces inerties sont les suivantes :

**Couronne**

$$A = \pi (R^2 - r^2)$$

$$I_y = \frac{\pi (R^4 - r^4)}{4}$$

$$I_x = I_y = \frac{\pi(R^4 - r^4)}{4} = \frac{\pi(3,075^4 - 2,925^4)}{4} = 14,3893534 \text{ m}^4$$

IV.4 Calcul du centre de torsion :

Le centre de torsion représente le centre d'inertie tel que :

1- une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des éléments, dont la direction est parallèle à la direction de la force.

2- un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre seulement une rotation des éléments du même que ce du moment.

❖ Les coordonnées de centre de torsion des éléments

Les coordonnées du centre de torsion de la structure sont données par les formules suivantes :

Portique

$$X_C = \frac{\sum_{j=1}^n R_{jy} \cdot X_j}{\sum_{j=1}^n R_{jy}} \quad Y_C = \frac{\sum_{j=1}^n R_{jx} \cdot Y_j}{\sum_{j=1}^n R_{jx}}$$

Voile

$$X_C = \frac{\sum_{i=1}^n R_{vl} \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n R_{vl}} \quad Y_C = \frac{\sum_{i=1}^n R_{vt} \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n R_{vt}}$$

X_i : abscisse du centre de gravité du portique par rapport à l'axe (Y-Y)

Y_i : abscisse du centre de gravité du portique par rapport à l'axe (X-X)

R_{jy}, R_{jx} : Rigidités des portiques suivant (X-X) et (Y-Y)

VI.4.1 centre de torsion des voiles :

- **Remarque :**

L'inertie des voiles transversaux $I_y \ll I_x$, donc on va les négliger

Inversement aux voiles transversaux, les voiles longitudinaux ont une inertie suivant x plus importantes que dans l'autre sens $I_y \gg I_x$, donc on travaille seulement avec les inerties suivant y.

Les coordonnées du centre de torsion des voiles par rapport au repère ($o_x ; o_y$) sont données par les formules suivantes :

$$X_C = \frac{\sum R_{vx} \cdot y_i}{\sum R_{vx}} ; \quad Y_C = \frac{\sum R_{vy} \cdot x_i}{\sum R_{vy}}$$

La position du centre de torsion des voiles est donnée dans les tableaux qui suivent :

- *Position du centre de torsion des voiles transversaux :*

voiles	Niveau	Li (m)	He (m)	ep (m)	Ix (m ⁴)	E*10 ³ (kN/m ²)	Rvx(kN/m)	Yi (m)	Rvx*Yi	Xc (m)
VT 1	1 à 7	2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	2,79	4555252,399	8,8914242
VT 2		2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	2,79	4555252,399	
VT 3		2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	15,11	24670202,06	
VT 4		2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	15,11	24670202,06	
VT 5		3,28	2,87	0,12	0,11501	32164195,00	1877776,267	8,6877	16313556,87	
Somme							8408604,079		74764465,8	
VT 1	(RDC)	2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0867	2,79	1622867,912	8,91142147
VT 2		2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0867	2,79	1622867,912	
VT 3		2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0867	15,11	8789080,339	
VT 4		2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0867	15,11	8789080,339	
VT 5		3,28	4,8	0,12	0,11496	32164195,00	401214,8283	8,6877	3485634,063	
Somme							2727907,175		24309530,57	

Tableau IV.14 : Centre de torsion des voiles transversaux

- *Position du centre de torsion des voiles longitudinaux :*

voiles	Niveau	Li (m)	He (m)	ep (m)	Iy (m ⁴)	E*10 ³ (kN/m ²)	Rvy(kN/m)	Xi (m)	Rvy*Xi	Yc (m)
VL 1	1 à 7	2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	2,79	4555252,399	9,15783394
VL 2		2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	15,11	24670202,06	
VL 3		2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	2,79	4555252,399	
VL 4		2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	15,11	24670202,06	
VL 5		1,6	2,87	0,15	0,0512	32164195,00	835945,96	7,8	6520378,488	
VL 6		1,162	2,87	0,11	0,014382349	32164195,00	234821,6123	10,8309	2543329,4	
VL 7		1,668	2,87	0,11	0,042540205	32164195,00	694556,8843	11,084	7698468,505	
VL 8		1,4	2,87	0,12	0,02744	32164195,00	448014,7879	10,858	4864544,568	
somme							8744167,057		80077629,88	
VL 1	(RDC)	2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0867	2,79	1622867,912	9,08874847
VL 2		2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0867	15,11	8789080,339	
VL 3		2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0867	2,79	1622867,912	
VL 4		2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0867	15,11	8789080,339	
VL 5		1,6	4,8	0,15	0,0512	32164195,00	178689,9722	7,8	1393781,783	
VL 6		1,162	4,8	0,11	0,014382349	32164195,00	50194,95204	10,8309	543656,5061	
VL 7		1,668	4,8	0,11	0,042540205	32164195,00	148466,954	11,084	1645607,718	
VL 8		1,4	4,8	0,12	0,02744	32164195,00	95766,65699	10,858	1039834,362	
somme							2799810,882		25446776,87	

Tableau IV.15 : Centre de torsion des voiles longitudinaux

IV.4.2 Position de centre de torsion du noyau central :

Les coordonnées du centre de torsion sont données dans les tableaux qui suivent :

sens longitudinal (xx)							
Niveau	He (m)	Iy (m ⁴)	E*10 ³ (kN/m ²)	Rvx (kN/m)	Yi (m)	Rvx*yi	Yc (m)
1 à 7	2,87	14,3893534	32164195,00	234935973,5	8,9	2090930163,93	8,9
(RDC)	4,8	14,3893534	32164195,00	50219397,64	8,9	446952639,03	8,9
Somme				285155371,1		2537882802,96	8,9

Tableau IV.16 : Centre de torsion du noyau

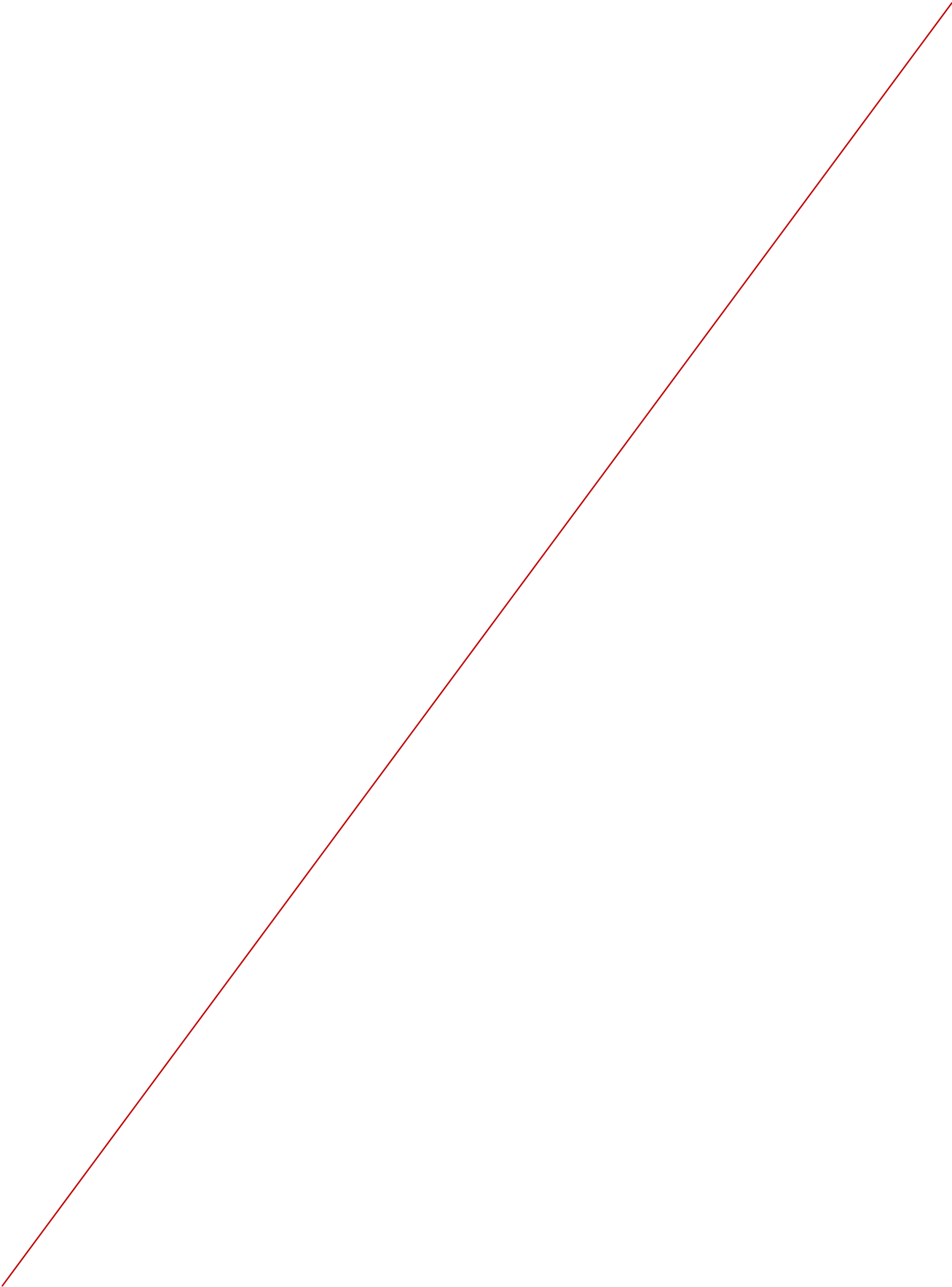
sens transversal (yy)							
Niveau	He (m)	Ix (m ⁴)	E*10 ³ (kN/m ²)	Rvy (kN/m)	Xi (m)	Rvy*xi	Xc (m)
1 à 7	2,87	14,3893534	32164195,00	234935973,5	8,9	2090930164	8,9
(RDC)	4,8	14,3893534	32164195,00	50219397,64	8,9	446952639	8,9
Somme				285155371,1		2537882803	8,9

Tableau IV.17 : Centre de torsion de noyau

IV.4.3 Position de Centre de torsion de l'ensemble (voiles + noyau):

Niveau	Élément	R _{jx}	Y _c	R _{jx} *Y _c	R _{jy}	X _c	R _{jy} *X _c	X _c	Y _c
<i>EC</i>	voiles	8408604,079	9,157833944	77004599,86	8744167,057	8,8914242	77748098,58	8,899692268	8,908909274
	noyau	234935973	8,9	2090930164	234935973,5	8,9	2090930164		
		243344578		2167934763,791	243680140,5		2168678262,511		
<i>RDC</i>	voiles	2727907,175	9,088748471	24793262,16	2799810,882	8,91142147	24950294,8	8,900603139	8,909248071
	noyau	52947305,17	8,9	471231016,1	50219397,64	8,9	446952639,03		
		55675212,35		496024278,2	53019208,53		471902933,8		

Tableau IV.18 : Centre de torsion de l'ensemble voiles +noyau



*IV.5 Centre de torsion des portiques EC:**IV.5.1 Calcule des rigidités linéaires des poteaux et poutres :*

$$k_{\text{poteau}} = \frac{I_{\text{pot}}}{h_c}$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{I_{\text{pout}}}{h_c}$$

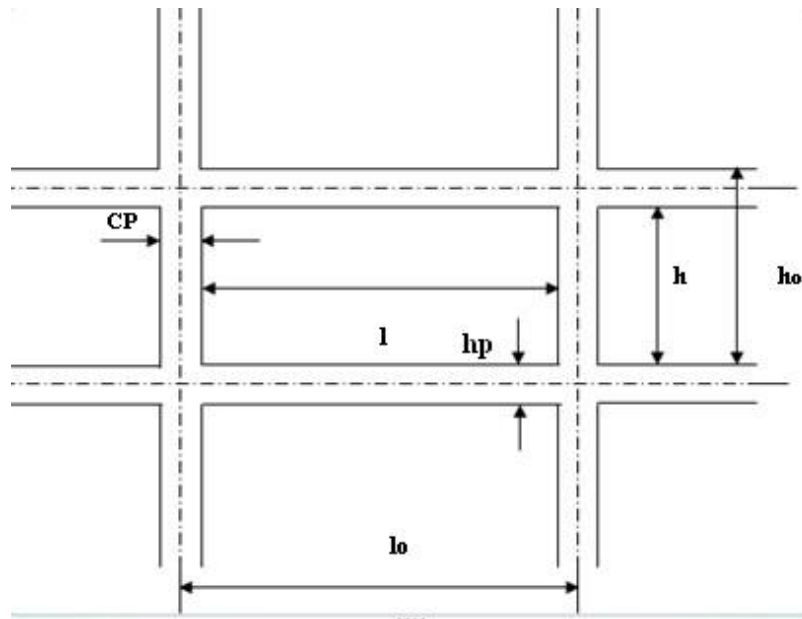


Figure IV.6 : Caractéristiques géométriques du portique

h_c : hauteur de calcul du poteau ;

$$h_c = h + \frac{1}{2} * C_p \leq h_0$$

l_c : longueur de calcul de la poutre ;

$$l_c = l + \frac{1}{2} * h_p \leq l_0$$

I : moment d'inertie du poteau ou de la poutre avec :

l : longueur de la poutre entre nu d'appui ;

h : hauteur du poteau entre nu des poutres ;

l_0 : Longueur entre axe de la poutre ;

h_0 : Hauteur entre axe du poteau

C_p : Largeur du poteau ;

h_p : Hauteur De la poutre

$$\text{Poteau : } K_p = \frac{I_p}{h_c}$$

Poutre : $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{l_c}$

avec : I_p : inertie du poteau considéré,

I_{pr} : inertie de la poutre considérée,

h_c : hauteur de calcul = $\min(\bar{h} + \frac{e_{pot}}{2}; h_0)$,

h : hauteur entre nus des appuis,

e_{pot} : épaisseur des poteaux,

h_0 : hauteur entre faces supérieures des planchers successifs,

l_c : longueur de calcul = $\min(\bar{l} + \frac{e_{pr}}{2}; l_0)$,

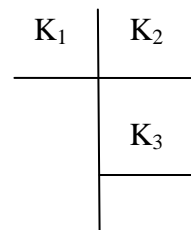
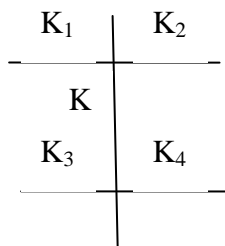
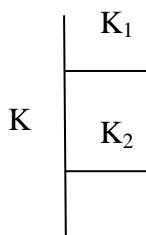
\bar{l} : longueur entre nus des appuis,

l_0 : longueur entre axe des poteaux,

e_{pr} : hauteur des poutre.

IV.1.2 Calcul des coefficients de rigidités des niveaux << K_j >>

- Niveau courant :

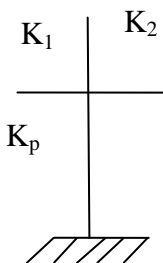


$K_j = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$

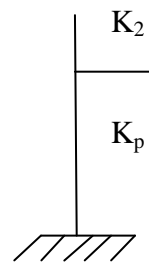
$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$

$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$

- Niveau RDC :



$K_j = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$



$K_j = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$

avec :

K_1, K_2, K_3, \dots rigidités linéaires, K_j : rigidité moyenne.

IV.1.3 Calcul des coefficients correcteurs $\langle\langle a_j \rangle\rangle$

- Niveau courant : $a_j = \frac{K_j}{2+K_j}$
- Niveau RDC : $a_j = \frac{0.5+K_j}{2+K_j}$

IV.1.4 Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens

- Niveau courant : $r_j = a_j \cdot K_p \frac{12E}{h_c^2}$
- Niveau RDC : Poteau encastré à sa base : $r_j = a_j \cdot K_p \frac{12E}{h_c^2}$
Poteau articulé à sa base : $r_j = a_j \cdot K_p \frac{3E}{h_c^2}$

- **Poteaux :**

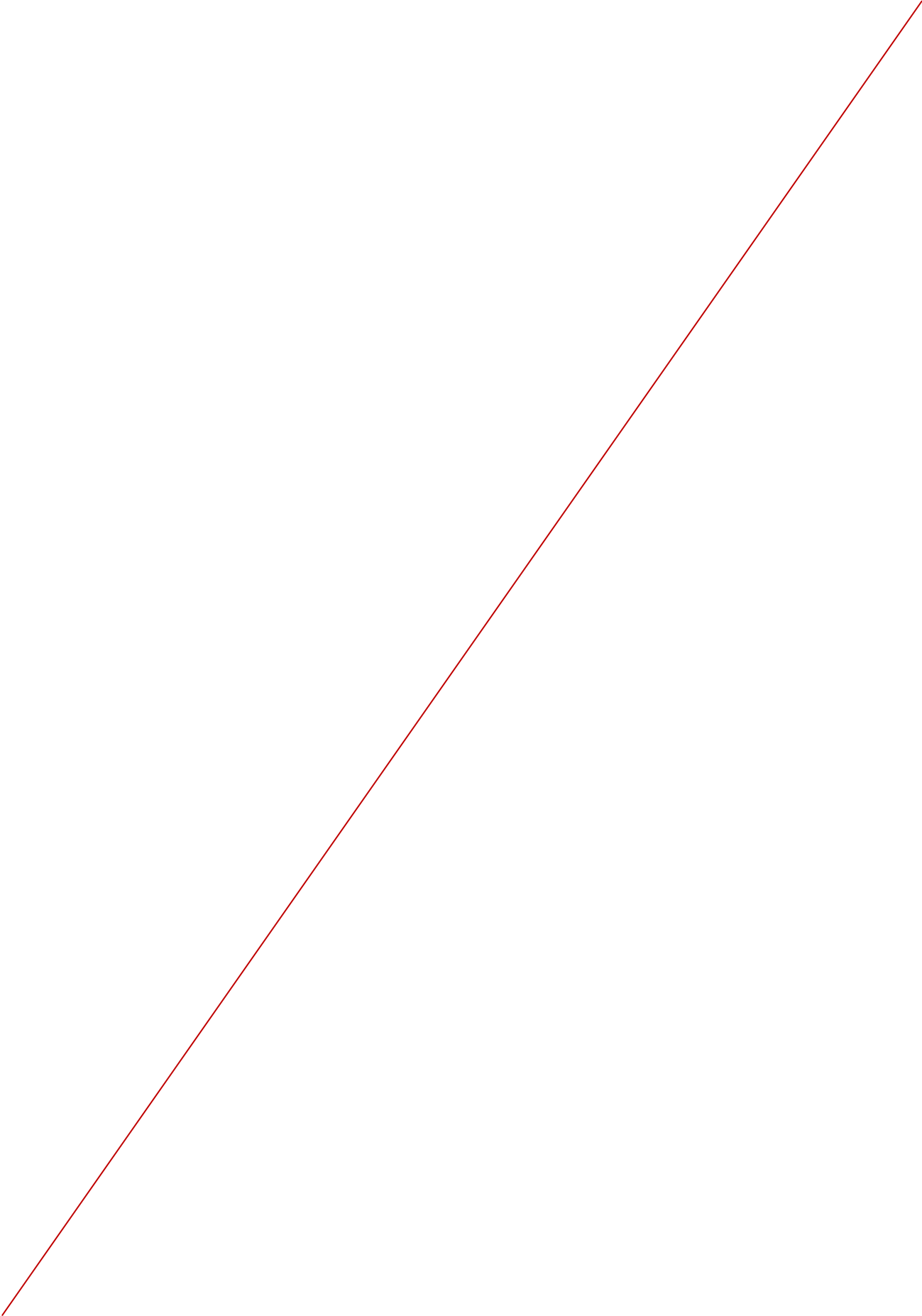
✓ *Étage Courante :*

NIV	portique	POT	a(m)	b(m)	h(m)	h _c (m)	$I_p (m^4)$	$K \text{ pot } \times 10^{-5}(\text{cm}^3)$
EC	A – A	1	0,2	0,2	2,27	2,37	0,000133333	5,62588
		2	0,15	0,2	2,27	2,37	0,00005625	2,37342
		3	0,15	0,2	2,27	2,37	0,00005625	2,37342
		4	0,2	0,2	2,27	2,37	0,000133333	5,62588
	I-I	1	0,2	0,2	2,27	2,37	0,000133333	5,62588
		2	0,15	0,2	2,27	2,37	0,00005625	2,37342
		3	0,15	0,2	2,27	2,37	0,00005625	2,37342
		4	0,2	0,2	2,27	2,37	0,000133333	5,62588

Tableau IV.19 : Rigidités linéaire des poteaux transversaux

NIV	Portique	POT	a(m)	b(m)	h(m)	h _c (m)	$I_p (m^4)$	$K \text{ pot } \times 10^{-5}(\text{cm}^3)$
EC	(1-1)	A	0,2	0,2	2,27	2,37	0,000133333	5,62588
		B	0,15	0,2	2,27	2,37	0,0001	4,21941
		C	0,15	0,2	2,27	2,37	0,0001	4,21941
		D	0,2	0,2	2,27	2,37	0,000133333	5,62588
	(9-9)	A	0,2	0,2	2,27	2,37	0,000133333	5,62588
		B	0,15	0,2	2,27	2,37	0,0001	4,21941
		C	0,15	0,2	2,27	2,37	0,0001	4,21941
		D	0,2	0,2	2,27	2,37	0,000133333	5,62588

Tableau IV.20 : Rigidités linéaire des poteaux longitudinaux



- Poutres:

NIV	Portique	Travées	l(m)	a(m)	h(m)	l_c (m)	I poutres (m^4)	K poutre(cm^3)
EC	(A-A)	t (1-4)	5,6	0,2	0,4	5,9	0,0010667	0,00018079
		t (4-6)	5,85	0,2	0,4	6,15	0,0010667	0,00017344
		t (6-9)	5,6	0,2	0,4	5,9	0,0010667	0,00018079
	(I-I)	t (1-4)	5,6	0,2	0,4	5,9	0,0010667	0,00018079
		t (4-6)	5,85	0,2	0,4	6,15	0,0010667	0,00017344
		t (6-9)	5,6	0,2	0,4	5,9	0,0010667	0,00018079

Tableau IV.21 : Rigidités linéaire des poutres transversales

NIV	Portique	Travées	l(m)	a(m)	h(m)	l_c (m)	I poutre(m^4)	K poutre (cm^3)
EC	(1-1)	t (A-D)	5,6	0,2	0,4	5,9	0,0010667	0,00018079
		t (D-F)	5,85	0,2	0,4	6,15	0,0010667	0,00017344
		t (F-I)	5,6	0,2	0,4	5,9	0,0010667	0,00018079
	(9-9)	t (A-D)	5,6	0,2	0,4	5,9	0,0010667	0,00018079
		t (D-F)	5,85	0,2	0,4	6,15	0,0010667	0,00017344
		t (F-I)	5,6	0,2	0,4	5,9	0,0010667	0,00018079

Tableau IV.22 : Rigidités linéaires des poutres longitudinales

IV.5.2 Rigidité transversal des poutres EC :

			l(m)	a(m)	h(m)	lc(m)	Ipoutre	E*10³(kN/m²)	Rvx*10³(kN/m)	Yi (m)	Rvx*Yi	
EC	(D-D)	t(1-2)	1.59	0.15	0.60	1.67	0.00	32 164 195.00	225 774.55	1.00	224 645.68	
		t(3-5)	5.11	0.15	0.60	5.19	0.00	32 164 195.00	7 476.04	7.44	55 603.02	
		t(5-7)	5.11	0.15	0.60	5.19	0.00	32 164 195.00	7 476.04	12.99	97 132.40	
		t(8-9)	1.59	0.15	0.60	1.67	0.00	32 164 195.00	225 774.55	15.79	3 564 415.69	
			SOMME							466 501.17		3 941 796.79
	(F-F)	t(1-2)	1.59	0.15	0.60	1.67	0.00	32 164 195.00	225 774.55	1.00	224 645.68	
		t(3-5)	5.11	0.15	0.60	5.19	0.00	32 164 195.00	7 476.04	7.44	55 603.02	
		t(5-7)	5.11	0.15	0.60	5.19	0.00	32 164 195.00	7 476.04	12.99	97 132.40	
t(8-9)		1.59	0.15	0.60	1.67	0.00	32 164 195.00	225 774.55	15.79	3 564 415.69		
									466 501.17		3 941 796.79	

Tableau IV.22 : Rigidités transversales des poutres EC

IV.5.3 Rigidité longitudinal des poutres E C :

NIV			l(m)	a(m)	h(m)	lc(m)	Ipoutre	E*10 ³ (kN/m ²)	Rvy*10 ³ (kN/m)	Xi (m)	Rvy*Xi
EC	(4-4)	t(A-B)	1.59	0.15	0.60	1.69	0.00	32 164 195.00	215 902.46	1.00	214
		t(C-D)	2.04	0.15	0.60	2.14	0.00	32 164 195.00	107 083.87	4.81	514
		t(D-E)	2.93	0.15	0.60	3.03	0.00	32 164 195.00	37 647.97	7.44	280
		t(E-F)	2.93	0.15	0.60	3.03	0.00	32 164 195.00	37 647.97	8.90	335
		t(F-G)	2.04	0.15	0.60	2.14	0.00	32 164 195.00	107 083.87	12.99	1 391
		t(H-I)	1.59	0.15	0.60	1.69	0.00	32 164 195.00	215 902.46	15.79	3 408
		SOMME								721 268.59	
	(6-6)	t(A-B)	1.59	0.15	0.60	1.69	0.00	32 164 195.00	215 902.46	1.00	214
		t(C-D)	2.04	0.15	0.60	2.14	0.00	32 164 195.00	107 083.87	4.81	514
		t(D-E)	2.93	0.15	0.60	3.03	0.00	32 164 195.00	37 647.97	7.44	280
		t(E-F)	2.93	0.15	0.60	3.03	0.00	32 164 195.00	37 647.97	8.90	335
		t(F-G)	2.04	0.15	0.60	2.14	0.00	32 164 195.00	107 083.87	12.99	1 391
		t(H-I)	1.59	0.15	0.60	1.69	0.00	32 164 195.00	215 902.46	15.79	3 408
		SOMME								721 268.59	

Tableau IV.23 : Rigidités longitudinales des poutres EC

IV.5.4 Calcule des rigidités corrigées des portiques transversaux :

NIV	Portique	Pot	$k_{pot} \times 10^{-5} (\text{cm}^3)$	Travée	$k_{poutre} (\text{cm}^3)$	$k (\text{cm}^3)$	a_j	$h_c (m)$	$E \times 10^3 (\text{kN/m}^2)$	$r_{jx} \times 10^3$	$\sum r_{jx} \times 10^3$	$Y_i (m)$	$r_{jx} \times Y_i \times 10^3$
EC	(A-A)	1	5,626	t(1-4)	0,00018079	3,2135593	0,616384915	2,37	32164195,00	2382,866068	7642,117656	8,9	68014,84713
		2	2,373	t(4-6)	0,00017344	14,925004	0,881831639	2,37	32164195,00	1438,19276			
		3	2,373	t(6-9)	0,00018079	14,925004	0,881831639	2,37	32164195,00	1438,19276			
		4	5,626			3,2135593	0,616384915	2,37	32164195,00	2382,866068			
	I-I	1	5,626	t(1-4)	0,00018079	3,2135593	0,616384915	2,37	32164195,00	2382,866068	7642,117656	8,9	68014,84713
		2	2,373	t(4-6)	0,00017344	14,925004	0,881831639	2,37	32164195,00	1438,19276			
		3	2,373	t(6-9)	0,00018079	14,925004	0,881831639	2,37	32164195,00	1438,19276			
		4	5,626			3,2135593	0,616384915	2,37	32164195,00	2382,866068			

Tableau IV.25 : rigidités corrigées des portiques transversaux EC

IV.5.5 Calcule des rigidités corrigées des portiques longitudinaux :

NIV	Portique	POT	Kpot	travée	Kpout	K	aj	hc	E*10 ³	rjy*10 ³	$\Sigma R_{jy} * 10^3$	Xi(m)	RjY*Xi 10 ³
EC	(1-1)	A	0.000056	t(A-D)	0.00018	3.21	0.62	2.37	32 164 195.00	2 382.87	9 448.88	8.90	84 095.07
		B	0.000042	t(D-F)	0.00017	8.40	0.81	2.37	32 164 195.00	2 341.58			
		C	0.000042	t(F-I)	0.00018	8.40	0.81	2.37	32 164 195.00	2 341.58			
		D	0.000056			3.21	0.62	2.37	32 164 195.00	2 382.87			
	(9-9)	A	0.000056	t(A-D)	0.00018	3.21	0.62	2.37	32 164 195.00	2 382.87	9 448.88	8.90	84 095.07
		B	0.000042	t(D-F)	0.00017	8.40	0.81	2.37	32 164 195.00	2 341.58			
		C	0.000042	t(F-I)	0.00018	8.40	0.81	2.37	32 164 195.00	2 341.58			
		D	0.000056			3.21	0.62	2.37	32 164 195.00	2 382.87			

Tableau IV.26 : rigidités corrigées des portiques longitudinaux EC

CENTRE DE TORSION TRANSVERSAL DES PORTIQUES :

CENTRE DE TORSION LONGITUDINAL DES PORTIQUES

NIV	Port	RjX*10 ³	RjX*Yi	Xc(m)
EC	(A-A)	7 642.12	68 014.85	8.46
	(D-D)	466 501.17	3 941 796.79	
	(F-F)	466 501.17	3 941 796.79	
	(I-I)	7 642.12	68 014.85	
	SOMME	948 286.58	8 019 623.28	

NIV	Port	Rjy*10 ³	Rjy*Xi	Yc (m)
EC	(1-1)	9 448.88	84 095.07	8.52
	(4-4)	721 268.59	6 144 549.56	
	(6-6)	721 268.59	6 144 549.56	
	(9-9)	9 448.88	84 095.07	
	SOMME	1 461 434.95	12 457 289.25	

Tableau IV.26: Centre de torsion transversal des portiques

Tableau IV.27: Centre de torsion longitudinal des

IV.5.6 Centre de torsion de l'étage :

niv	VOILE		PORTIQUE		Xc
EC	($\sum RjY * Xc$)	($\sum RjY$)	($\sum Rjy * Xc$)	($\sum RjY$)	8.90
	2 168 678 262.51	243 680 140.53	12 457 289.25	1 461 434.95	
	VOILE		PORTIQUE		Yc
	($\sum Rjx * Yc$)	($\sum Rjx$)	($\sum Rjx * Yc$)	($\sum Rjx$)	8.91
	2 167 934 763.79	243 344 577.56	8 019 623.28	948 286.58	

Tableau IV.28 : Centre de torsion de l'étage courante

IV.6 Rigidité des poutres de RDC :

IV.6.1 Travées transversal (a-a et i-i) :

NIV	portique	Travées	l(m)	a(m)	h(m)	lc(m)	Ipoutre	E*10 ³ (kN/m ²)	Rvx*10 ³ (kN/m)	Yi (m)	Rvx*Yi	
RDC	(A-A)	t(1-4)	5.60	0.20	0.40	5.90	0.0011	32 164 195.00	2 004.59	8.90	51 434.21	
		t(4-6)	5.85	0.20	0.40	6.15	0.0011	32 164 195.00	1 769.93			
		t(6-9)	5.60	0.20	0.40	5.90	0.0011	32 164 195.00	2 004.59			
	SOMME									5 779.12		
	(I-I)	t(1-4)	5.60	0.20	0.40	5.90	0.0011	32 164 195.00	2 004.59	8.90	51 434.21	
		t(4-6)	5.85	0.20	0.40	6.15	0.0011	32 164 195.00	1 769.93			
		t(6-9)	5.60	0.20	0.40	5.90	0.0011	32 164 195.00	2 004.59			
	SOMME									5 779.12		

Tableau IV.29 : Rigidité des portiques transversaux (a-a et i-i)

IV.6.2 Travées transversal (d-d et f-f) :

NIV	portique	Travées	l(m)	a(m)	h(m)	lc(m)	lpoutre	E*10 ³ (kN/m ²)	Rvx(kN/m)	Yi (m)	Rvx*Yi	
RDC	(D-D)	t(1-2)	1.59	0.25	0.80	1.67	0.01	32 164 195.00	891 948.83	1.00	887 489.09	
		t(3-5)	5.11	0.25	0.80	5.19	0.01	32 164 195.00	29 534.96	7.44	219 592.42	
		t(5-7)	5.11	0.25	0.80	5.19	0.01	32 164 195.00	29 534.96	12.99	383 732.96	
		t(8-9)	1.59	0.25	0.80	1.67	0.01	32 164 195.00	891 948.83	15.79	14 081 642.23	
	SOMME									1 842 967.59		15 572 456.70
	(F-F)	t(1-2)	1.59	0.25	0.80	1.67	0.01	32 164 195.00	891 948.83	1.00	887 489.09	
		t(3-5)	5.11	0.25	0.80	5.19	0.01	32 164 195.00	29 534.96	7.44	219 592.42	
		t(5-7)	5.11	0.25	0.80	5.19	0.01	32 164 195.00	29 534.96	12.99	383 732.96	
t(8-9)		1.59	0.25	0.80	1.67	0.01	32 164 195.00	891 948.83	15.79	14 081 642.23		
SOMME									1 842 967.59		15 72 456.70	

Tableau IV.30 : Rigidité des portiques transversaux (d-d et f-f)

IV.6.3 Travée longitudinal (1-1 et 9-9) :

NIV	portique	Travées	l(m)	a(m)	h(m)	lc(m)	I poutre	E*10 ³ (kN/m ²)	Rvy*10 ³ (kN/m)	Xi (m)	Rvy*Xi
RDC	(1-1)	t(a-d)	5.60	0.20	0.40	5.90	0.0011	32 164 195.00	2 004.59	8.90	51 434.21
		t(d-f)	5.85	0.20	0.40	6.15	0.0011	32 164 195.00	1 769.93		
		t(f-i)	5.60	0.20	0.40	5.90	0.0011	32 164 195.00	2 004.59		
	SOMME								5 779.12		
	(9-9)	t(a-d)	5.60	0.20	0.40	5.90	0.0011	32 164 195.00	2 004.59	8.90	51 434.21
		t(d-f)	5.85	0.20	0.40	6.15	0.0011	32 164 195.00	1 769.93		
		t(f-i)	5.60	0.20	0.40	5.90	0.0011	32 164 195.00	2 004.59		
	SOMME								5 779.12		

Tableau IV.31 : Rigidité des portiques longitudinaux (1-1 et 9-9)

IV.6.4 Travée longitudinal (4-4 et 6-6) :

NIV	portique	Travées	l(m)	b(m)	h(m)	lc(m)	Ipoutre	E*10 ³ (kN/m ²)	Rvy(kN/m)	Xi	Rvy*Xi
RDC	(4-4)	t(A-B)	1.59	0.25	0.80	1.69	0.01	32 164 195.00	852 947.97	1.00	848 683.23
		t(C-D)	2.04	0.25	0.80	2.14	0.01	32 164 195.00	423 047.39	4.81	2 033 800.32
		t(D-E)	2.93	0.25	0.80	3.03	0.01	32 164 195.00	148 732.72	7.44	1 106 199.60
		t(E-F)	2.93	0.25	0.80	3.03	0.01	32 164 195.00	148 732.72	8.90	1 323 721.20
		t(F-G)	2.04	0.25	0.80	2.14	0.01	32 164 195.00	423 047.39	12.99	5 496 443.19
		t(H-I)	1.59	0.25	0.80	1.69	0.01	32 164 195.00	852 947.97	15.79	13 465 916.15
		SOMME								2 849 456.16	
	(6-6)	t(A-B)	1.59	0.25	0.80	1.69	0.01	32 164 195.00	852 947.97	1.00	848 683.23
		t(C-D)	2.04	0.25	0.80	2.14	0.01	32 164 195.00	423 047.39	4.81	2 033 800.32
		t(D-E)	2.93	0.25	0.80	3.03	0.01	32 164 195.00	148 732.72	7.44	1 106 199.60
		t(E-F)	2.93	0.25	0.80	3.03	0.01	32 164 195.00	148 732.72	8.90	1 323 721.20
		t(F-G)	2.04	0.25	0.80	2.14	0.01	32 164 195.00	423 047.39	12.99	5 496 443.19
		t(H-I)	1.59	0.25	0.80	1.69	0.01	32 164 195.00	852 947.97	15.79	13 465 916.15
								2 849 456.16		24 274 763.70	

Tableau IV.32 : Rigidité des portiques longitudinaux (4-4 et 6-6)

IV.6.5 Centre de torsion transversal des travées de RDC

NIV	Port	RjX*10 ³ (kN/m)	RjX*Yi	Xc (m)
RDC	(A-A)	5 779.12	51 434.21	8.45
	(D-D)	1 842 967.59	15 572 456.70	
	(F-F)	1 842 967.59	15 572 456.70	
	(I-I)	5 779.12	51 434.21	
	SOMME	3 697 493.43	31 247 781.82	

Tableau IV.33 : centre de torsion transversal des portiques RDC

IV.6.6 Centre de torsion longitudinal des travées RDC

NIV	Port	Rjy*10 ³ (kN/m)	Rjy*Xi	Yc (m)
RDC	(1-1)	5 779.12	51 434.21	8.52
	(4-4)	2 849 456.16	24 274 763.70	
	(6-6)	2 849 456.16	24 274 763.70	
	(9-9)	5 779.12	51 434.21	
	SOMME	5 710 470.58	48 652 395.81	

Tableau IV.34 : centre de torsion longitudinal de portiques RDC

IV.6.6 Centre de torsion d'étage (voiles +portiques)

niv	VOILE		PORTIQUE		Xc (m)
	($\sum RjY * Xc$)	($\sum RjY$)	($\sum Rjy * Xc$)	($\sum RjY$) (kN/m)	
RDC	471 902 933.83	53 019 208.53	48 652 395.81	5 710 470.58	8.86
	VOILE		PORTIQUE		
	($\sum Rjx * Yc$)	($\sum Rjx$)	($\sum Rjx * Yc$)	($\sum Rjx$) (kN/m)	
	496 024 278.22	55 675 212.35	31 247 781.82	3 697 493.43	8.88

Tableau IV.36 : centre de torsion de l'ensemble (voiles + portiques) RDC

IV.7 Récapitulatif des tableaux :

Le centre de torsion est calculé comme suite :

IV.7.1 Centre de torsion pour étage courante :**A) Centre de torsion des voiles :**

$$X_{cj} = \frac{\sum \bar{R}_{jy} x_j}{\sum R_{jy}} = 8.89m$$

$$Y_{cj} = \frac{\sum \bar{R}_{jx} x_j}{\sum R_{jx}} = 8.90m$$

B) Centre de torsion des portiques :

$$X_{cj} = \frac{\sum \bar{R}_{jy} x_j}{\sum R_{jy}} = 8.46m$$

$$Y_{cj} = \frac{\sum \bar{R}_{jx} x_j}{\sum R_{jx}} = 8.52m$$

Centre de torsion d'étage (voiles + portiques) :

$$X_{cj} = \frac{(\sum R_{jy} x_c)^{voile} + (\sum R_{jy} x_c)^{portique}}{(\sum R_{jy})^{voile} + (\sum R_{jy})^{portique}} = 8.46m$$

$$Y_{cj} = \frac{(\sum R_{jx} x_c)^{voile} + (\sum R_{jx} x_c)^{portique}}{(\sum R_{jx})^{voile} + (\sum R_{jx})^{portique}} = 8.52m$$

✓ Les coordonnées de centre de torsion : $(X_c; Y_c) = (8.46 ; 8.52)$

IV.7.2 Centre de torsion pour RDC :**A) Centre de torsion des voiles :**

$$X_{cj} = \frac{\sum \bar{R}_{jy} x_j}{\sum R_{jy}} = 8.90m$$

$$Y_{cj} = \frac{\sum \bar{R}_{jx} x_j}{\sum R_{jx}} = 8.90m$$

B) Centre de torsion des portiques :

$$X_{cj} = \frac{\sum \bar{R}_{jy} X_j}{\sum R_{jy}} = 8.45m$$

$$Y_{cj} = \frac{\sum \bar{R}_{jx} X_j}{\sum R_{jx}} = 8.52m$$

❖ Centre de torsion d'étage (voiles + portiques) :

$$X_{cj} = \frac{(\sum R_{jy} X_c)^{voile} + (\sum R_{jy} X_c)^{portique}}{(\sum R_{jy})^{voile} + (\sum R_{jy})^{portique}} = 8.86m$$

$$Y_{cj} = \frac{(\sum R_{jx} X_c)^{voile} + (\sum R_{jx} X_c)^{portique}}{(\sum R_{jx})^{voile} + (\sum R_{jx})^{portique}} = 8.88m$$

✓ Les coordonnées de centre de torsion : $(X_c; Y_c) = (8.86 ; 8.88)$

IV.8 Calcul de l'excentricité :(RPA Art 4.2.7)

- Excentricité théorique :

$$e_{xt} = (X_c - X_g)$$

$$e_{yt} = (Y_c - Y_g)$$

- Excentricité accidentelle :

$$e_a = 5\% L$$

Avec : L la plus grande dimension en plan de bâtiment.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	Centre de torsion		Centre de masse		Excentrement		Excentricité accidentelle
	Xc(m)	Yc(m)	Xg(m)	Yg(m)	ex (m)	ey(m)	
<i>EC</i>	8.90	8.91	9.31	8.90	- 0.41	0.00	0.89m
<i>RDC</i>	8.86	8.88	9.14	8.89	- 0.28	- 0.01	

Tableau IV.38 : Calcul de l'excentricité

❖ Selon le RPA 99 version 2003, l'excentricité à prendre en compte est :

$$e_x = \max(e_{xt}; e_a) = 0.89m$$

$$e_y = \max(e_{yt}; e_a) = 0.89m$$

Donc le nouveau centre de torsion est :

a. Etage courante :

$$e_x = X_c - X_g \rightarrow X_c = X_g + e_x = 9.79m$$

$$e_y = Y_c - Y_G \rightarrow Y_c = y_G + e_y = 9.80\text{m}$$

b. RDC :

$$e_x = X_c - X_G \rightarrow X_c = X_G + e_x = 9.75\text{m}$$

$$e_y = Y_c - Y_G \rightarrow Y_c = y_G + e_y = 9.77\text{m}$$

IV.9 Calcul de la rigidité a la torsion :

La rigidité à la torsion est donnée par la formule suivante :

$$R_{j\theta} = \sum R_{jy} (X_t)^2 + \sum R_{jx} (Y_l)^2$$

Avec : R_{jx} : Rigidité du portique (voile) longitudinal.

R_{jy} : Rigidité du portique (voile) transversal.

X_t : Distance de portique (voile) transversal /au centre de torsion X_c

Y_l : Distance de portique (voile) longitudinal /au centre de torsion Y_c

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

IV.9.1 Rigidité a la torsion des portiques :

A) pour étage courante :

	Travée	R _{jy} (kN/m)	Xi (m)	R _{jy} *(Xi) ²	Portique	Travée	R _{jx} (kN/m)	Yi (m)	R _{jx} *(Yi) ²	
(1-1)	a-i	5 779.12	0.85	4 210.68	(A-A)	(1-9)	5 779.12	0.84	4 117.49	
(4-4)	a-b	852 947.97	8.76	65 431 992.89	(D-D)	(1-2)	891 948.83	8.75	68 275 529.80	
	c-d	423 047.39	4.95	10 349 316.09		(3-5)	29 534.96	2.31	157 476.48	
	d-e	148 732.72	2.32	797 837.42		(5-7)	29 534.96	3.25	311 659.06	
	e-f	148 732.72	0.85	108 367.00		(8-9)	891 948.83	6.04	32 576 541.46	
	f-g	423 047.39	3.24	4 438 016.47		(F-F)	(1-2)	891 948.83	8.75	68 275 529.80
	h-i	852 947.97	6.03	31 054 271.27			(3-5)	29 534.96	2.31	157 476.48
(6-6)	a-b	852 947.97	8.76	65 431 992.89	(I-I)	(5-7)	29 534.96	3.25	311 659.06	
	c-d	423 047.39	4.95	10 349 316.09		(8-9)	891 948.83	6.04	32 576 541.46	
	d-e	148 732.72	2.32	797 837.42		(1-9)	5 779.12	0.84	4 117.49	
	e-f	148 732.72	0.85	108 367.00		202 650 648.60				
	f-g	423 047.39	3.24	4 438 016.47						
	h-i	852 947.97	6.03	31 054 271.27						
(9-9)	a-i	5 779.12	0.85	4 210.68	224 368 023.69					
				224 368 023.69		R_{Jθ}*10³(KN.m²)		427 018 672.29		

Tableau IV.39 : Rigidité a la torsion des portiques EC

On aura :

✓ $R_{j\theta}=427\ 0180\ 672.29\text{KN.m}^2$

B) Pour RDC :

Portique	Travée	R _{jy} (kN/m)	Xi (m)	R _{jy} *(Xi) ²	Portique	Travée	R _{jx} (kN/m)	Yi (m)	R _{jx} *(Yi) ²		
(1-1)	a-i	5 779.12	0.85	4 210.68	(A-A)	(1-9)	5 779.12	0.84	4 117.49		
(4-4)	a-b	852 947.97	8.76	65 431 992.89	(D-D)	(1-2)	891 948.83	8.75	68 275 529.80		
	c-d	423 047.39	4.95	10 349 316.09		(3-5)	29 534.96	2.31	157 476.48		
	d-e	148 732.72	2.32	797 837.42		(5-7)	29 534.96	3.25	311 659.06		
	e-f	148 732.72	0.85	108 367.00		(8-9)	891 948.83	6.04	32 576 541.46		
	f-g	423 047.39	3.24	4 438 016.47	(F-F)	(1-2)	891 948.83	8.75	68 275 529.80		
	h-i	852 947.97	6.03	31 054 271.27		(3-5)	29 534.96	2.31	157 476.48		
(6-6)	a-b	852 947.97	8.76	65 431 992.89	(I-I)	(5-7)	29 534.96	3.25	311 659.06		
	c-d	423 047.39	4.95	10 349 316.09		(8-9)	891 948.83	6.04	32 576 541.46		
	d-e	148 732.72	2.32	797 837.42		(1-9)	5 779.12	0.84	4 117.49		
	e-f	148 732.72	0.85	108 367.00	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>RJθ*10³ (KN.m²)</td> <td>427 018 672.29</td> </tr> </table>					RJθ*10³ (KN.m²)	427 018 672.29
	RJθ*10³ (KN.m²)	427 018 672.29									
	f-g	423 047.39	3.24	4 438 016.47							
h-i	852 947.97	6.03	31 054 271.27								
(9-9)	a-i	5 779.12	0.85	4 210.68	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>RJθ*10³ (KN.m²)</td> <td>427 018 672.29</td> </tr> </table>					RJθ*10³ (KN.m²)	427 018 672.29
RJθ*10³ (KN.m²)	427 018 672.29										
				224 368 023.69							

Tableau IV.40 : Rigidité a la torsion des portiques RDC

On aura

$$\checkmark R_{j\theta} = 427\,018\,0672.29.10^3 \text{ KN.m}^2$$

IV.9.2 Rigidité a la torsion des voiles :

A) Pour étage courante :

sens longitudinal				sens transversal			
voile	R _{jy} (kN/m)	X _i (m)	R _{jy} *(X _i) ²	voile	R _{jx} (kN/m)	Y _i (m)	R _{jx} *(Y _i) ²
VL1	1 632 706.95	7.00	79 944 423.43	VT1	1 632 706.95	7.01	80 166 270.75
VL2	1 632 706.95	5.32	46 253 789.05	VT2	1 632 706.95	7.01	80 166 270.75
VL3	1 632 706.95	7.00	79 944 423.43	VT3	1 632 706.95	5.31	46 085 313.54
VL4	1 632 706.95	5.32	46 253 789.05	VT4	1 632 706.95	5.31	46 085 313.54
VL5	835 945.96	1.99	3 301 959.70	VT5	1 877 776.27	1.11	2 311 336.45
VL6	234 821.61	1.04	255 669.65	noyau	234 935 973.48	0.90	189 096 899.93
VL7	694 556.88	1.30	1 167 574.52	SOMME			443 911 404.97
VL8	448 014.79	1.07	513 457.07	RJθ*10³(KN.m²)			886 575 519.05
noyau	234 935 973.48	0.89	185 029 028.19				
SOMME			442 664 114.08				

Tableau IV.41 : Rigidité a la torsion des voiles EC

On aura :

$$\checkmark R_{j\theta} = 886\,575\,519.05 \text{ KN.m}^2$$

B) pour RDC :

sens longitudinal				sens transversal			
Voile	R _{jy} (kN/m)	X _i (m)	R _{jy} *(X _i) ²	voile	R _{jx} (kN/m)	Y _i (m)	R _{jx} *(Y _i) ²
VL1	581 673.09	6.96	28 206 185.94	VT1	581 673.09	6.98	28 345 149.10
VL2	581 673.09	5.36	16 688 906.56	VT2	581 673.09	6.98	28 345 149.10
VL3	581 673.09	6.96	28 206 185.94	VT3	581 673.09	5.34	16 582 317.55
VL4	581 673.09	5.36	16 688 906.56	VT4	581 673.09	5.34	16 582 317.55
VL5	178 689.97	1.95	681 967.21	VT5	401 214.83	1.08	470 593.22
VL6	50 194.95	1.08	58 256.96	noyau	50 219 397.64	0.87	38 073 538.11
VL7	148 466.95	1.33	262 788.28	SOMME			128 399 064.64
VL8	95 766.66	1.10	116 810.33	R_{Jθ}*10³(KN.m²)		255 899 042.06	
Noyau	50 219 397.64	0.85	36 589 969.64				
SOMME			127 499 977.42				

Tableau IV.42 : Rigidité a la torsion des voiles RDC

On aura :

✓ $R_{j\theta} = 255\,899\,042.06 \text{ KN.m}^2$

IV.9.3 Rigidité à la torsion de l'ensemble (voiles+portiques) :

	$R_{j\theta} \cdot 10^3 (\text{VOILE}) \text{ (KN.m}^2\text{)}$	$R_{j\theta} \cdot 10^3 (\text{PORTIQUE}) \text{ KN.m}^2$	$R_{j\theta} \cdot 10^3 (\text{ETAGE}) \text{ KN.m}^2$
RDC	255 899 042.06	427 018 672.29	682 917 714.35
EC	886 575 519.05	111 825 340.76	998 400 859.81

Tableau IV.43 : Rigidité a la torsion de l'ensemble (voiles+portiques)

On aura :

- ✓ $R_{j\theta} \text{RDC} : 682\,917\,714.35 \text{ KN.m}^2$
- ✓ $R_{j\theta} \text{EC} : 998\,400\,859.81 \text{ KN.m}^2$

IV.10 Calcul de l'inertie polaire des voiles :

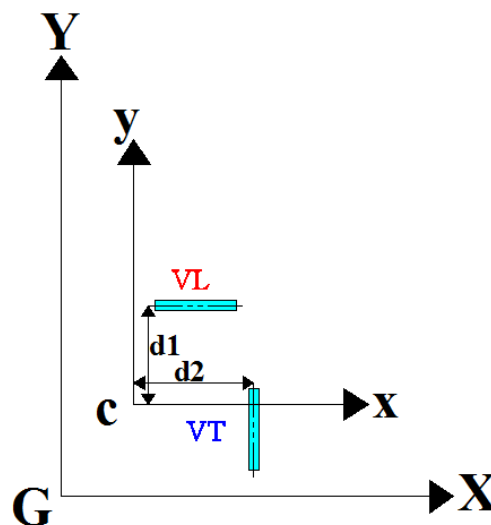
L'inertie polaire de torsion est donnée par la relation suivante :

$$J_{\theta} = \sum I_y * d_1^2 + \sum I_x * d_2^2$$

Avec :

d_1 : distance entre le voile transversal V_T et le centre de torsion C.

d_2 : distance entre le voile longitudinal V_L et le centre de torsion C.

**a. L'inertie polaire des voiles de l'étage courant :**

sens longitudinal étage courant			
VOILE	I_y (m ⁴)	d_1 (m)	$I_y * d_1^2$
VL1	0,1	-3,9	1,521
VL2	0,1	-3,9	1,521
VL3	0,1	2,1	0,441
VL4	0,1	2,1	0,441
VL5	0,0512	0,0135	9,3312E-06
VL6	0,014382349	1,593	0,036497354
VL7	0,042540205	0,127	0,000686131
VL8	0,02744	0,904	0,022424407
somme			3,983617223

Tableau IV.44 : Inertie polaire des voiles de l'étage courant (sens longitudinal)

sens transversal étage courant			
voiles	I_x (m ⁴)	d (m)	I_x*d^2
VT1	0,1	-3,89	1,51321
VT2	0,1	2,11	0,44521
VT3	0,1	-3,89	1,51321
VT4	0,1	2,11	0,44521
VT5	0,11501	0,715	0,058795987
somme			3,975635987

Tableau IV.45 : Inertie polaire des voiles de l'étage courant (sens transversal)

a. L'inertie polaire des voiles du RDC :

sens longitudinal rdc			
VOILE	I_y (m ⁴)	d_1^2 (m ²)	$I_y*d_1^2$
VL1	0,166666667	-3,87	2,496150005
VL2	0,166666667	-3,87	2,496150005
VL3	0,166666667	2,13	0,756150002
VL4	0,166666667	2,13	0,756150002
VL5	0,0512	0,0135	9,3312E-06
VL6	0,014382349	1,593	0,036497354
VL7	0,042540205	0,1225	0,000638369
VL8	0,02744	0,952	0,024868982
somme			6,566614048

Tableau IV.46 L'inertie polaire des voiles RDC dans sens longitudinal

sens transversal rdc			
voiles	I_x (m ⁴)	d_2 (m ²)	$I_x*d_2^2$
VT1	0,1666667	-3,85	2,470416672
VT2	0,1666667	2,15	0,770416668
VT3	0,1666667	-3,85	2,470416672
VT4	0,1666667	2,15	0,770416668
VT5	0,11496	0,715	0,058770426
somme			6,540437106

Tableau IV.47 L'inertie polaire des voiles RDC dans sens transversal

Finalement pour l'étage courant en aura :

$$J_{\theta} = 7,96 \text{ m}^6$$

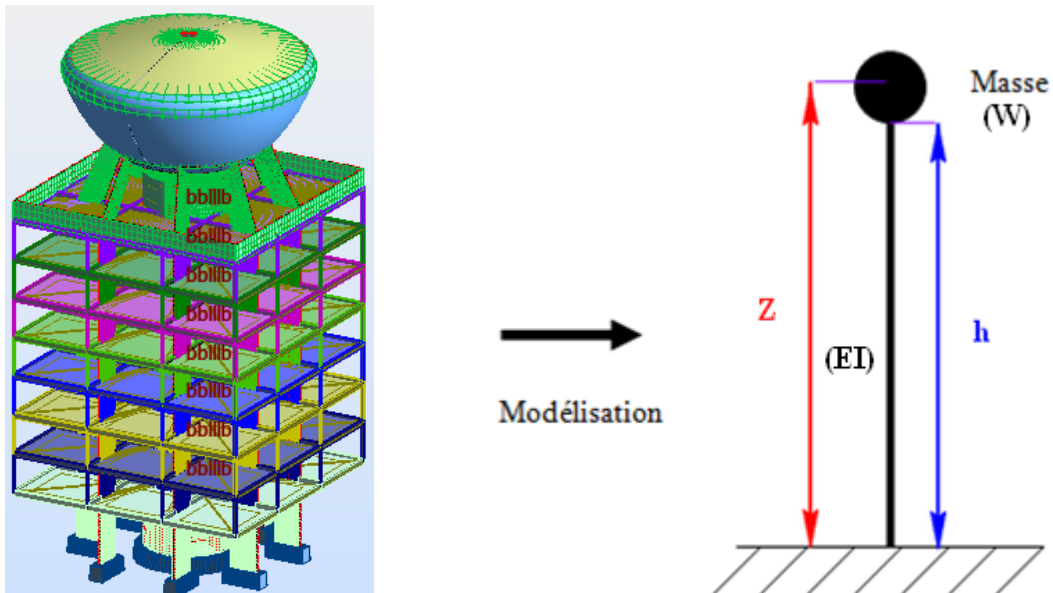
Et pour le RDC en aura :

$$J_{\theta} = 13,10 \text{ m}^6$$

niveaux	Elements	J Θ (XX)	J Θ (YY)	% sens X	% sens Y
VIII à II	voiles	3,9836	3,9756	23,5242456	23,689492
	noyau	12,9504181	12,8065245	76,4757544	76,310508
somme		16,9340181	16,7821245	100	100
I (RDC)	voiles	6,5666	6,5404	33,6455087	33,80589
	noyau	12,9504181	12,8065245	66,3544913	66,19411
somme		19,5170181	19,3469245	100	100

Tableau III.48 : pourcentage des inerties polaires revenant aux éléments porteurs

IV.11 Calcul de la période fondamentale :



Les formules empirique [(4-6) et (4-7) de l'article 4.2.4. RPA 99 v 2003] a partir desquelles on peut estimer la valeur du période fondamental (T) de la structure :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

Ne peuvent s'appliquer qu'aux bâtiments ordinaires, or notre structure est un ouvrage d'art mixte (bâtiment+réservoir) qui possède un comportement différent d'un bâtiment classique(on est conforté dans notre conclusion par la thèse d'ingénieur faite par les deux demoiselles ARAB Souad et ALLANE Nadia), pour cette raison nous allons utiliser la méthode de la

console de RAYLEIGH qui permet le calcul des périodes de vibration d'un ouvrage assimilé à une masse concentrée reposant sur un support de masse non négligeable, on considère que le support est d'une section transversale constante, par la formule suivante :

$$T = 2\pi \left((W' * Z^3) / (3g * EI) \right)^{0.5}$$

Avec :

$$W' = W + (33 * P * h_{\text{support}} / 140)$$

W : poids de la masse concentrée (poids du réservoir plein dans notre cas).

P : poids du support par unité de longueur.

I : moment d'inertie de la section transversale du support (dans notre cas c'est l'inertie moyenne des étages + inertie des voiles porteurs du réservoir).

E : module de YOUNG du béton armé.

Z : la hauteur de centre de gravité de la masse oscillante par rapport à l'encastrement.

La valeur du centre de gravité est donnée par la formule suivante :

$$Z_g = \sum (P_i * Z_i) / \sum (P_i)$$

- **Calcul du poids des différentes parties de l'ouvrage :**
- 1. **Poids du réservoir :**
- a) **Poids de la calotte sphérique (cuve) :**

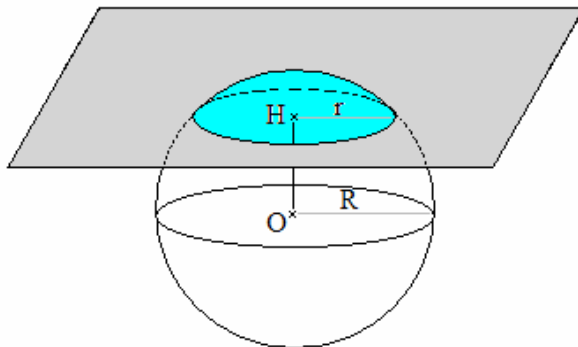


Figure IV.7

$$V = \pi * h^2 * (3R - h) / 3$$

En remarquant le lien entre R, h et le rayon de la section : $R^2 = (R - h)^2 + r^2$, soit $h^2 + r^2 = 2hR$, on peut obtenir une autre écriture pour ce volume :

$$V = 1/2 * \pi * h (h^2/3 + r^2)$$

Application numérique :

On calcule le volume extérieur et intérieur et on fait la différence avec :

$$h_{\text{int}} = 0,65\text{m}; h_{\text{ext}} = 0,9\text{m}; r_{\text{int}} = 2,78\text{m}; r_{\text{ext}} = 3,16\text{m}$$

$$\text{On aura alors } V = V_{\text{ext}} - V_{\text{int}} = 6,264\text{m}^3$$

Finalement le poids de la calotte sphérique sera égal à :

$$P = 6,264 * 25 = 156,6\text{kN}$$

b) poids des parois du réservoir :

On obtiendra ce résultat par différence des volumes entre les deux calottes de rayon r et r' ($r > r'$) on utilisant la formule suivante :

$$V = 1/2 * \pi * h (r'^2 + h^2/3 + r^2)$$

On divise les parois du réservoir selon leurs épaisseurs en quatre (04) segments sphériques et a chaque fois on calcul le volume extérieur et intérieur de chaque segment on aura alors :

$$V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$$

$$V = 9,37 + 14,35 + 76,39 + 12,83 = 112,94 \text{ m}^3$$

Finalement le poids des parois du réservoir sera égal a :

$$P = 112,94 * 25 = 2823,5 \text{ kN}$$

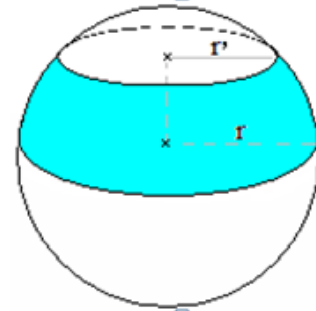


Figure IV.8

c) Poids de la coupole :

Le poids de la coupole sera calculé de la même manière que la cuve avec :

$$h_{\text{int}} = 1,5 \text{ m} ; h_{\text{ext}} = 1,6 \text{ m} ; r_{\text{int}} = 8,2 \text{ m} ; r_{\text{ext}} = 8,45 \text{ m}$$

Application numérique :

$$V = 1/2 * \pi * h (h^2/3 + r^2)$$

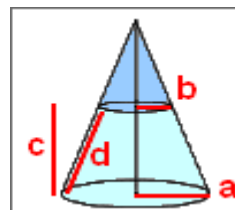
$$\text{On aura } V = V_{\text{ext}} - V_{\text{int}} - V_{\text{cylindre}} = 181,51 - 160,12 - 0,0785 = 21,31 \text{ m}^3$$

Finalement le poids de la coupole sera égal a :

$$P = 21,31 * 25 = 532,75 \text{ kN}$$

d) Poids de la cheminée :

La cheminée a une forme tronc de cône extérieurement et un cylindre intérieurement, son volume sera la différence entre son volume extérieur et intérieur.



$$\blacksquare V_{\text{tronc de cône}} = [\pi * c * (a^2 + a * b + b^2)] / 3$$

Figure IV.9

Application numérique :

$$V_{\text{tronc de cône}} = [\pi * 8,75 * (0,7^2 + 0,7 * 0,6 + 0,6^2)] / 3 = 11,63 \text{ m}^3$$

$$\blacksquare V_{\text{cylindre}} = \pi * a^2 * b$$

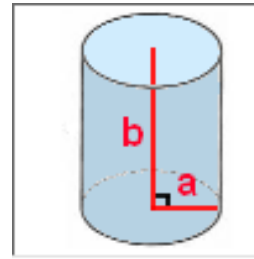


Figure IV.10

Application numérique :

$$V_{\text{cylindre}} = \pi * 0,5^2 * 8,75 = 6,869 \text{ m}^3$$

Finalement on aura le volume de la cheminée comme suite :

$$V_{\text{cheminée}} = V_{\text{tronc de cône}} - V_{\text{cylindre}}$$

Application numérique :

$$V_{\text{cheminée}} = 4,761 \text{ m}^3$$

Le poids de la cheminée sera alors égal a :

$$P = 4,761 * 25 = 119,025 \text{ kN}$$

On fin le poids total du réservoir vide sera égal a :

$$P_{\text{tot}} = 119,025 + 532,75 + 2823,5 + 156,6 = 3631,875 \text{ kN}$$

2. poids de l'eau :

On a : $V_{\text{eau}} = 1000 \text{ m}^3$

$$P_{\text{eau}} = 1000 * 10 = 10000 \text{ kN}$$

3. poids du réservoir plein :

$$W = P = P_{\text{eau}} + P_{\text{réservoir vide}} = 13631,875 \text{ kN}$$

4. poids du support par unité de longueur :

Le poids du support = poids des voiles porteur du réservoir + poids de tous les étages

Ou bien :

Le poids du support = poids de toute la structure - poids du réservoir plein

➤ **Calcule des poids de toute la structure:**

- Poids de chaque étage :

- ❖ **Niveau 1 :**

Poutres :

$$\Rightarrow 2x [(0,15 \times 0,6) + (0,25 \times 0,8) \times 17,8 \times 2500] = 25810 \text{Kg}$$

Poutres de chainages :

$$\Rightarrow 4x [0,4 \times 0,2 \times 2500 \times 17,8] = 14240 \text{Kg}$$

Voiles

$$\Rightarrow 1/2 [(8x [(2 \times 0,25) \times 4,8 \times 2500]) + (8x [(2 \times 0,15) \times 4,8 \times 2500])] = 32550 \text{Kg}$$

Noyau

$$S = \pi(R^2 - r^2)$$

AN :

$$S = 3.14(3.075^2 - 2.925^2) = 2,83 \text{m}^2$$

$$\Rightarrow 1/2 [(2,83 \times 4,8 \times 2500) + (2,83 \times 2,87 \times 2500)] = 27113,125 \text{Kg}$$

Plancher

$$\Rightarrow 514x (17,8^2 - 2,83) = 161401,14 \text{Kg}$$

20% Surcharges

$$\Rightarrow 150 \times (17,8^2 - 2,83) \times 0,2 = 9420,3 \text{Kg}$$

$$W \text{ total} = 25810 + 14240 + 27113,125 + 161401,14 + 9420,3 = 265087,59 \text{Kg}$$

W total=2650,8759KN

- ❖ **Niveau 2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6:**

Poutres :

$$\Rightarrow 2x [(0,15 \times 0,6) + (0,25 \times 0,8) \times 17,8 \times 2500] = 25810 \text{Kg}$$

Poutres de chainages :

$$\Rightarrow 4x [0,4x0, 2x2500x17,8]=14240\text{Kg}$$

Poteaux :

$$\Rightarrow [(0,2^2X4) + (0,15X0,2X8)]x2,87x2500=2870\text{Kg}$$

Voiles

$$\Rightarrow 8x [(2x0,25)x4,8x2500]=17100\text{Kg}$$

Plancher

$$\Rightarrow 161401,14\text{Kg (identique au plancher RDC)}$$

Noyau

$$\Rightarrow 2,83x2,87x2500= 20305,25 \text{ Kg}$$

20% Surcharges

$$\Rightarrow 9420,3\text{Kg (Identique au plancher RDC)}$$

Poteaux :

$$W \text{ total}=25810+14240+2870+17100+161401,14+20305,25+9420,3 =251146,69\text{Kg}$$

$W \text{ total}=2511,4669\text{KN}$

❖ **Niveau 7 :**

Poutres :

$$\Rightarrow 25810\text{Kg}$$

Poutres de chainages

$$\Rightarrow 14240\text{Kg}$$

Poteaux :

$$\Rightarrow \frac{1}{2}(2870)=1435\text{Kg}$$

Plancher

$$\Rightarrow 877 \times (17,8^2 - 2,83) = 275386,77 \text{ Kg}$$

Noyau

$$\Rightarrow \frac{1}{2}(20305,25) + \frac{1}{2}(2,83 \times 1,7 \times 2500) = 16166,375\text{Kg}$$

20% Surcharges

$$\Rightarrow 9420,3\text{Kg (Identique au plancher EC)}$$

Voiles

$$\Rightarrow \frac{1}{2}(17100 + (1,7 \times 0,25 \times 2500 \times 4,16 \times 8)) = 26230\text{Kg}$$

$$W_{\text{total}} = 25810 + 14240 + 1435 + 275386,77 + 16166,375 + 9420,3 + 26230 = 363926,96\text{Kg}$$

W total=3639,2696KN

✓ **Remarque:**

Le poids de chaque niveau sera calculé selon la formule suivante :

$$M_i = \frac{1}{2} M_n + \frac{1}{2} M_{n+1}$$

M_i : poids de niveau considéré

M_n : poids des éléments de l'étage inférieure

M_{n+1} : poids des éléments de l'étage supérieure

Poids de toute la structure :

Le poids de la structure = le poids de tous les niveaux + le poids de réservoir plein

AN/

$$W_{\text{STRUCTUREE}} = (2650,8759 + 2511,4669 + 3639,2696) + 13631,87 = 34073,80\text{kN}$$

$$\Rightarrow W_{\text{support}} = 20441,93\text{KN}$$

5. *Calcul de W'*:

$$W' = W + (33 \times P_{\text{support}} \times h_{\text{support}} / 140)$$

Application numérique :

$$W' = 13631,875 + (33 \times 20441,93 \times 29,7 / 140)$$

$$\Rightarrow \boxed{W' = 156739,98 \text{ kN}}$$

6. Calcul de moment d'inertie de la structure :

Le calcul du moment d'inertie de la structure sera calculer par le théorème d' donner par la formule suivante :

$$I_Z = I + Ad^2$$

Avec :

I_Z : Moment d'inertie par rapport au repère global

I : Moment d'inertie de l'élément par rapport à son centre de gravité

A : La section de l'élément

d : La distance qui sépare l'élément de son centre de gravité au repère global

❖ Moment d'inertie de RDC :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	h(m)	b(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	d(m)	Iz (m ⁴)
VT1	2	0,25	0,5	0,16666667	3	4,67
VT2	2	0,25	0,5	0,16666667	3	4,67
VT3	2	0,25	0,5	0,16666667	3	4,67
VT4	2	0,25	0,5	0,16666667	3	4,67
VL1	0,25	2	0,5	0,00260417	6,11	18,67
VL2	0,25	2	0,5	0,00260417	6,11	18,67
VL3	0,25	2	0,5	0,00260417	6,11	18,67
VL4	0,25	2	0,5	0,00260417	6,11	18,67

Tableau IV.49 : calcul de moment d'inertie de RDC

En aura donc :

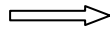
$$\Rightarrow \boxed{I_z \text{ voiles} = 93,36 \text{ m}^4}$$

$$I_z \text{ noyau} = \pi(D_{ext}^4 - d_{inter}^4) / 64 = 3,14 \times (6,3^4 - 5,77^4) = 22,9178649 \text{ m}^4$$

Le moment d'inertie de RDC = moment d'inertie de noyau + moment d'inertie des voiles

AN/

$$I_{Z \text{ RDC}} = 22,92 + 93,36 = 116,28 \text{ m}^4$$



$$I_{Z RDC} = 116,28m^4$$

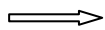
❖ **Moment d'inertie de l'étage courante :**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	h(m)	b(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	d(m)	Iz (m ⁴)
VT1	2	0,15	0,3	0,1	3	2,80
VT2	2	0,15	0,3	0,1	3	2,80
VT3	2	0,15	0,3	0,1	3	2,80
VT4	2	0,15	0,3	0,1	3	2,80
VL1	0,15	2	0,3	0,0005625	6,11	11,20
VL2	0,15	2	0,3	0,0005625	6,11	11,20
VL3	0,15	2	0,3	0,0005625	6,11	11,20
VL4	0,15	2	0,3	0,0005625	6,11	11,20
PT1	0,2	0,2	0,04	0,00013333	8,8	12,39
PT2	0,15	0,2	0,03	0,00005625	8,8	9,29
PT3	0,2	0,15	0,03	0,0001	3	1,08

Tableau IV.50 : calcul de moment d'inertie EC

En aura donc :



$$I_z \text{ voiles+poteaux} = 78,77m^4$$

$$I_z \text{ noyau} = \pi(D_{ext}^4 - d_{inter}^4)/64 = 3,14 \times (6,3^4 - 5,77^4) = 22,9178649m^4$$

Moment d'inertie EC = moment d'inertie de noyau+moment d'inertie des voiles et des poteaux
AN/

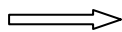
$$I_{Z EC} = 22,92 + 78,77 = 101,68m^4$$

✓ le moment d'inertie de toute la structure est :

$$I_{Z structure} = (I_{Z RDC} \times h_{RDC}) + (I_{Z EC} \times h_{EC})/h_{total}$$

AN/

$$I_{Z structure} = (116,28 \times 4,8) + (101,68 \times 17,22)/22,02 = 104,49m^4$$



$$I_{Z structure} = 104,49m^4$$

7. Calcul de la période :

$$T = 2 \times \pi \times ((W' \times Z_g^3) / (3 \times g \times EI))^{0.5}$$

Application numérique :

$$T = 2 \times \pi \times [(156739,98 \times 32,445^3) / (3 \times 10 \times 104,49 \times 29858594)]^{0.5} = 1,5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \boxed{T_{\text{fondamentale}} = 1,5 \text{ s}}$$

✓ Remarque :

Z_g est une des donnée extraite de mémoire de fin d'études (Hamitouche 2012)

«*Expertise d'un immeuble-réservoir de capacité 1000m3 en zone sismique avec programme de réhabilitation*»

Conclusion :

Comme mentionné dans l'introduction de ce chapitre, nous avons pu répondre aux différentes questions posées et nous constatons les résultats suivant :

Les efforts horizontaux sont repris conjointement par le noyau central et les voiles, pour le RDC et l'étage courante les pourcentages sont respectivement comme suit : (66,35% ; 33,64%), (76,47% ; 23,52%) dans le sens XX et (66,19 ; 33,81), (76,31% ; 23,69%) dans le sens YY. Ce cas de figure n'est pas prévu par le RPA 2003, Nous sommes en présence d'un cas particulier qui n'est :

- Ni un système de contreventement constitué par des voiles porteur en béton armé :
« *Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles* ».
- Ni une structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé :
« *Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal* ».

Les rigidités calculées aux différents étages seront comme référence pour trouver un modèle mathématique équivalent pour notre structure qui sera présenté en détail dans le chapitre V.

Introduction

Il est vain de prétendre prémunir une construction contre les effets des séismes par la seule vertu des calculs dits antisismiques. L'expérience a montré que les ouvrages dont la conception a été saine et les règles correctement appliquées ont une probabilité assez élevée de supporter convenablement les secousses destructrices d'intensité modérées. Le choix de la méthode de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de la structure.

V.2 Hypothèses de calcul :

Lorsque un réservoir couvert, et entièrement plein, il n'y a naturellement pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à la suite d'une excitation sismique.

Tout se passe comme si l'ensemble fluide – réservoir constituait une masse unique. Par contre, dans des réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement, ce qui conduit à la formation des vagues en surface.

En fait, NEWMARK a démontré qu'il suffisait d'un défaut de remplissage de deux pour cent de la hauteur pour que les réservoirs fermés se comportent comme des réservoirs à surface

libre, du point de vue de la formation des vagues.

Par ailleurs, la dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide dans les réservoirs sera négligée.

Le liquide dans le réservoir sera considéré comme incompressible, WESTERGAARD ayant montré que l'erreur introduite dans le cas du liquide compressible demeure inférieur à 4 pour cent des pressions.

Enfin, on considérera l'hypothèse simplificatrice selon laquelle les réservoirs sont liés rigidement à leurs sol de fondation, ce qui leur confère la même accélération du sol. L'analyse des réservoirs en zone sismique a fait l'objet d'une étude approfondie, différentes méthodes ont été élaborées, ces dernières se différencient selon la dépendance de la surpression dynamique par rapport au temps, on peut citer :

a- La méthode de Jacobsen :

Le champ de vitesse dans le réservoir est directement proportionnel à la vitesse du sol, on néglige l'influence du temps sur la pression, il ne considère que la surpression d'impulsion avant que ne commence les oscillations du liquide.

Ceci a pour première conséquence de pouvoir évaluer la surpression sans préjuger de la forme de l'accélération.

b- La méthode de Hunt et Priestley :

Elle tient compte à la fois des phénomènes d'impulsion et d'oscillation, conduit à une relation entre le champ de vitesse, fonction de temps et l'accélération du sol.

Ce calcul, qui a l'avantage d'être plus général, introduit néanmoins dans les résultats une inconnue supplémentaire : l'accélération du sol $a(t)$.

En plus, elle fait apparaître les pressions d'oscillation tenant compte de l'ensemble des modes de vibration du fluide.

c-Méthode d'Housner :

Cette méthode sépare les deux phénomènes.

d- Domaine d'application :

Avant de connaître le domaine d'application il y a lieu de faire une classification en fonction du rayon du réservoir (R) et le taux de remplissage (h).

$h/R < 1.5$: réservoirs peu

profonds $h/R > 1.5$: réservoirs

profonds

Les deux méthodes de calcul de HUNT et PRIESTLY et de HOUSNER

s'appliquent quelque soit le taux de remplissage h/R du réservoir.

Ces méthodes donnent des résultats comparables dans le cas des réservoirs ayant un taux de remplissage $h/R < 1.5$.

Par contre, pour les réservoirs ayant un taux de remplissage $h/R > 1.5$ la méthode de HOUSNER donne des résultats approchés à 10 % près.

Remarque :

La méthode adéquate à notre étude est celle de **HOUSNER** qui est une méthode approchée permettant d'étudier le phénomène de formation des vagues et dont les hypothèses sont :

- ✓ La dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide dans le réservoir sera négligée.
- ✓ Le fluide dans le réservoir sera considéré incompressible.
- ✓ Si le réservoir est au sommet d'une structure, la flexibilité de celle ci sera prise en compte
- ✓ Le réservoir est lié d'une manière rigide au sol de la fondation afin d'avoir la même accélération.

Quand le réservoir est soumis à une accélération horizontale, les parois entraînent dans leur mouvement une partie du fluide. Cette partie de la masse d'eau exerce sur les parois une réaction directement proportionnelle à l'accélération, de plus les déplacements périodiques des parois provoquent la mise en vibration du liquide qui réciproquement le conduit à actionner une vibration sur la cuve.

V.3 Exposé de la méthode HOUSNER :

Après avoir choisis la méthode adéquate pour notre cas, nous exposant la méthode analytique "HOUSNER" dans son but est d'étudier est de déterminer les efforts horizontaux, les moments ainsi que les déplacements horizontaux provoqués par le mouvement de l'eau dans la cuve (phénomènes de vagues) lors d'une excitation extérieure, de l'appliquer sur notre immeuble, pour aboutir à un modèle équivalent, qui sera exploiter dans le chapitre VI.

Dans le cas d'un réservoir d'eau surmonté, nous ne pouvons plus considérer la cuve comme étant rigidement liée au sol et subissant par conséquent la même valeur de l'accélération maximale que le sol. En effet lorsque la cuve est au sommet d'une structure, nous devons considérer la flexibilité de cette dernière.

L'action du liquide est décomposée en 2 actions :

- Action passive provoquant des actions d'impulsion,
- Action active provoquant des actions d'oscillation.

Les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du liquide, dite masse passive, réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i , liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce sur les parois, les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente.

Quant aux efforts d'oscillations, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du liquide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme.

En résumé, la masse totale de l'eau M_e peut être décomposée en une masse passive M_i et une masse active M_0 reliées rigidement d'une part et par l'intermédiaire d'un ressort de constante de rapport K_1 d'autre part.

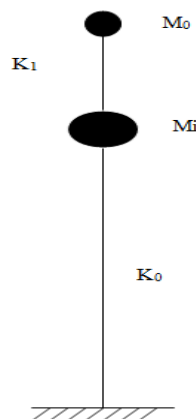


Figure V.1 : modèle mathématique d'HOUSNER

Dans le modèle mathématique adopté pour le château d'eau (figure V.1) la masse M_0 est reliée à la structure par une tige de même raideur K_1 formant un couplage direct avec M_i , tandis que M_i est reliée au sol par une tige représentant le support de la structure et de constante de rappel K_0 . Le système est donc à deux degrés de liberté (2ddl).

V.3.1 Evaluation des masses:

Les valeurs de M_i , M_0 , h_i , h_0 ne dépendent que de la géométrie de la cuve et peuvent être calculé par les relations mises au point par Housner.

La masse M_i est donnée par la formule suivante :

$$M_i = M_e \cdot \left[\frac{\text{th}\left(\frac{R}{h_e\sqrt{3}}\right)}{\frac{R}{h_e\sqrt{3}}} \right] + M_r$$

Avec :

M_i : La masse inerte (passive) ;

M_r : la masse totale de la cuve ;

R : Rayon intérieur de la cuve

h_e : Hauteur d'eau dans la cuve

La masse oscillante (active) M_0 est donnée par la formule suivante :

$$M_0 = M_e \cdot 0,318 \cdot \frac{R}{H_e} \text{th}\left(1,84 \cdot \frac{H_e}{R}\right)$$

V.3.2 Evaluation des raideurs :

La pulsation fondamentale de vibration de l'eau dans la cuve est donnée par :

$$\omega_0^2 = \frac{g}{R} \cdot \sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \text{th}\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H_e}{R}\right)$$

La raideur K_1 de la masse M_0 est donnée par :

$$K_1 = M_0 \cdot \omega_0^2$$

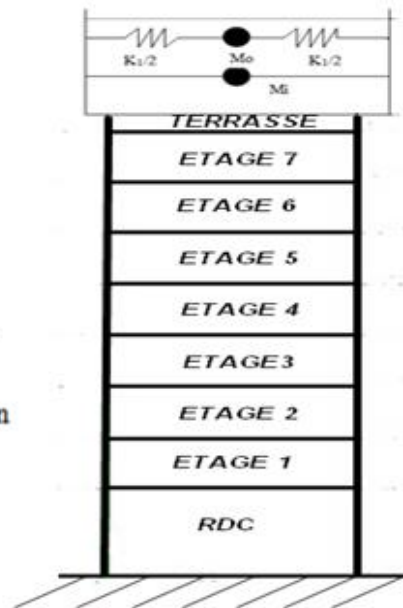
V.4 Application de la méthode HOUSNER sur notre immeuble :

Pour tenir compte de l'effet hydrodynamique nous aurons a remplacé la cuve en 2 masses M_0 et M_1 comme exposé dans la methode HOUSNER, ce qui nous donne le ca de figure suivant :



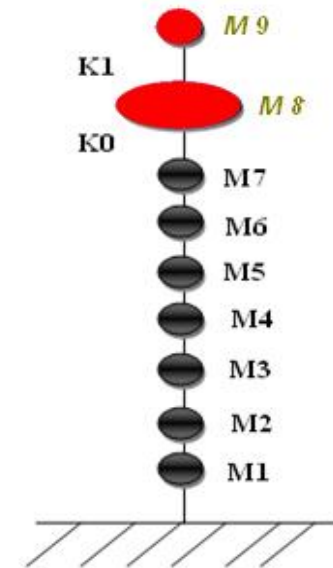
Vue de l'immeuble (modèle réel)

Modélisation



Modèle mécanique

Modélisation



Modèle mathématique

Figure V.2 : effet hydrodynamique dans le réservoir (modèle équivalent 1)

V.4.2 Calcule des valeurs M_i ; M_0 ; K_0 et K_1 :

Les valeurs de M_i ; M_0 ; K_0 et K_1 ne dépendant que de la géométrie de la cuve et peuvent être calculés comme suit :

1. Calcul de rayon R :

On a :

$$h=8\text{m}$$

$$V=1000\text{m}^3$$

Ou :

h : le niveau d'eau dans le réservoir ;

V : le volume d'eau dans le reservoir;

Et:

$$V=\pi D^2/4 \times h :$$

$$\implies D = \sqrt{4V/\pi h_e}$$

$$\text{AN: } D= 12,62\text{m}$$

$$R= D/2$$

$$\text{AN : } \implies \boxed{R= 6,31\text{m}}$$

2. Calcul de M_i , M_0 :

$$M_i = M_e \cdot [(th(3^{0.5} \cdot (R/h_e)))/(3^{0.5} R/h_e)] + M_r \cdot$$

$$\text{AN/ } M_i=10057,305\text{KN}$$

Et:

$$M_0 = M_e \times 0,318 \times (R/h) \cdot th[1,84 \cdot (h/R)]$$

$$\text{AN : } M_0 = 2461,44\text{KN}$$

Calcul de la raideur K_1 :

$$K_1 = M_0 \times \omega_0^2$$

$$\text{On a: } M_0 = 2461,44\text{KN}$$

$$\text{Et: } \omega_0^2 = g/R_c \times \sqrt{\frac{27}{8}} \operatorname{th}\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \times \frac{h_e}{R_c}\right)$$

$$\text{AN: } \omega_0^2 = 2,80 \text{ s}^{-2}$$

$$K_1 = 689,809 \text{ KN/m}$$

3. Calcul de la raideur K_0

Calcul de la rigidité des voiles porteurs :

1. Calcul de la rigidité porteur pour un seul voile :

$$I_x = bh^3/12$$

$$\text{AN: } I_x = 0,109 \text{ m}^4$$

$$r_{vx} = 12EI/h^3$$

$$\text{AN: } r_{vx} = 584386,201 \times 10^3 \text{ KN/m}$$

$$\text{et on a: } y_i^2 = 5,02 \text{ m}$$

$$R_{r\theta} = R_{jx} \times y_i^2$$

$$\text{AN: } R_{r\theta} = 2933618,729.10^3 \text{ KN.m}$$

2. Calcul de la rigidité porteur pour tous les voiles :

On a r_{vx} et y_i^2 est le même pour tous les voiles (même dimension et ils sont disposé de façon symétrique) donc :

$$R_{j\theta_{total}} = R_{r\theta} \times 8$$

$$\text{AN: } R_{j\theta_{total}} = 23468949,83 \text{ KN.m}$$

$$R_{j\theta_{noyou}} = 247430767,63 \text{ KN.m (déjà calculer dans le chapitre 3)}$$

$$R_{j\theta_{(voiles+noyou)}} = 270899717,4 \text{ KN.m}$$

On aura donc:

$$\implies \boxed{K_0 = 270899717,4 \text{ KN.m}}$$

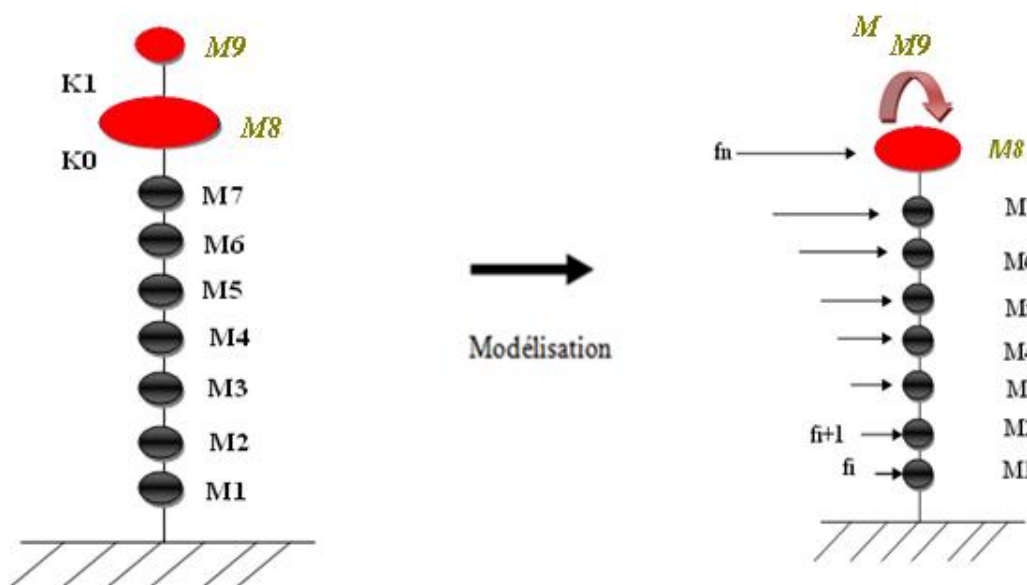
Après avoir calculé les rigidités et les masses nous remarquons que le modèle équivalent peut être comme suit :

- ✓ La rigidité K_0 on la compare avec les rigidités calculé dans le (chapitre IV) peut être remplacé par des voiles de même dimensions que les voiles de RDC
- ✓ La masse M_i peut être remplacée par un plancher et le chargé avec une charge permanente G . Cette charge sera attribuée de la manière suivante :
$$G = (\text{la masse } M_0 / \text{la surface de plancher}) - \text{masse de plancher}$$

Remarque :

En va extraire la masse de plancher dans le calcule car le logiciel ETABS la calcule automatiquement.

- ✓ La rigidité K_1 du support étant faible de supporté la masse oscillante de l'eau M_9 et afin de prévenir a sa fragilité qui pourrait entrainer lors de l'analyse par éléments finis nous avons jugé utile de reporter le moment induit par la force du au séisme lui revenant sur la masse inerte M_8 , comme suit:



*Figure V.3 : effet hydrodynamique dans le réservoir
(modèle équivalent 2)*

V.5 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

Les formules empirique [(4-10) et (4-11) de l'article 4.2.5. RPA 99 v 2003] a partir desquelles la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure est :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (4-11)$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t=0,07 TV$ ou T est la période fondamental de la structure(en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ es sera prise égale a 0 quand T est plus petite ou égale a 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V-F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V-F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (4-11)$$

4.5.1 Distribution horizontale des forces sismiques :

Les formules empirique [(4-12) de l'article 4.2.6. RPA 99 v 2003] à partir de quelle l'effort tranchant sera distribué au niveau de l'étage k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (4 - 12)$$

Application :

La distribution de la résultante des forces sismiques sera donnée dans le tableau suivant :

Chapitre V : Prise en compte de l'effet hydrodynamique

NIVEAU	W(KN)	hi(m)	Wi*hi (kN*m)	V (kN)	T(s)	Ft(kN)	hk	Fk (kN)
M1	2 650,88	4,80	12 724,20	2 946,70	1,50	309,79	4,80	47,00
M2	2 511,47	7,67	19 262,95				2,87	71,15
M3	2 511,47	10,54	26 470,86				2,87	97,77
M4	2 511,47	13,41	33 678,77				2,87	124,40
M5	2 511,47	16,28	40 886,68				2,87	151,02
M6	2 511,47	19,15	48 094,59				2,87	177,65
M7	2 511,47	22,02	55 302,50				2,87	170,55
M8	3 639,27	24,89	90 581,42				2,87	334,58
M9	10 250,06	29,69	304 324,19				4,80	1 124,08
M10	2 464,80	33,50	82 570,80				3,81	304,99
total	34 073,80		713 896,97				TOTAL	2 603,19

Tableau V.1 : distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Après avoir distribué la résultante des forces sismique sur les étages la force revenant a l'étage 9 fictif (voir figure) sera remplacer par un moment au niveau (n-1) et la masse M9 sera appliquer comme une charge d'exploitation (w)

La valeur de moment est donnée par la formule suivante :

$$M = Fi \times hi$$

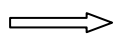
Avec :

Fi : valeur de la force revenant a l'étage considérée

hi: Hauteur d'étage considérée

AN :

$$M_{M9} = 304,99 \times 3,81 = 115,481 \text{ KN.m}$$



$$M_{M9} = 115,481 \text{ KN.m}$$

Ensuite la valeur de moment trouvé sera distribuée sur les éléments porteurs (poteaux et voiles) de l'étage fictif 8 de la manière suivante :

$$M_{element} = M_{total} \times \frac{I_{element}}{I_{total}}$$

On a :

$$M_{total} = 115,48 \text{ KN.m}$$

Les coordonnées de centre de torsion est:

C (9,79 ; 9,77) (déjà calculer dans le chapitre IV)

$$I_{noyau} = 14,78 \text{ m}^4$$

$$I_{voiles} = 77,86 \text{ m}^4$$

$$I_{TOTAL} = I_{noyau} + I_{voiles} = 92,64 \text{ m}^4$$

Remarque :

Toutes les inerties sont calculé a partir de théorème d'**HUYGENS** (voir annexe)

AN :

$$M_{VL1} = M_{VL3} = 115,48 \times \frac{24,39}{92,64} = 30,40 \text{ t.m}$$

$$M_{VL2} = M_{VL4} = 115,48 \times \frac{14,54}{92,64} = 18,12 \text{ t.m}$$

$$M_{Noyau} = 115,48 \times \frac{14,78}{92,64} = 18,42 \text{ t.m}$$

Le noyau étant divisé en 72 poteaux circulaires équivalents (voir annexe) nous aurons alors :

$$M_{poteau} = M_{Noyau} / \text{nombre des poteaux}$$

AN :

$$M_{poteau} = \frac{18,42}{72} = 0,25 \text{ t.m}$$

Conclusion

A l'issue de ce chapitre, nous avons pu présenter les principales étapes de la méthode analytique HOUSNER.

Et Comme mentionné dans l'introduction de ce chapitre nous avons pu avoir un modèle équivalent à notre structure qui sera exploité dans la modalisation en éléments finis.

Introduction :

Pour pouvoir modéliser la structure et faire l'analyse non linéaire, il devient nécessaire de faire appel à un code de calcul se basant sur la méthode d'élément finis, c'est de se fait que nous avons opté pour le logiciel ETABS.

**VI.2. Présentation du logiciel de calcul « ETABS »**

ETABS (**E**xtended **T**hree dimensional **A**nalysis of **B**uilding **S**ystems) est un logiciel de calcul et de conception des structures. Il est basé sur la méthode des éléments finis et permet de modéliser le comportement réel de la structure.

VI.2.1. Caractéristiques principales du logiciel

Il offre la possibilité de :

- ✓ définir la structure en mode graphique ;
- ✓ visualiser la déformée, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration ;
- ✓ effectuer plusieurs types d'analyse (statique, dynamique, linéaire, non linéaire) ;
- ✓ copier des objets vers d'autres logiciels (Excel, SAP.....) ;
- ✓ composer librement des impressions (notes de calcul, capture écran).

VI.3. Modélisation de la structure

La modélisation de la structure se fait, selon les étapes énumérées ci-dessous :

- modélisation et analyse élastique linéaire de la structure ;
- vérification de la structure vis-à-vis du RPA99/V2003 ;
- définition du comportement non linéaire des éléments ;
- définition du chargement de l'analyse statique non linéaire « Pushover » ;
- analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

VI.3.1. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure

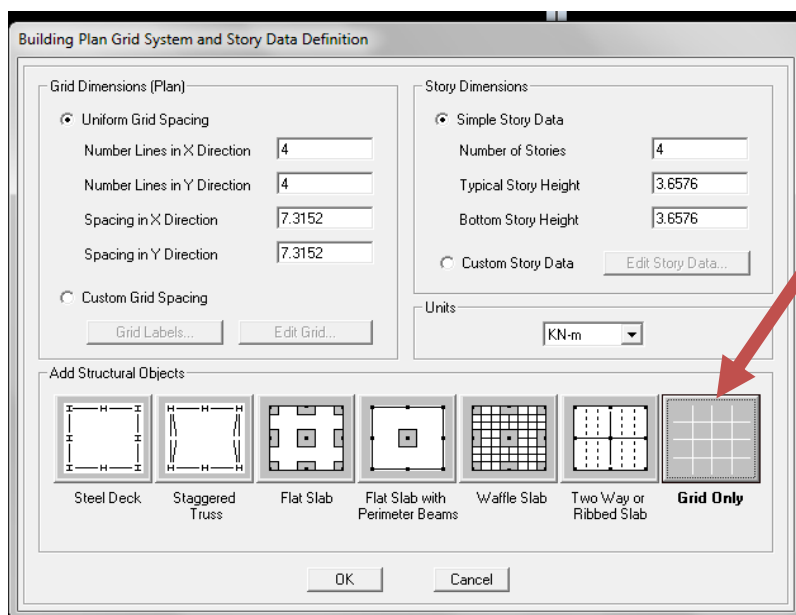
La structure est dimensionnée sur la base d'une analyse élastique linéaire qui est elle aussi, basée sur la méthode des forces, les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

❖ Choix des unités

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

❖ Géométrie de base

En haut de l'écran dans **File**, on sélectionne **New model**. On clique sur **Grid only** afin de modéliser notre structure à partir de lignes de grilles.



En choisissant **Grid Only** pour avoir uniquement les lignes de construction

Figure VI.1 : Choix des dimensions de la grille

on définit les lignes de construction du modèle (nombre de travées selon la direction X, selon la direction Y) et le nombre des étages.

Cette étape servira de base géométrique pour introduire notre grille cylindrique (étape supplémentaire) pour modéliser le noyau central de notre ouvrage.

Pour ce faire nous avons effectué les étapes suivantes : **EDIT > Edit grid data > Add new système > Cylindrical**

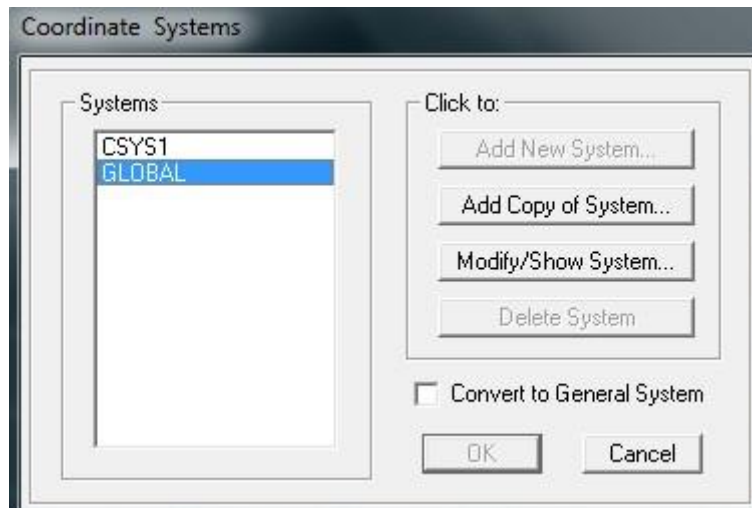


Figure VI.2 : Ajout d'un nouveau système de coordonnées

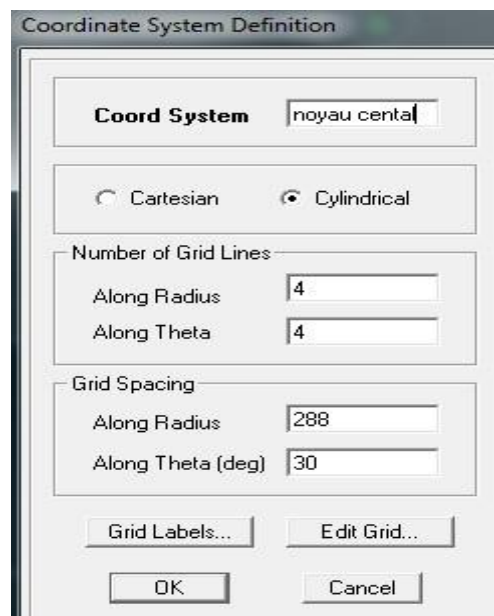


Figure VI.3 : Définition du nouveau système de grille.

❖ Spécification des propriétés des matériaux :

Introduire les données suivantes et remplir les champs comme le montre la figure (V.4)

- ✓ masse volumique du béton : 2kg/m^3
- ✓ poids volumique du béton : 20kN/m^2
- ✓ module d'élasticité (module de Young) : 29858594 kN/m^2
- ✓ contrainte max dans le béton à la compression : 20000 kN/m^2
- ✓ contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 kN/m^2
- ✓ contrainte max dans les aciers transversaux : 400000 kN/m^2

Material Property Data	
Material Name	BETON
Display Color	Color
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Type of Design	Design: Concrete
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	2.
Weight per unit Volume	20.
Modulus of Elasticity	29858594
Poisson's Ratio	0.
Coeff of Thermal Expansion	0.
Shear Modulus	14929.297
Design Property Data [ACI 318-05/IBC 2003]	
Specified Conc Comp Strength, f'c	20000.
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000.
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000.
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	Shear Strength Reduc. Factor
OK Cancel	

Figure VI.4 : Introduction des caractéristiques des matériaux (acier-béton).

❖ Modélisation géométrique de la structure

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires « Frame » (figure VI.5), les voiles par des éléments coques « Shell » (figure VI.6) et les planchers par des éléments « Slab » (figure 5.7)

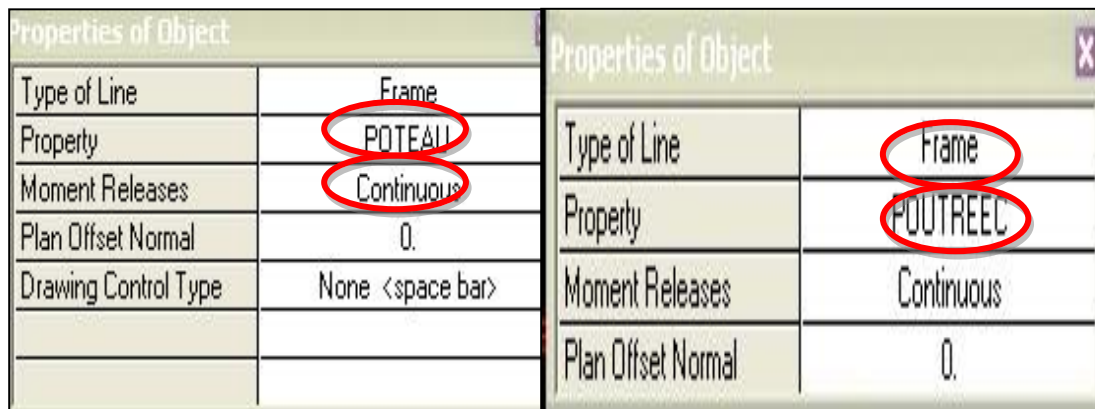


Figure VI.5 : Représentation de poteaux et poutres par des éléments « Frame ».

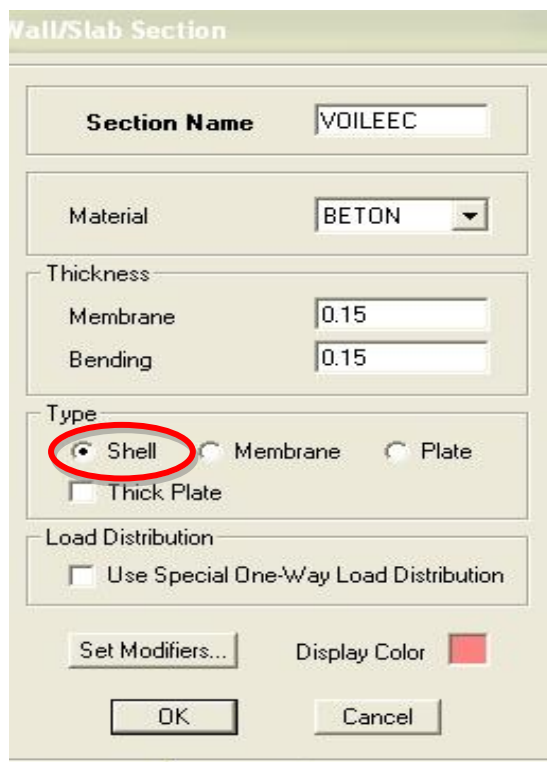


Figure VI.6 : Représentation des voiles par des éléments « Shell ».

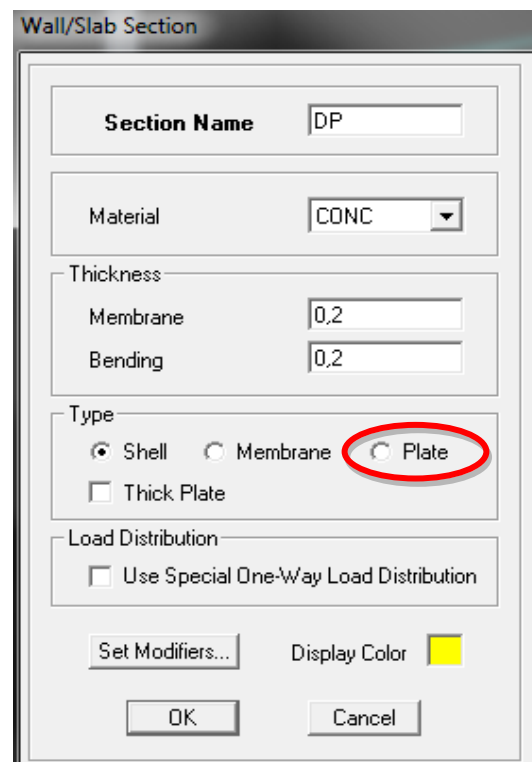


Figure VI.7 : Représentation des dalles Pleines par des éléments « SLAB ».

❖ Chargement statique de la structure (G et Q) :

- ✓ Les planchers étant donné qu'ils sont modélisés en élément « Deck », le logiciel prend en considération les charges dues aux poids propre.

Pour l'étage courant on a $G=2.14\text{KN/m}^2$, $Q=1.5\text{KN/m}^2$ (plancher accessible).

Pour le plancher terrasse les charges sont les suivantes ; $G=5.77\text{KN/m}^2$, $Q=1.5\text{KN/m}^2$ (accessible).

Pour le plancher qui remplace le réservoir les charges qui lui revenant est celle calculé dans le chapitre V

❖ Définition de l'analyse dynamique :

✓ L'analyse dynamique comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale ;

a. Analyse modale

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amorti de vibration et les fréquences du système. Ces modes fournissent un aperçu du comportement de la structure, (figure VI.8).

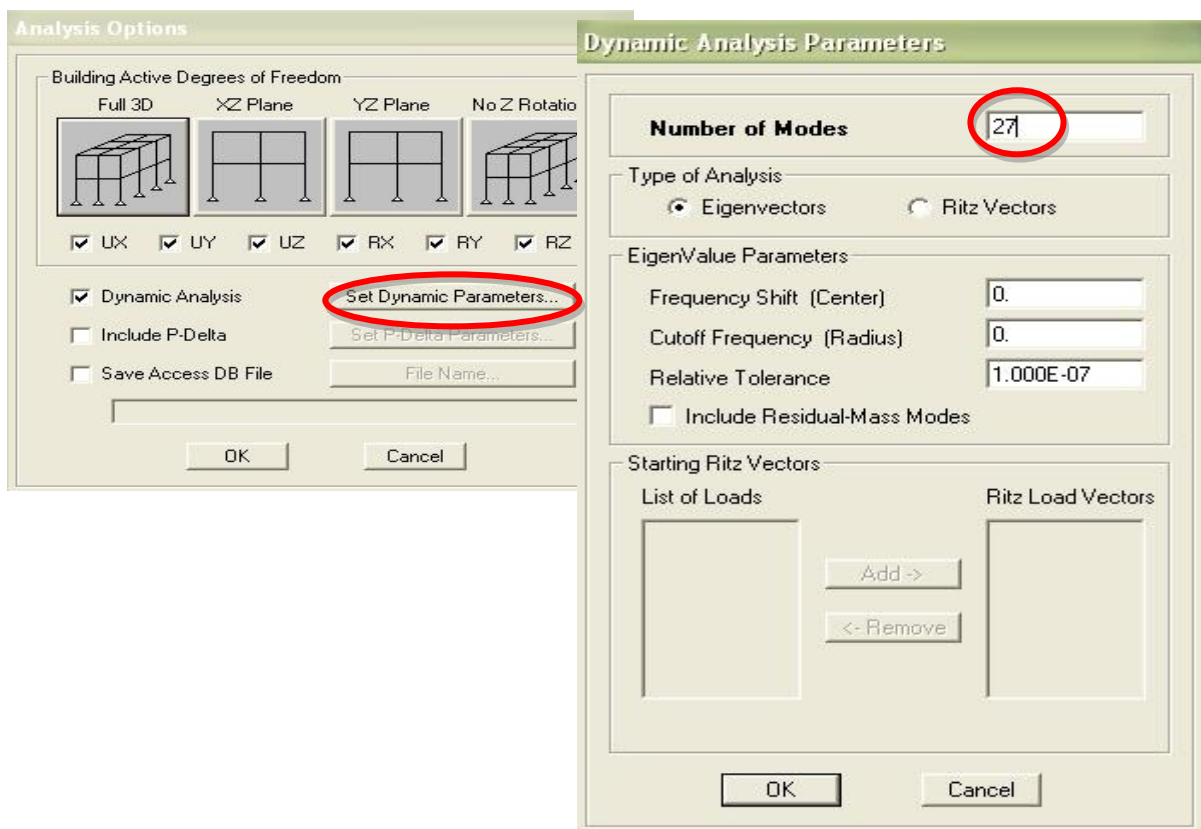


Figure VI.8 : Détermination des paramètres de l'analyse dynamique.

❖ **Analyse spectrale**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse donné par le RPA99/V2003 (figure 5.9).

✓ **Les paramètres du spectre de réponse:**➤ **Selon le RPA99 v 2003 :**

- Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0,764 > 0,7$

Avec :

$\xi = 10\%$ (remplissage en béton armé/maçonnerie [tableau 4.2 RPA99 V 2003])

- Zone d'implantation : notre structure est implantée dans la commune de Dar El Beida (Alger), elle est classée par le RPA 2003 en Zone III (forte sismicité).
- Site S3 (l'ouvrage se trouve sur un site meuble)
- Groupe d'usage : groupe 1A (Bâtiments de production et de stockage d'eau potable d'importance vitale).
- Coefficient de comportement global du bâtiment $R=2$ (voir annexe)
- Coefficient d'accélération de la zone : $A=0,4$ (groupe d'usage 1A, zone III) tableau 4.1 [RPA 99 version 2003].
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

$$T_1=0,15 \text{ s} \quad ; \quad T_2=0,50 \text{ s}$$

- **Q** : facteur de qualité, sa valeur est donnée par la formule 4-4

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Avec :

Pq étant la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau [4.4 RPA 99 version 2003].

Critère q	Observation	Pq
1. condition minimale sur les fils de contreventement.	non	0,05
2. Redondance en plan.	non	0,05
3. Régularité en plan.	oui	0,00
4. Régularité en élévation.	non	0,05
5. contrôle de la qualité des matériaux.	oui	0,00
6. contrôle de la qualité de l'exécution.	oui	0,00
	somme	0,15

$$Q = 1+0,15 = 1,15$$

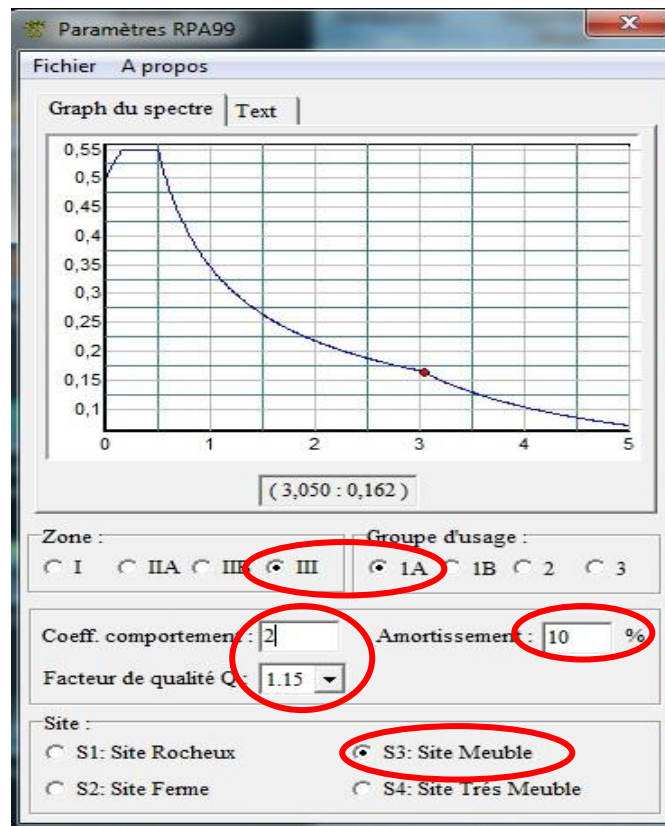


Figure VI.9 : Introduction des données de la structure pour déterminer le spectre de réponse.

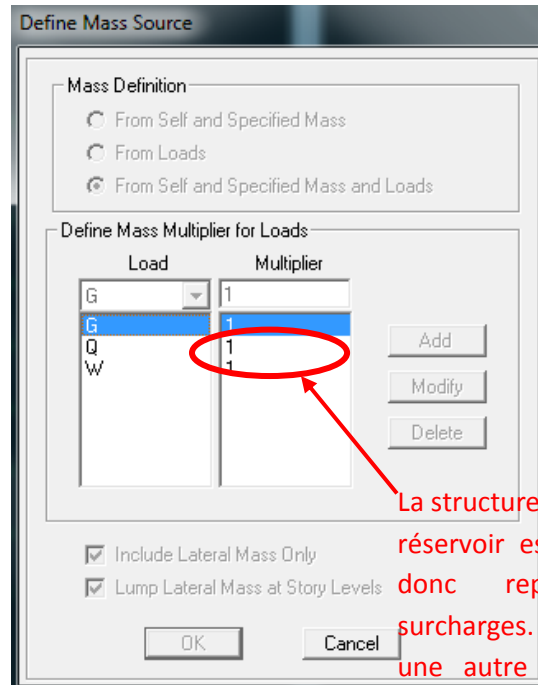
Pour chaque déterminé, cette analyse permet d'avoir un coefficient de participation modale, les masses modales participantes. Et pour chaque direction, les efforts spectraux, les déplacements, les réactions et efforts correspondant à chacun des modes propres.

- ✓ La masse sismique considérée dans chaque plancher, prise dans l'analyse dynamique est :

$$M_i = \frac{W_{Gi} + W_{Qi}}{10}$$

- ✓ La masse sismique considérée dans le plancher fictif, prise dans l'analyse dynamique est :

$$M_i = \frac{W_{Gi} + W_{Qi} + W_{wi}}{10}$$



La structure est de classe IIa, mais le réservoir est de classe 1A, il doit donc reprendre 100% des surcharges. (C'est lui qui domine) et une autre surcharge(w) qui doit reprendre la masse oscillante M_0 .

Figure VI.10 : Définition de la masse sismique.

❖ Combinaisons d'actions

Les combinaisons sont décomposées en trois types (figure VI.12) :

- ✓ combinaison à l'Etat Limite Ultime ELU = $1.35G + 1.5Q$;
- ✓ combinaison à l'Etat Limite de Service ELS = $G + Q$;
- ✓ combinaisons accidentelles du RPA99/V2003 : $G + Q \pm E$, $G + Q \pm 1.2E$, $0.8G \pm E$;

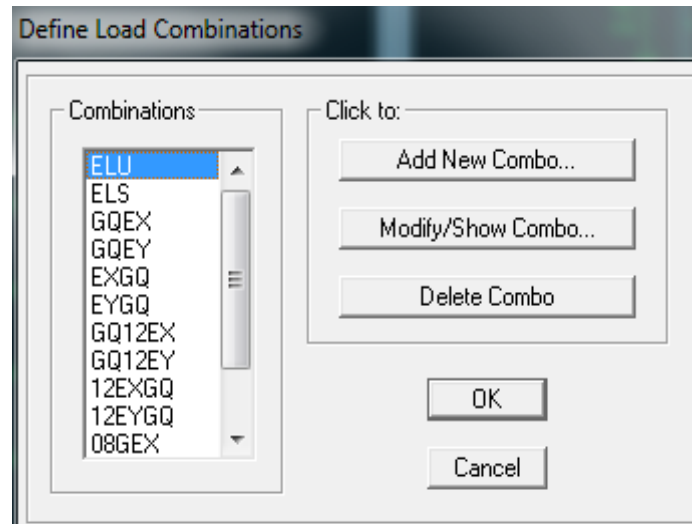


Figure VI.11 : Combinaisons d'actions.

❖ Les diaphragmes

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on relie les nœuds d'un même plancher à leurs nœud maitre ; de manière à avoir des diaphragmes (figure VI.12)

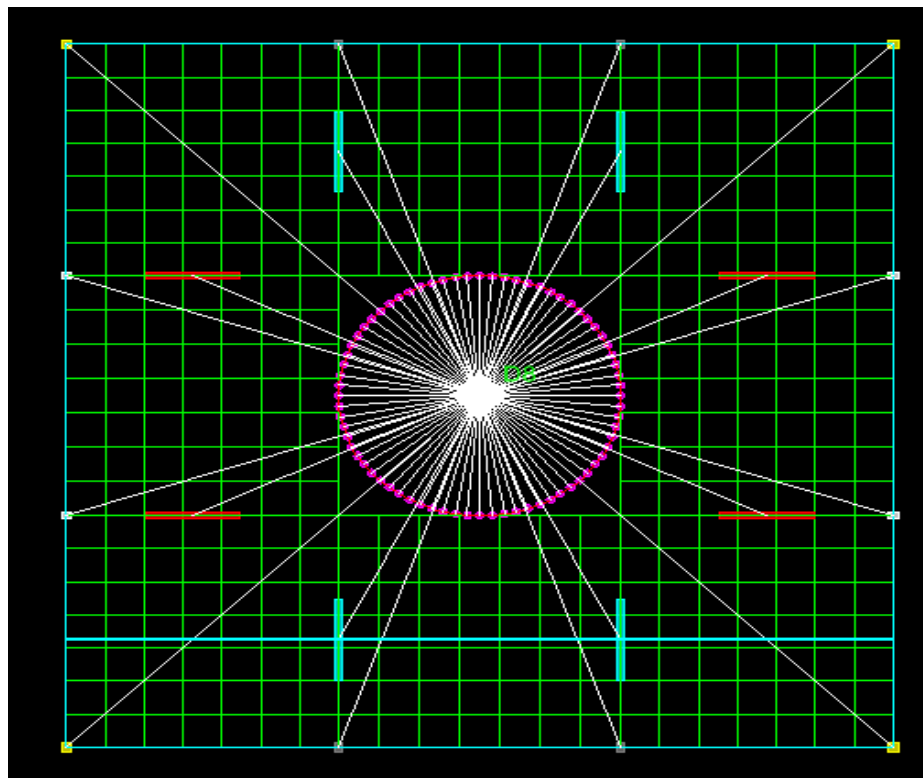


Figure VI.12 : Liaison des planchers (Diaphragmes).

❖ Les appuis

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations (figure 5.13)



Figure VI.13 : Encastrement des poteaux.

A présent, la modélisation est achevée (figure 5.14) l'analyse élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur **Analyze** → **Run analysis**.

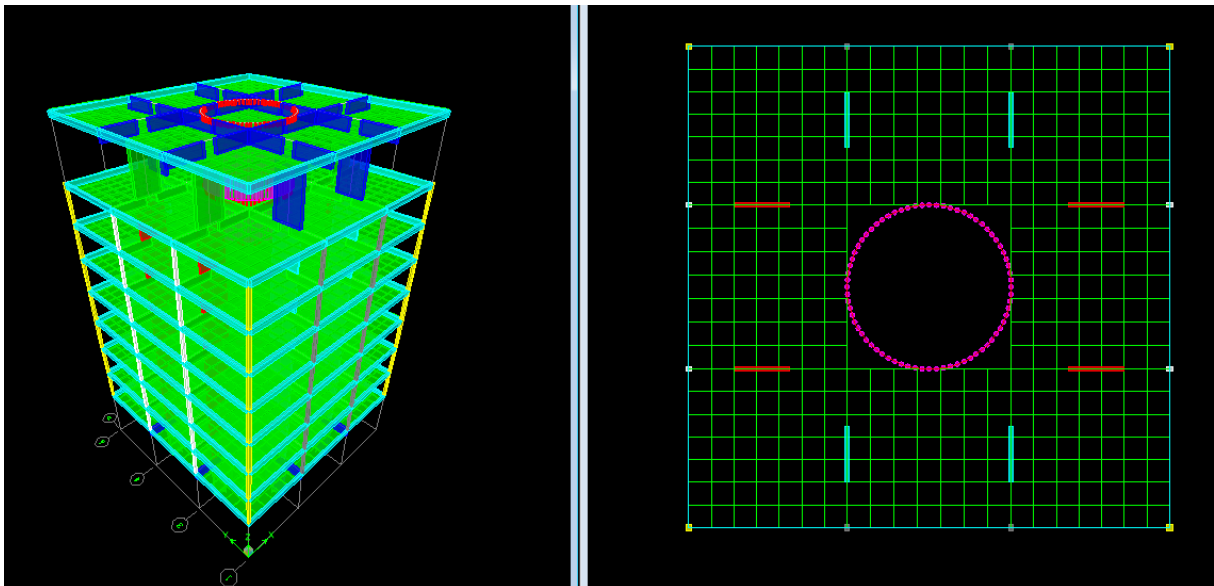


Figure VI.14 : Aperçu de la structure après modélisation.

VI.3.2. Vérification de la structure (RPA99/2003)

- ◆ Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :
 - ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à **90%** de la masse totale de la structure (Figure VI.15)

Elle a atteint 95% dans les deux sens (xx-yy) déjà au 9^{ème} mode.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
9	0,272187	6,0049	0,0000	0,0000	95,2877	95,2876	0,0000	0,000
10	0,245387	0,0000	0,0000	0,0000	95,2877	95,2876	0,0000	0,000
11	0,156316	0,0000	0,0000	0,0000	95,2877	95,2876	0,0000	0,000
12	0,149843	0,0000	2,8041	0,0000	95,2877	98,0918	0,0000	0,058
13	0,149831	2,8043	0,0000	0,0000	98,0920	98,0918	0,0000	0,000
14	0,108898	0,0000	0,0000	0,0000	98,0920	98,0918	0,0000	0,000
15	0,094072	0,0000	1,1841	0,0000	98,0920	99,2759	0,0000	0,020
16	0,094053	1,1842	0,0000	0,0000	99,2762	99,2759	0,0000	0,000
17	0,082583	0,0000	0,0000	0,0000	99,2762	99,2759	0,0000	0,000
18	0,068015	0,0000	0,0000	0,0000	99,2762	99,2759	0,0000	0,000
19	0,065028	0,0000	0,4643	0,0000	99,2762	99,7402	0,0000	0,004
20	0,065000	0,4643	0,0000	0,0000	99,7405	99,7402	0,0000	0,000
21	0,060677	0,0000	0,0000	0,0000	99,7405	99,7402	0,0000	0,000
22	0,049124	0,0000	0,1812	0,0000	99,7405	99,9214	0,0000	0,001
23	0,049088	0,1811	0,0000	0,0000	99,9216	99,9214	0,0000	0,000
24	0,040389	0,0000	0,0641	0,0000	99,9216	99,9855	0,0000	0,000
25	0,040344	0,0640	0,0000	0,0000	99,9855	99,9855	0,0000	0,000

Figure VI.16 : vérifications du RPA99/2003 (masses modales).

◆ Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99/VERSION 2003 (art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (art 4-43)** : $\delta_k = R \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) résultant de la modélisation sur ETABS.

R : coefficient de comportement égale à 5 pour une structure mixte.

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Story	Diaphragm	Load	UX	delta x	he	1%he	OBSERVATION
ETAGE8	D9	EX	0,2547	0,429	4,8	0,048	CNV
ETAGE7	D8	EX	0,2118	0,284	2,87	0,0287	CV
ETAGE6	D7	EX	0,1834	0,299	2,87	0,0287	CNV
ETAGE5	D6	EX	0,1535	0,309	2,87	0,0287	CNV
ETAGE4	D5	EX	0,1226	0,309	2,87	0,0287	CNV
ETAGE3	D4	EX	0,0917	0,297	2,87	0,0287	CNV
ETAGE2	D3	EX	0,062	0,266	2,87	0,0287	CV
ETAGE1	D2	EX	0,0354	0,204	2,87	0,0287	CV

Tableau VI.1 : Déplacement inter-étage dans le sens xx'

Story	Diaphragm	Load	UY	Delta-K	he	1%he	OBSERVATION
ETAGE8	D9	EY	0,3158	0,0679	4,8	0,048	CNV
ETAGE7	D8	EY	0,2479	0,0398	2,87	0,0287	CNV
ETAGE6	D7	EY	0,2081	0,039	2,87	0,0287	CNV
ETAGE5	D6	EY	0,1691	0,0377	2,87	0,0287	CNV
ETAGE4	D5	EY	0,1314	0,0359	2,87	0,0287	CNV
ETAGE3	D4	EY	0,0955	0,0328	2,87	0,0287	CNV
ETAGE2	D3	EY	0,0627	0,0281	2,87	0,0287	CV
ETAGE1	D2	EY	0,0346	0,0205	2,87	0,0287	CV
RDC	D1	EY	0,0141	0,0141	4,8	0,048	CV

Tableau VI.2 : Déplacement inter-étage dans le sens yy'

♦ **Vérification de l'effort tranchant à la base :(ART 4.3.6/ RPA Version 2003) :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;) dans le rapport $0.8 V_t / V_D$

• **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} . W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

Avec :

- Coefficient de comportement global du bâtiment $R=2$
- Coefficient d'accélération de la zone : $A=0,4$ (groupe d'usage 1A, zone III) tableau 4.1 [RPA 99 version 2003].
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site S3 (site meuble) :

$$T_1=0,15 \text{ s} \quad ; \quad T_2=0,50 \text{ s}$$

- Q : facteur de qualité, sa valeur est donnée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq=1,15$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

- Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0,764 > 0,7$

Avec :

$\xi = 10\%$ [(remplissage en béton armé/maçonnerie) tableau 4.2 RPA99 V 2003]

$$T_2=0,5s \Rightarrow T_2 < T < 3,0s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 * 0,764 * (0,5/2,025)^{\frac{2}{3}} = 0,752$$

- $W_t = 34\,073,80 \text{ KN}$ (Calculer dans le chapitre 4)

On aura finalement :

$$V_{st} = \frac{0,4 * 0,752 * 1,15}{2} * 34\,073,80$$

$$V_{st} = 5893,40 \text{ KN}$$

➤ *Vérification de l'effort sismique dynamique : V_d*

On doit vérifier que : $V_d \geq 0.8 V_{st}$

MSE (V_{max})		ETABS (v_i)		Vt/V	
x	y	Ex	Ey	x	y
5893,40	5893,40	3770,08	3770,08	>0.80	>0.80
				CV	CV

Tableau VI.3 : Vérification de l'effort sismique dynamique

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9 RPA 99/version 2003)**

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tout les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K,

V_K : Effort tranchant de l'étage k,

h_K : Hauteur de l'étage K,

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Les résultats de vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le (Tableau VI.4)

niveau	Hk	P	sens x-x			sens y-y			Θ_k	OBSERVATION
			Ux	Vk x Hk	qx	Uy	Vk x Hk	qy		
RDC	4,81	4560,8	0,0161	17788,4	0,004	0,0141	14603,1	0,004	0,1	CV
1	2,87	4000,3	0,0385	17788,4	0,009	0,0346	14603,1	0,009		CV
2	2,87	4000,3	0,0682	17788,4	0,015	0,0627	14603,1	0,017		CV
3	2,87	4000,3	0,1019	17788,4	0,023	0,0955	14603,1	0,026		CV
4	2,87	4000,3	0,1374	17788,4	0,031	0,1314	14603,1	0,036		CV
5	2,87	4000,3	0,1735	17788,4	0,039	0,1691	14603,1	0,046		CV
6	2,87	4000,3	0,209	17788,4	0,047	0,2081	14603,1	0,057		CV
7	2,87	4397,1	0,2435	17788,4	0,06	0,2479	14603,1	0,075		CV
8	4,87	12553	0,298	17788,4	0,21	0,3158	14603,1	0,271		CNV

Tableau VI.4 : Vérification de l'effet P- Δ

❖ Les excentricités [Art 4.2.7 RPA 99 version 2003]:

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau ($0,05 * 17,8 = 0,89\text{m}$).
- Excentricité théorique résultant des plans.

❖ RPA2003-Art4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à **0.05 L** (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le sens **x-x (ex)** : On vérifie que : $e_x = CM - CR \leq 5\%L_y$

Suivant le sens **Y-Y (ey)** : On vérifie que : $e_y = CM - CR \leq 5\%L_x$

Les excentricités théoriques ($ex_0;ey_0$) sont données dans le tableau suivant :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex(etabs)	ey(etabs)	e theorique
RDC	D1	45,6078	45,6078	8,785	8,792	45,6078	45,6078	8,785	8,792	8,787	8,79	-0,002	0,002	0,89
ETAGE1	D2	40,0025	40,0025	8,785	8,793	40,0025	40,0025	8,785	8,793	8,785	8,79	0	0,003	
ETAGE2	D3	40,0026	40,0026	8,785	8,793	40,0026	40,0026	8,785	8,793	8,782	8,79	0,003	0,003	
ETAGE3	D4	40,0025	40,0025	8,785	8,793	40,0025	40,0025	8,785	8,793	8,779	8,79	0,006	0,003	
ETAGE7	D8	43,9709	43,9709	8,786	8,792	43,9709	43,9709	8,786	8,792	8,774	8,79	0,012	0,002	
ETAGE8	D9	125,5294	125,5294	8,783	8,793	125,5294	125,5294	8,783	8,793	8,775	8,79	0,008	0,003	
ETAGE4	D5	40,0025	40,0025	8,785	8,793	40,0025	40,0025	8,785	8,793	8,777	8,79	0,008	0,003	
ETAGE5	D6	40,0025	40,0025	8,785	8,793	40,0025	40,0025	8,785	8,793	8,776	8,79	0,009	0,003	
ETAGE6	D7	40,0025	40,0025	8,785	8,793	40,0025	40,0025	8,785	8,793	8,775	8,79	0,01	0,003	
												condition vérifiée		

Tableau VI.5 : Vérification de l'excentricité

❖ *Vérification la période fondamentale :*

L'article [4.2.4 du RPA99 v2003] exige que « Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% » c'est-à-dire que $T+0,3T > T_{etabs}$

Application numérique :

On a : T calculer = 1,5s (calculer dans le chapitre 4)

Et ; T etabs= 1,95s (voir annexe)

$$\implies T+0,3T = 1,5 + 0,3 \cdot 1,5 = 1,95s > T_{etabs} = 2,97s \quad \implies \text{Condition non vérifiée}$$

5.3.3. Définition du comportement non linéaire de la structure

Le comportement non linéaire des éléments structuraux poutres et poteaux, est représenté par l'attribution des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités, car le type de rupture possible dans une structure en portique auto-stable se fait généralement par la formation des rotules plastiques au droit des nœuds poteaux – poutres.

Les types de rotules plastiques considérés dans cette étude sont

- **Poutres :** rotules de flexion (M_3), et rotules de cisaillement (V_2), (figure 5.17).

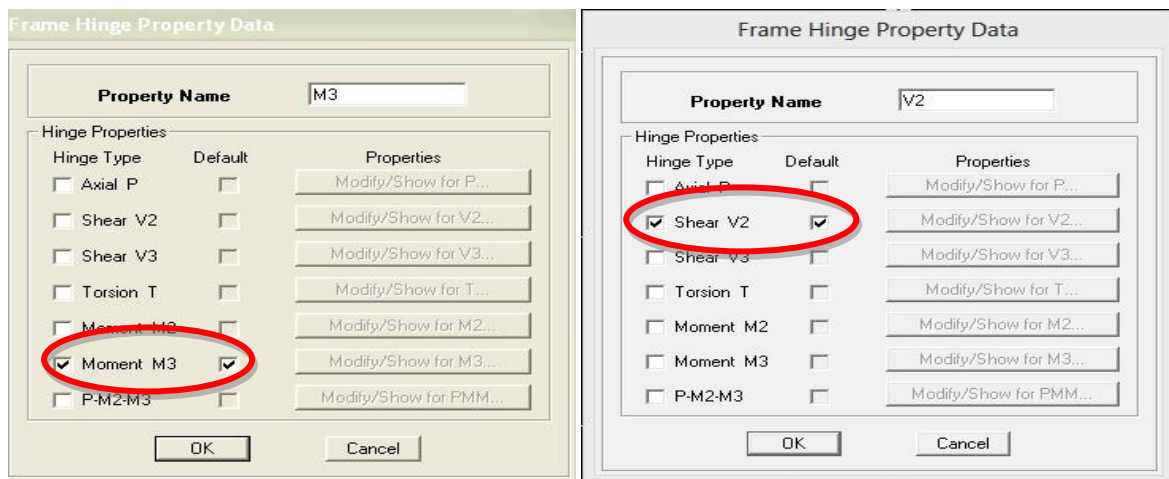


Figure VI.17 : Définitions des rotules.

- **Poteaux :** l'effort normal (P), et rotules de cisaillement suivant l'axe 2-2 (V_2), (figure 5.18).

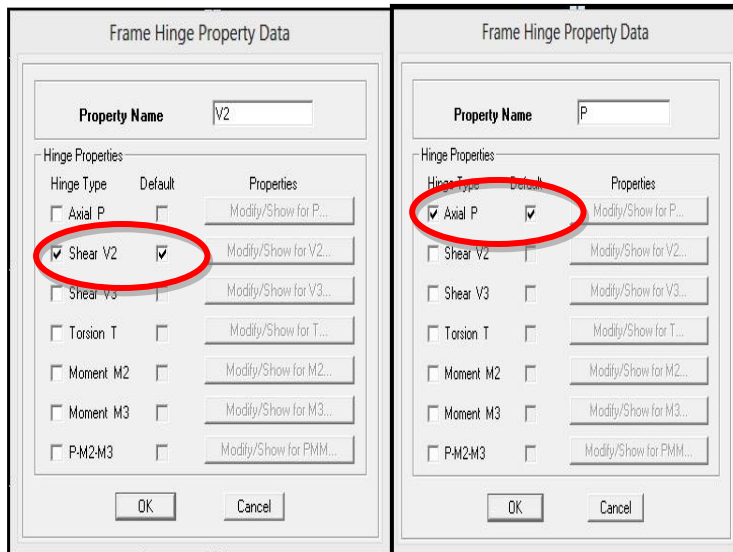


Figure VI.18 : Définitions des rotules.

Ces rotules sont introduites suivant les étapes énumérées ci-après :

1. Attribution des rotules : **Select** → **by frame section** → **assign** → **frame non lineare Hinges** (figure 5.19).

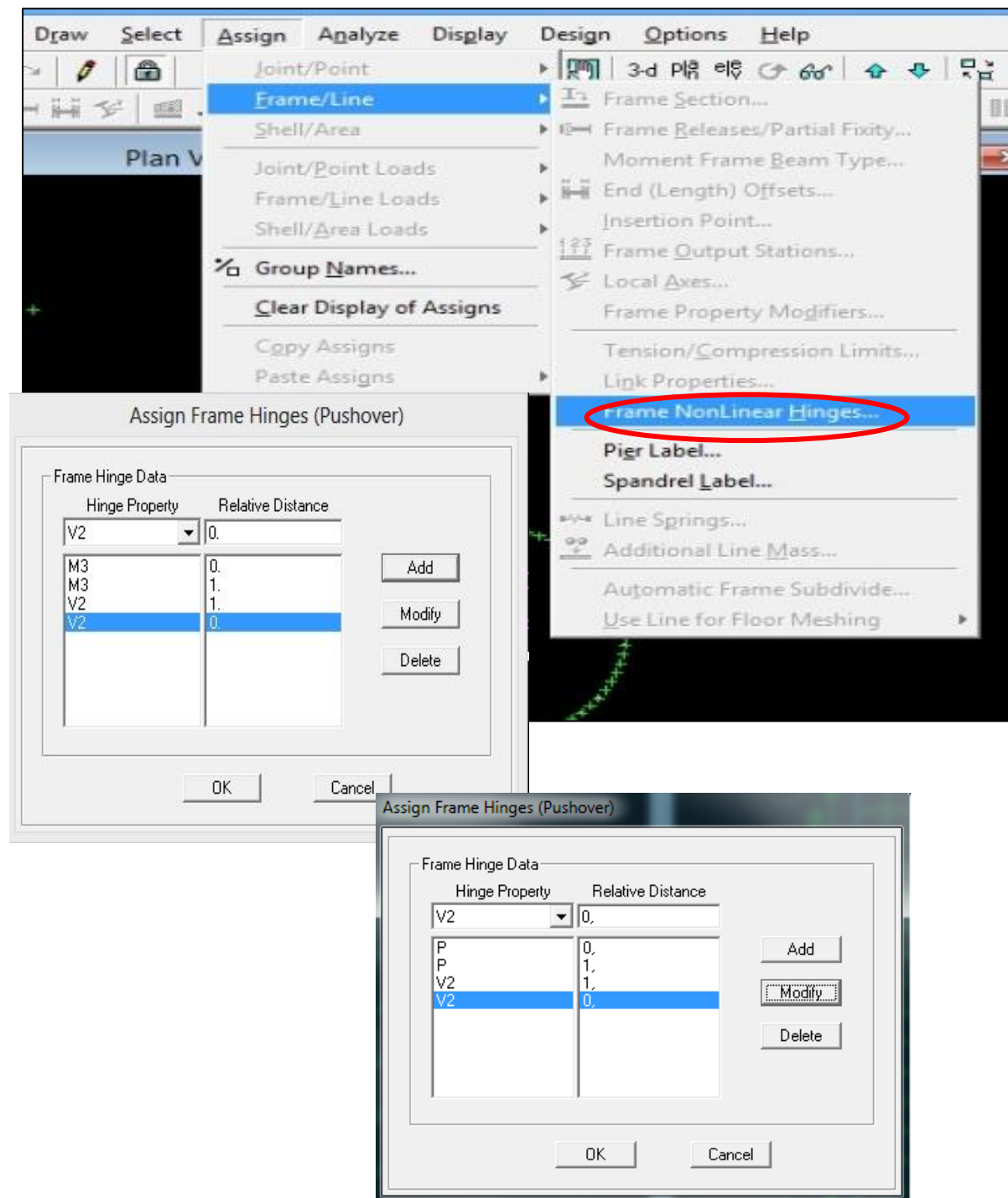


Figure VI.19 : Définitions des rotules.

VI.3.3.1. Définition du chargement de l'analyse Pushover

Dans cette étape nous allons procéder au chargement de la structure par les paramètres du Pushover. La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration, et que ce mode reste constant durant toute la durée de l'excitation sismique.

Sachant aussi, que la distribution des forces latérales est incrémentée de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible « **déplacement-contrôlé** ».

Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure.

En plus de l'analyse en mode « **Déplacement contrôlé** », le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode « **force contrôlée** ». Ce type d'analyse est choisi lorsque les charges sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure (Belkheir, 2012).

- L'analyse sous charges gravitaires se fait en cliquant sur **Define** → **Static Non Linear /Pushover Cases (figure VI.20)**.

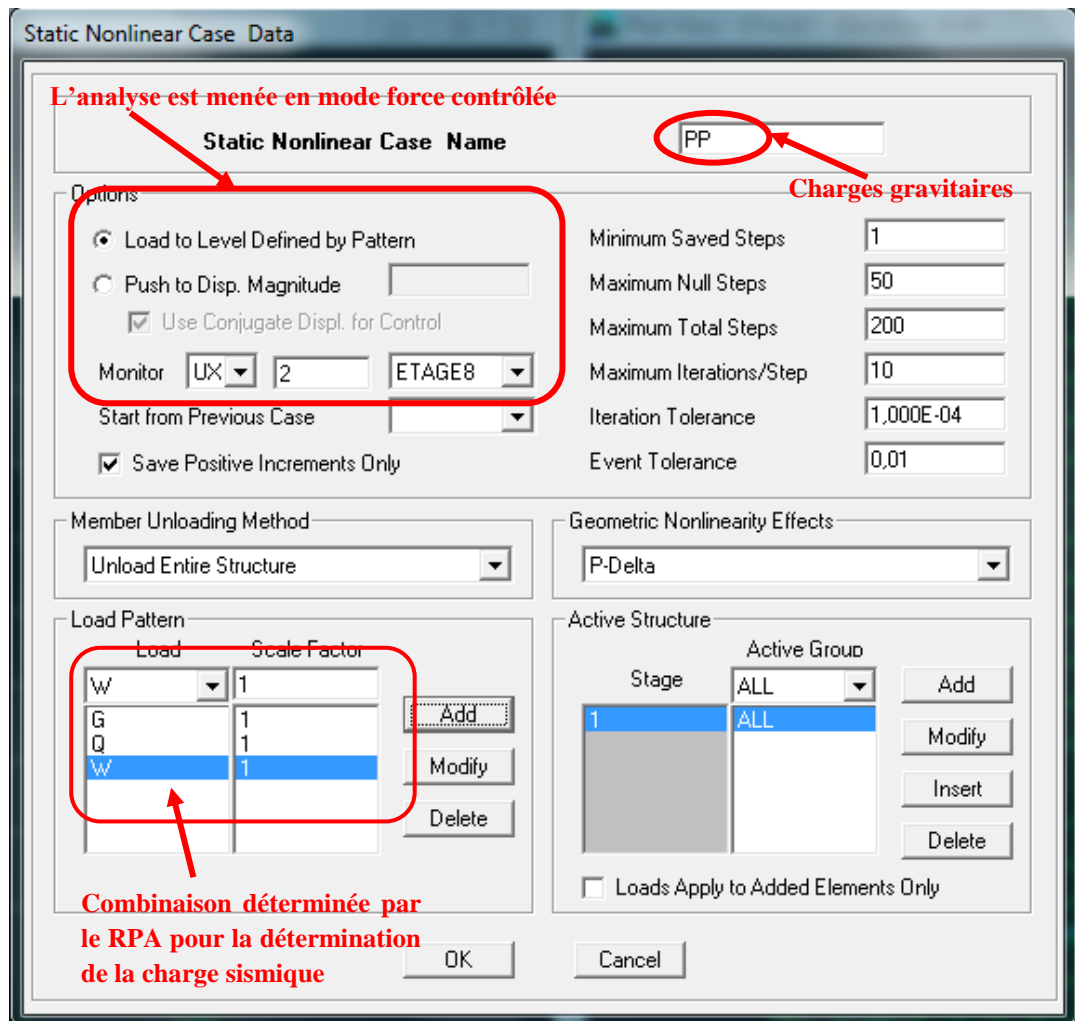


Figure VI.20 : Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires.

L'analyse est menée en mode déplacement contrôlé.

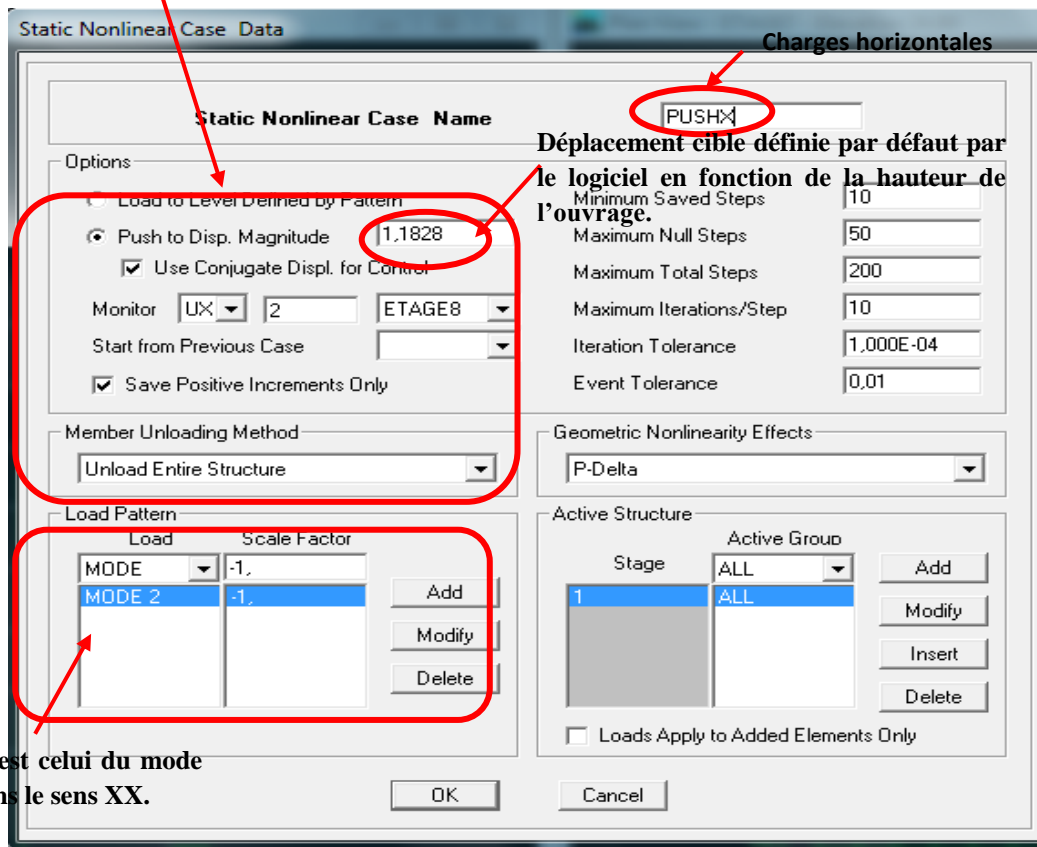


Figure VI.21 : Définition du chargement de l'analyse pushover (sens XX).

Etant donné que la structure est parfaitement symétrique, les résultats de l'analyse seront donc les mêmes dans les deux sens (xx-yy).

Conclusion

A l'issue de ce chapitre, nous avons pu présenter les principales étapes de la modélisation avec le logiciel ETABS. Notons que lors de notre modélisation nous étions confrontés à plusieurs difficultés qui ont empêché d'aboutir initialement aux résultats.

La première difficulté était de trouver un modèle équivalent qui reprenne le même comportement que le réservoir tenant compte de l'effet hydrodynamique, ou nous avons passé plusieurs mois dessus.

Le second, était un problème lié à modélisation des voiles par l'analyse non linéaire. Aussi, nous avons été amenés à changer le modèle initial par un modèle équivalent, en remplaçant les voiles par un nombre de poteaux d'inertie équivalente.

L'analyse non linéaire est donc effectués, et les résultats obtenus seront présentés et interprétés au chapitre VII.

Introduction

L'analyse statique non linéaire (Pushover) est effectuée sur l'immeuble réservoir pour déterminer le comportement de ce dernier dans le domaine non linéaire et d'évaluer sa performance sismique.

Au terme de cette analyse non linéaire, nous procéderons au tracé de la courbe de capacité, nous déterminons aussi le point de performance ainsi que les déplacements relatifs inter-étages et la demande en ductilité (μ_D) qui caractérise le degré de pénétration du bâtiment dans le domaine plastique.

Nous déterminons également la distribution des rotules plastiques dans les différents éléments structuraux poutres et poteaux ainsi que leurs niveaux de dommages correspondant aux points de performance.

VII.2 Résultats de l'analyse Pushover

La courbe de capacité, ainsi que spectre de capacité obtenue lors de l'analyse Pushover dans les deux sens (xx et yy).

Pour avoir les résultats de l'analyse pushover en clique sur :

Display  **show Static pushover curve**

Est sont données respectivement par les figures (VI.1) et (VI.2)

VII.2.1 Courbe de capacité :

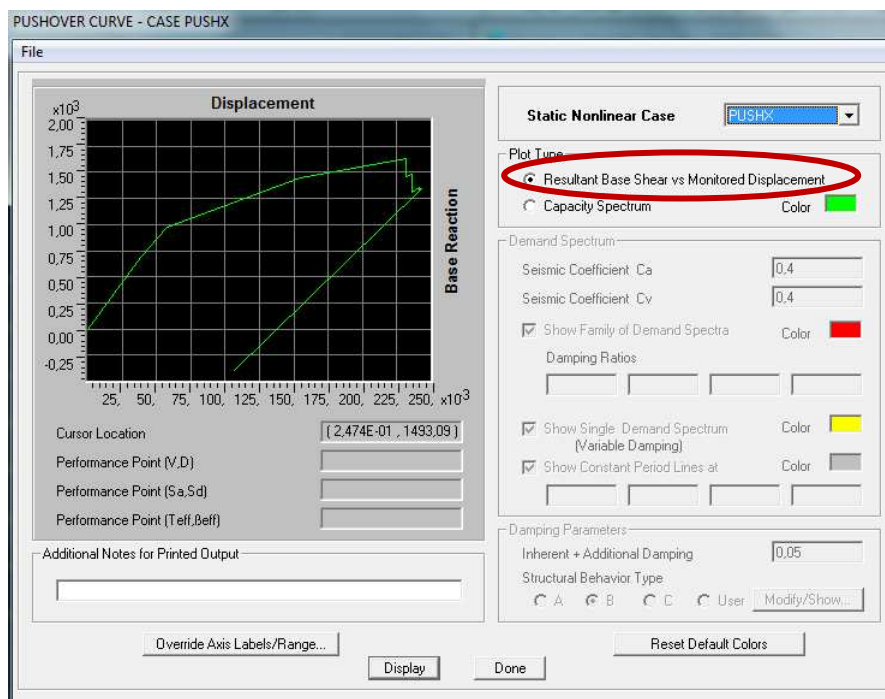


Figure VII.1 : courbe de capacité donnée par le pushover (V-Sd)

Pour obtenir le tableau de la courbe de capacité en clique sur :

File  Display table ; On obtient le tableau suivant :

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E
0	0,0000	0,0000	7384	8	0	0	0	0	0
1	0,0382	688,6285	7144	248	0	0	0	0	0
2	0,0574	974,6791	6296	1052	44	0	0	0	0
3	0,1548	1445,4543	6148	1084	136	8	8	8	0
4	0,2318	1633,4690	6128	1096	120	16	24	0	8
5	0,2319	1457,0039	6128	1096	112	24	16	8	8
6	0,2356	1477,7169	6120	1096	96	32	32	0	16
7	0,2357	1312,3849	6112	1104	96	32	24	8	16
8	0,2415	1352,2407	6112	1104	96	32	24	0	24
9	0,2415	1335,1190	6112	1104	96	32	16	8	24

Figure VII.2 Donnés et résultat de l'analyse pushover (V-Sd)

VII.2.2 Spectre de capacité :

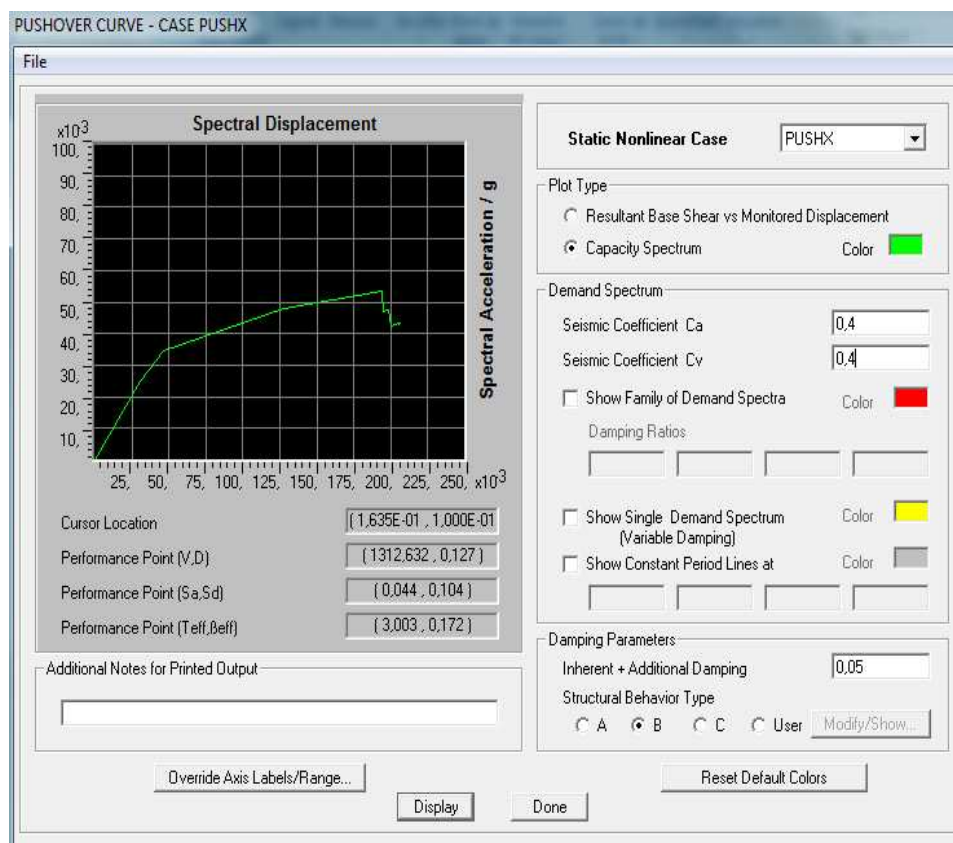



Figure VII.3 : courbe de capacité donnée par le pushover (Sa-Sd)

Pour obtenir le tableau de la courbe de capacité en clique sur :

File  **Display table** ; On obtient le tableau suivant :



Step	Teff	Reff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF+Ø
1	2,223	0,050	0,031	0,025	0,221	0,180	0,676	1,241
2	2,312	0,073	0,046	0,035	0,208	0,157	0,693	1,248
3	3,274	0,211	0,127	0,048	0,209	0,078	0,745	1,217
4	3,822	0,237	0,194	0,053	0,233	0,064	0,753	1,196
5	4,083	0,281	0,195	0,047	0,232	0,056	0,762	1,189
6	4,092	0,279	0,198	0,048	0,233	0,056	0,763	1,188
7	4,369	0,287	0,200	0,042	0,245	0,052	0,766	1,179
8	4,360	0,291	0,205	0,043	0,243	0,052	0,767	1,178
9	4,391	0,290	0,205	0,043	0,246	0,051	0,767	1,177
10	4,390	0,292	0,207	0,043	0,245	0,051	0,767	1,176

Figure VII.4 : Données et résultat de l'analyse pushover (Sa-Sd)

VII.3 Evaluation du point de performance

Les étapes à suivre pour localisation du point de performance, sont celles de la procédure **B** déjà décrites au chapitre III.

Développement de spectre de réponse de la structure au format (Sd-Sa) :

Les résultats de la figure (VII.4) sont résumés dans le tableau suivant :

Sd	Sa
0	0
0,03	0,03
0,05	0,04
0,10	0,04
0,15	0,05
0,20	0,05
0,23	0,05

Tableau VII.1 : résultat de l'analyse pushover(S_d(C)-(S_a(C))

Le spectre de réponse est donné dans la figure suivante :

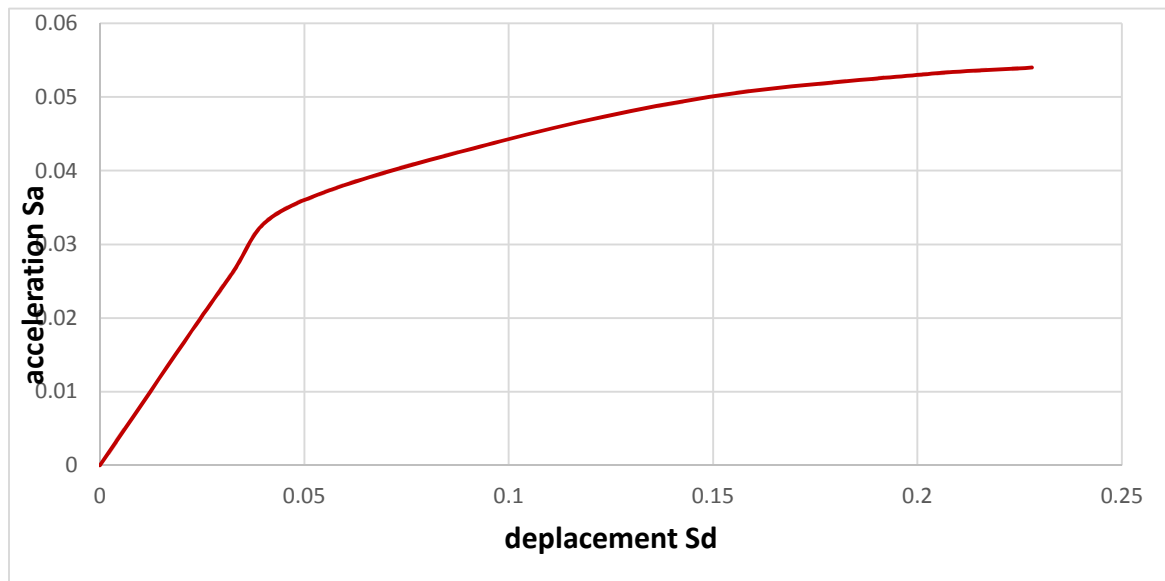


Figure VII.5 : Spectre de capacité (extrait des résultats du Pushover)

Développer une représentation bilinéaire de la courbe de capacité :

La représentation bilinéaire de la courbe de capacité sera développée dans le programme EXCEL et sera donnée par la figure :

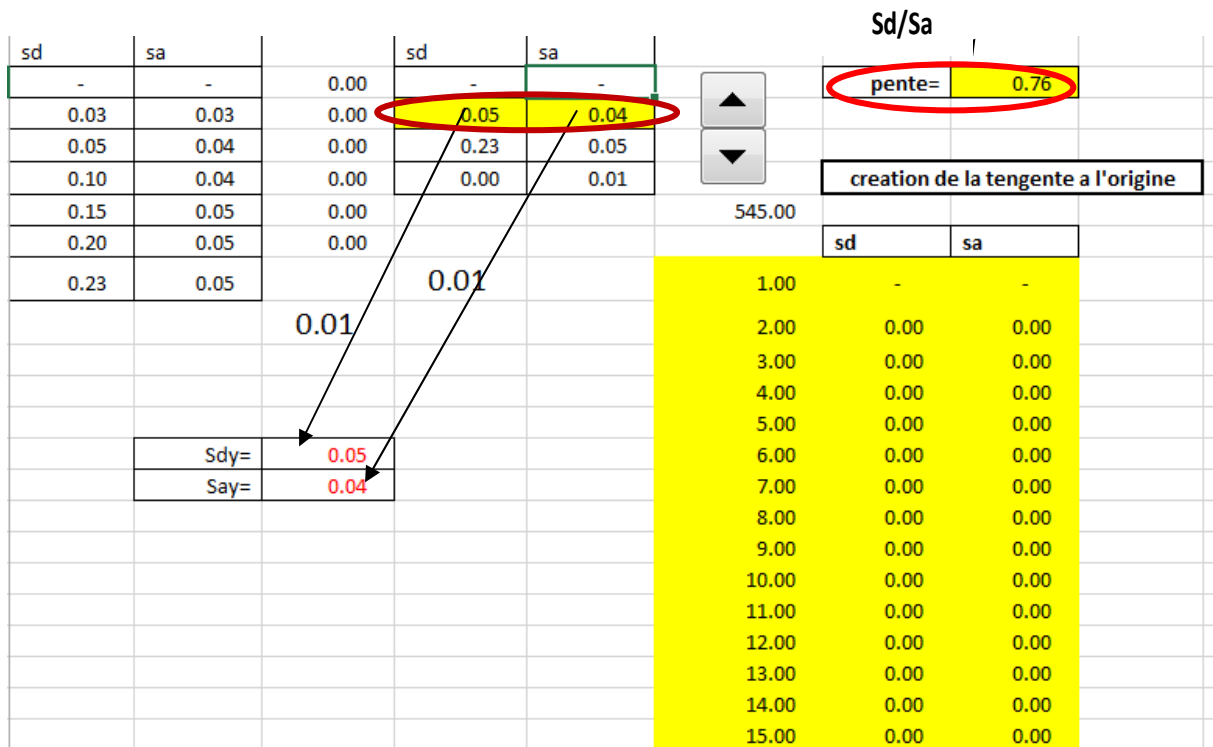


Figure VII.6 : programme EXCEL pour la représentation de bilinéaire de la courbe de capacité

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Le deuxième segment est tracé en reliant le point (**api** , **dpi**) à un point (**ay** , **dy**) qui est définie de tel façon à avoir l'égalité de surfaces **A1** et **A2**

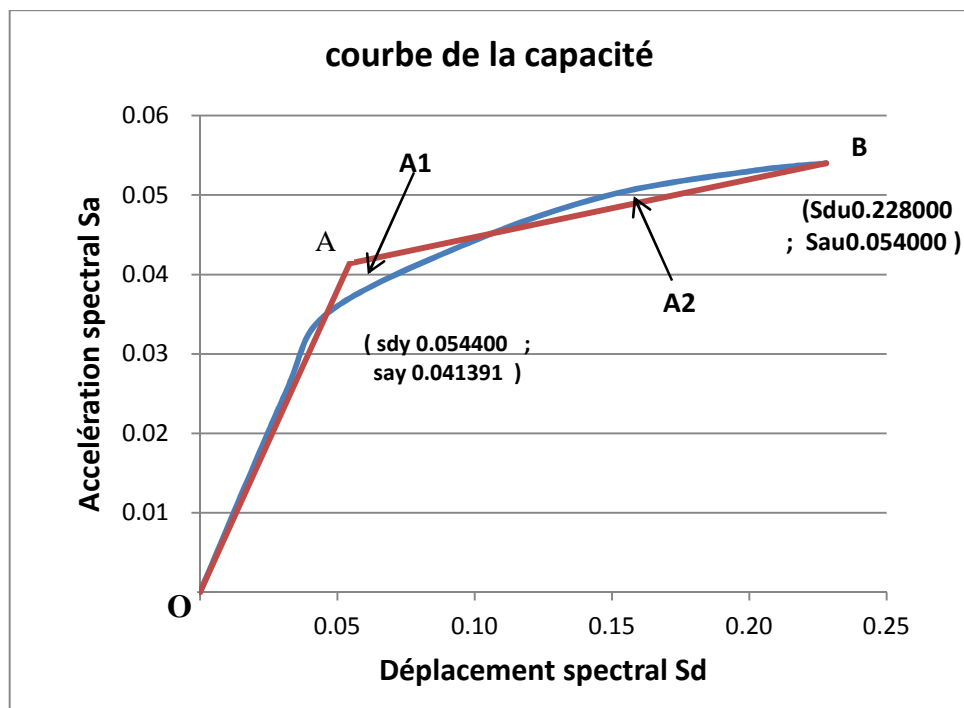


Figure VII.7 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité.

Les coordonnées des points A et B de la courbe bilinéaire sont donnés dans le tableau suivant :

POINTS	$S_d(C)$ (m)	$S_a(C)$ (m)
O	0	0
A	0,054	0,041
B	0,23	0,054

Tableau VII.2 : Les coordonnées des points A et B

- Calcule de l'amortissement effectif ξ_{eff} par la formule donnée au (chapitre III)

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o = 0.05 + k \frac{0.637 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{(a_{pi} d_{pi})} \quad (III.19)$$

Représentation de la courbe (ξ_{eff} -Sd) (figure VII.8)

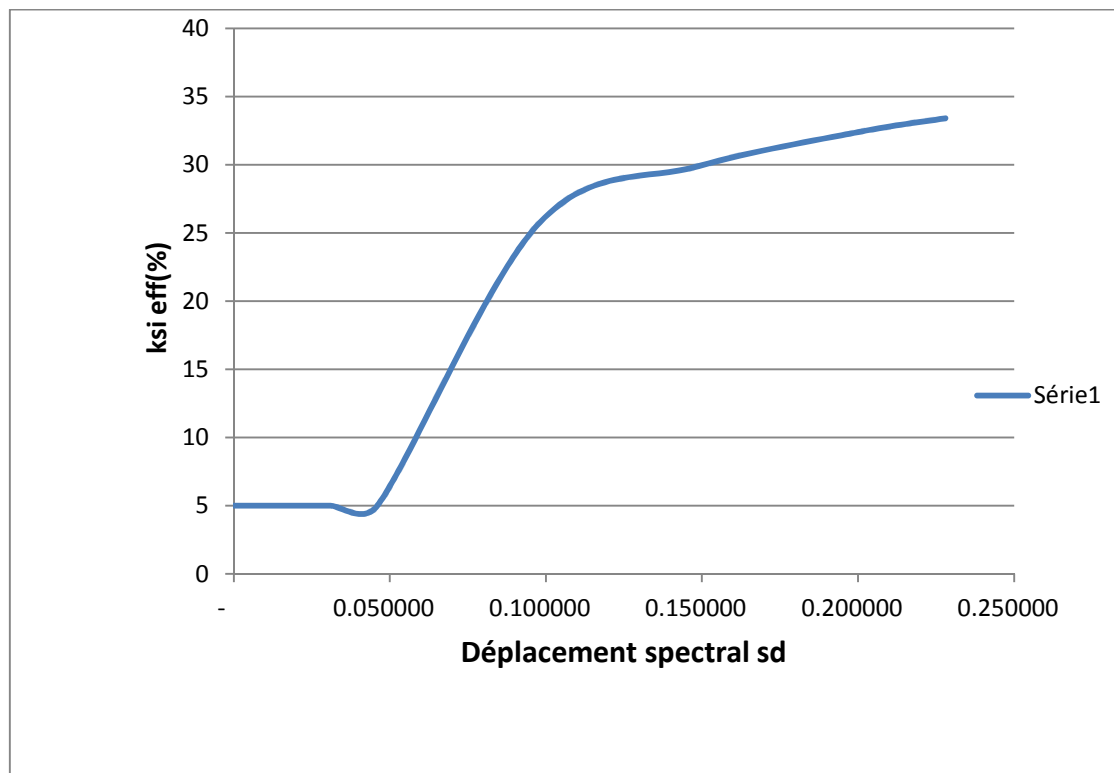


Figure VII.8 représentation de la courbe amortissement effectif-déplacement spectrale.

- Développer et représenter une famille de spectres réduits ($\xi_{eff} > 5\%$)

La représentation de la famille de spectre réduit ce fait ont variés l'amortissement leurs représentations et dans la figure ci-après:

- Détermination des points ($\xi_{\text{eff}}-S_{d\text{pi}}$), ceux-ci sont obtenus en superposant la courbe de capacité spectrale bilinéaire avec les spectres de réponse des amortissements effectifs ξ_{eff} . (figure 4.7)

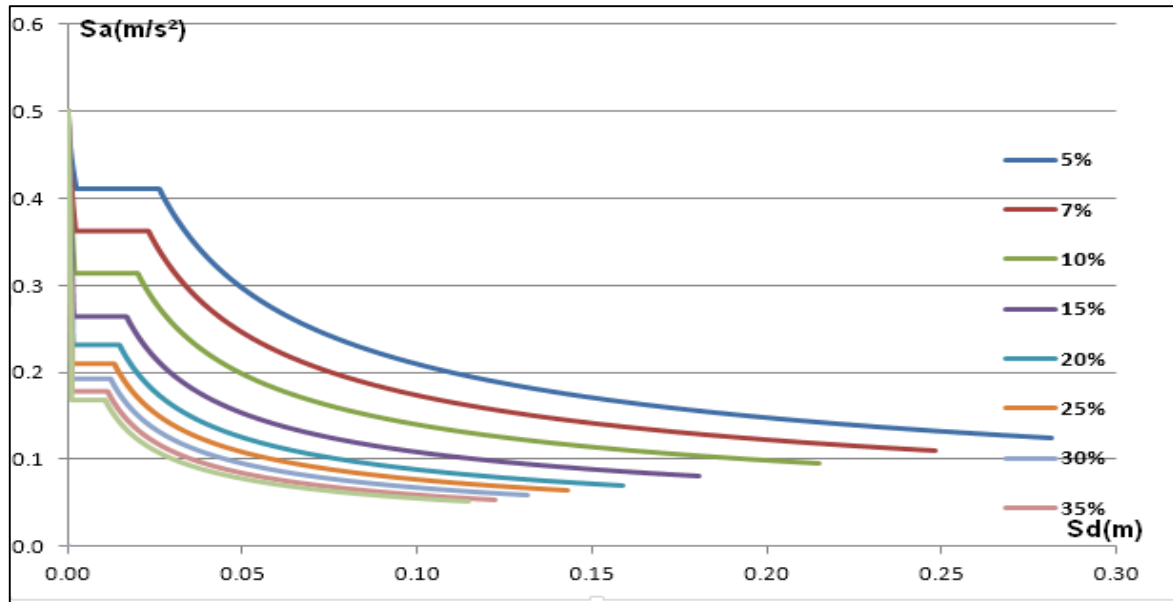


Figure VII.9 : représentation d'une famille de spectre réduit

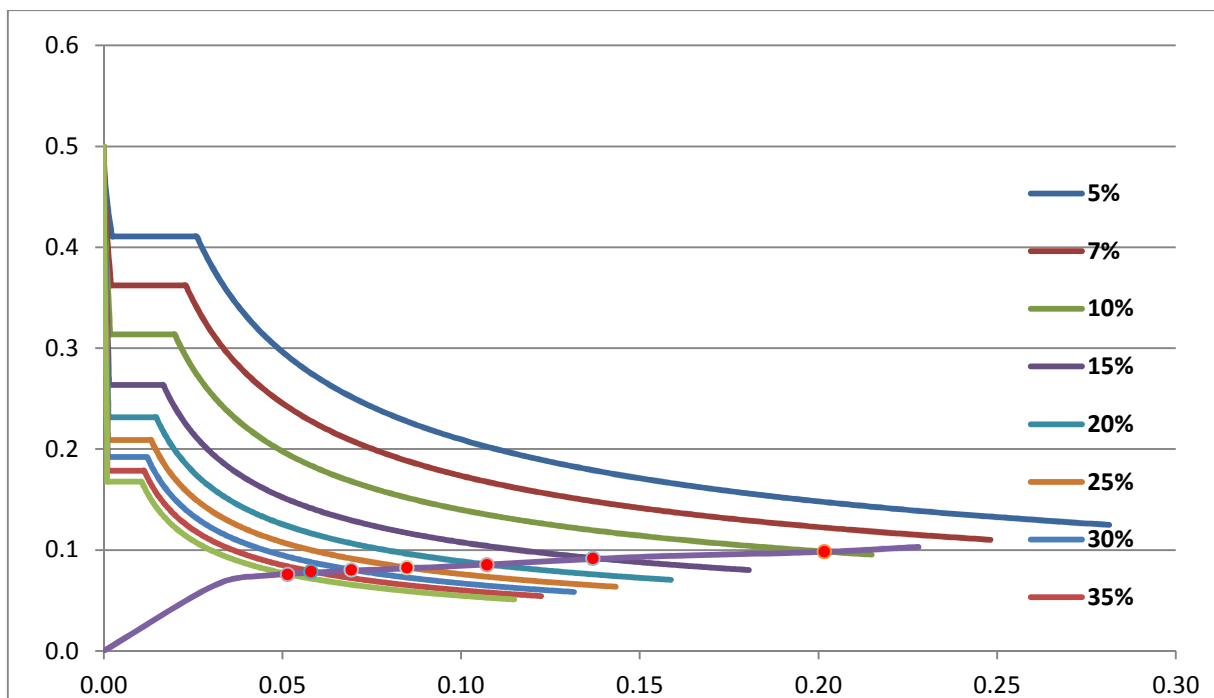


Figure VII.10 : détermination des points ($\xi_{\text{eff}}-S_{d\text{pi}}$)

Les points d'intersection entre la courbe de capacité et les courbes des spectres réduits qui sont tirés de graphe (figure) est donné dans le tableau suivant :

Amortissements(%)	Sd	Sa/g
10	0.201519329	0.098536995
15	0.136776737	0.09210873
20	0.107170561	0.085760804
25	0.084734916	0.08271601
30	0.069182829	0.080590149
35	0.057895825	0.079007567
40	0.051377745	0.076263919

Tableau VII.3 Valeurs de ξ_{eff} (%) en fonction de $(S_{ay}, S_{dy}), (S_{api}, S_{dpi})$

- Superposition des deux courbes ($\xi_{eff}-S_{dpi}$)_(C) (obtenue en figure VII.8), et celle de ($\xi_{eff}-S_a$)_(D) (obtenue en figure VII.10), puis détermination du point de performance comme illustré sur la figure (VII.11)

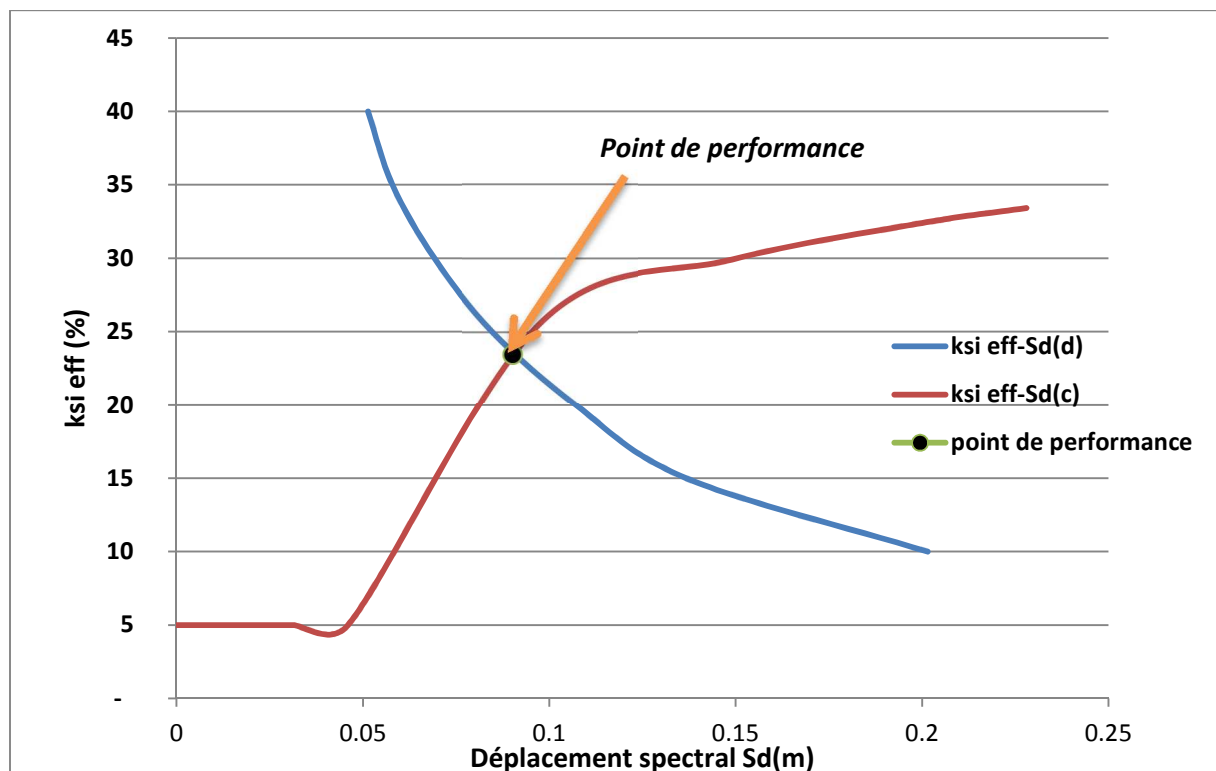


Figure VII.11 : Détermination du point de performance

Les coordonnées de point de performance est :

Sd(m)	Ksi eff (%)
0,09	23,5

Tableau VII.4 : coordonnées de point de performance

VII.4 Analyse des résultats :

VII.4.1 Domaines de dommage

On divise la courbe de capacité de la structure en cinq domaines des dommages qui correspond à l'échelle des dommages **EMS 98**.

Degrés des dommages	Formule des différents déplacements spectraux	Sd (m)
DG1	$Sd = 0,4 Sdy$	0.022
DG2	$Sd = 0,8 Sdy$	0.0435
DG3	$Sd = Sdy + 0,25 (Sdu - Sdy)$	0.0975
DG4	$Sd = 0,75 Sdu$	0.171
DG5	$Sd = Sdu$	0.228
	Sdy : limite élastique en déplacement	
	Sdu : limite ultime en déplacement	

Tableau VII.5 : calcul des domaines des dommages.

VII.4.2 Estimation et attribution de degré de dommage

Chaque point de performance se localise dans un intervalle qui définit un état d'endommagement, ces intervalles nous permettent d'estimer et d'attribuer un degré de dommage, (tableau VII.6).

Ordre d'accélération	Description et attribution des dommages probables	
	Description	attribution de degré de dommage
0.15g - 0.20g	<p>Dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans les structures avec murs. • Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage ; • Chute des revêtements friables et du plâtre. • Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs. 	2
0.20g - 0.30g	<p>Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. • Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. • Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage. 	3
Au de la de 0.30g	<p>Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. • Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. • Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage. 	3

Tableau VII.6 : dommages probable sur la structure

- Le domaine de dommage est représenté sur la figure ci-après (figure VII.12) :

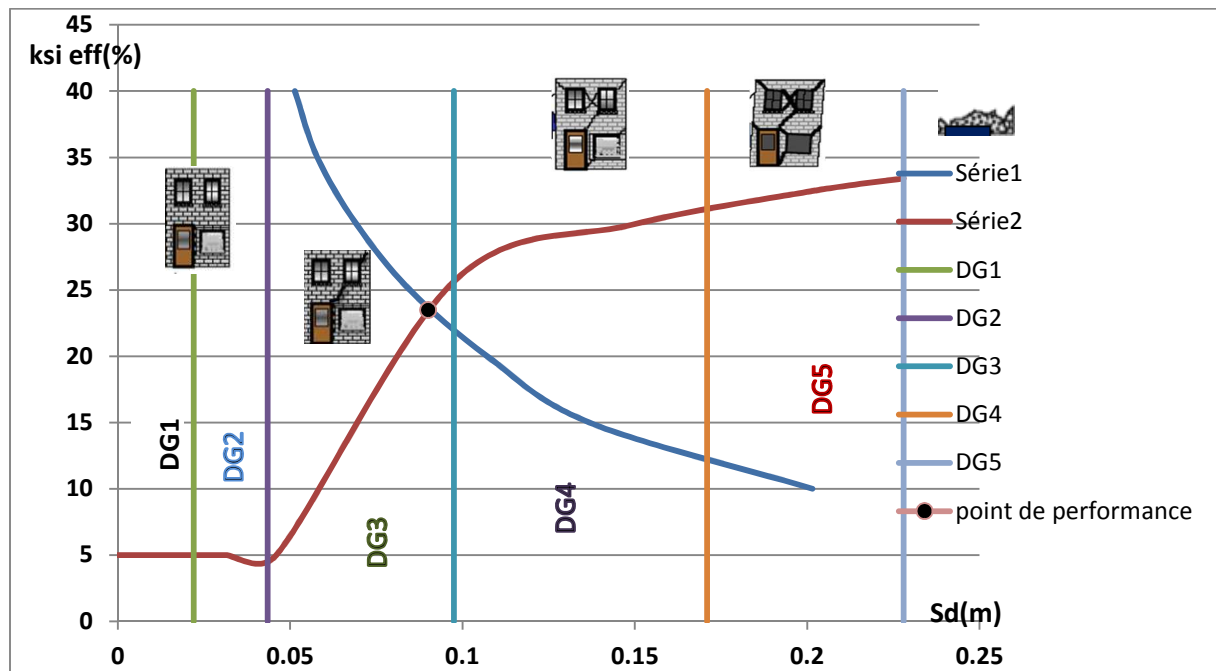


Figure VII.12 : domaines des dommages.

VII.4.3 Déplacements inter-étage

Les différents déplacements inter-étage sont déterminés par l'équation (4.1)

$$\Delta x = D_k - D_{k-1}$$

Story	N°	Load	UX	delta x
ETAGE	9	EX	0.2547	0.429
ETAGE	8	EX	0.2118	0.284
ETAGE	7	EX	0.1834	0.299
ETAGE	6	EX	0.1535	0.309
ETAGE	5	EX	0.1226	0.309
ETAGE	4	EX	0.0917	0.297
ETAGE	3	EX	0.062	0.266
ETAGE	2	EX	0.0354	0.204
RDC	1	EX	0.015	0.15

Tableau VII.7 : Le déplacement inter-étage

- **Remarque :**
Les résultats du tableau ci-dessous sont tirés à partir de logiciel ETABS

La représentation des déplacements inter-étages est donnée comme suite :

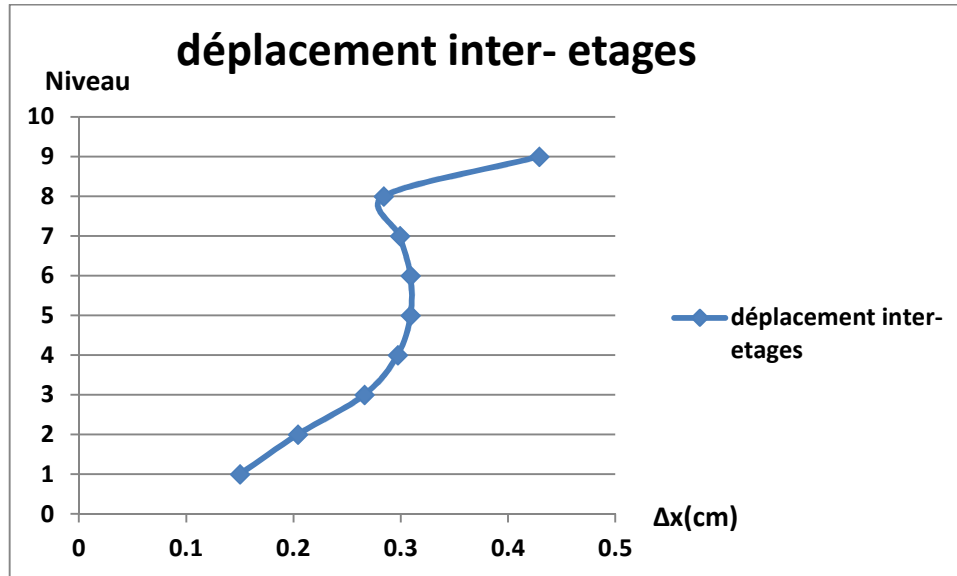


Figure VII.13 : Déplacements inter-étages au point de performance

VII.4.4 Demande en ductilité

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post-élastique. Et elle est estimée par le rapport entre le déplacement correspondant au point de performance et le déplacement élastique limite ($\mu_D = S_d/S_{dy}$), la demande en ductilité ultime de la structure est donnée par le rapport ($\mu_{DU} = S_{du}/S_{dy}$)

Avec :

S_{du} : Déplacement ultime de la structure,

A mesure que le facteur (μ_D) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important. Dans notre cas, $S_d = 9cm$ et $S_{dy} = 5,4cm$ $S_{du} = 22.8cm$

AN :

$$\mu_D = 1,66$$

$$\mu_{DU} = 4,09$$

$$\mu_D < \mu_{DU} \text{ et } (4,0 < \mu_D < 6,5)$$

Donc le comportement de notre structure est semi – ductile, caractérisé par une gamme élastique et une gamme plastique, suivi par une perte rapide et complète de la résistance.

VII.5 Mécanisme de ruine et états de dégradation de la structure

Le logiciel **Etabs**, nous permet de visualiser le développement des rotules plastiques dans les éléments structuraux. La distribution des rotules plastiques au point de performance est illustrée dans ces figures.

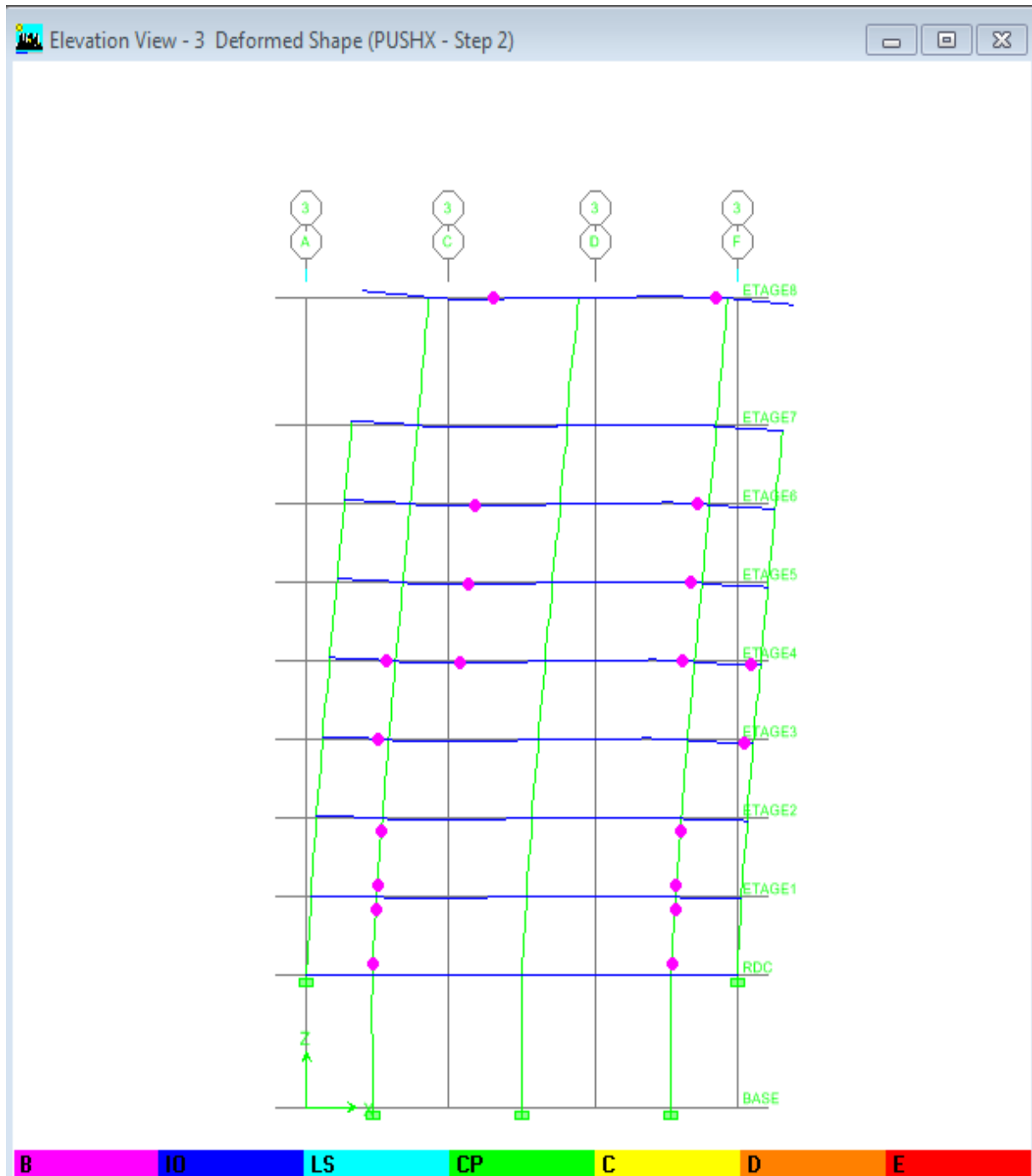


Figure VII.14 : Vue en 2D des rotules plastique de type B à l'étape 2 dans les différents éléments

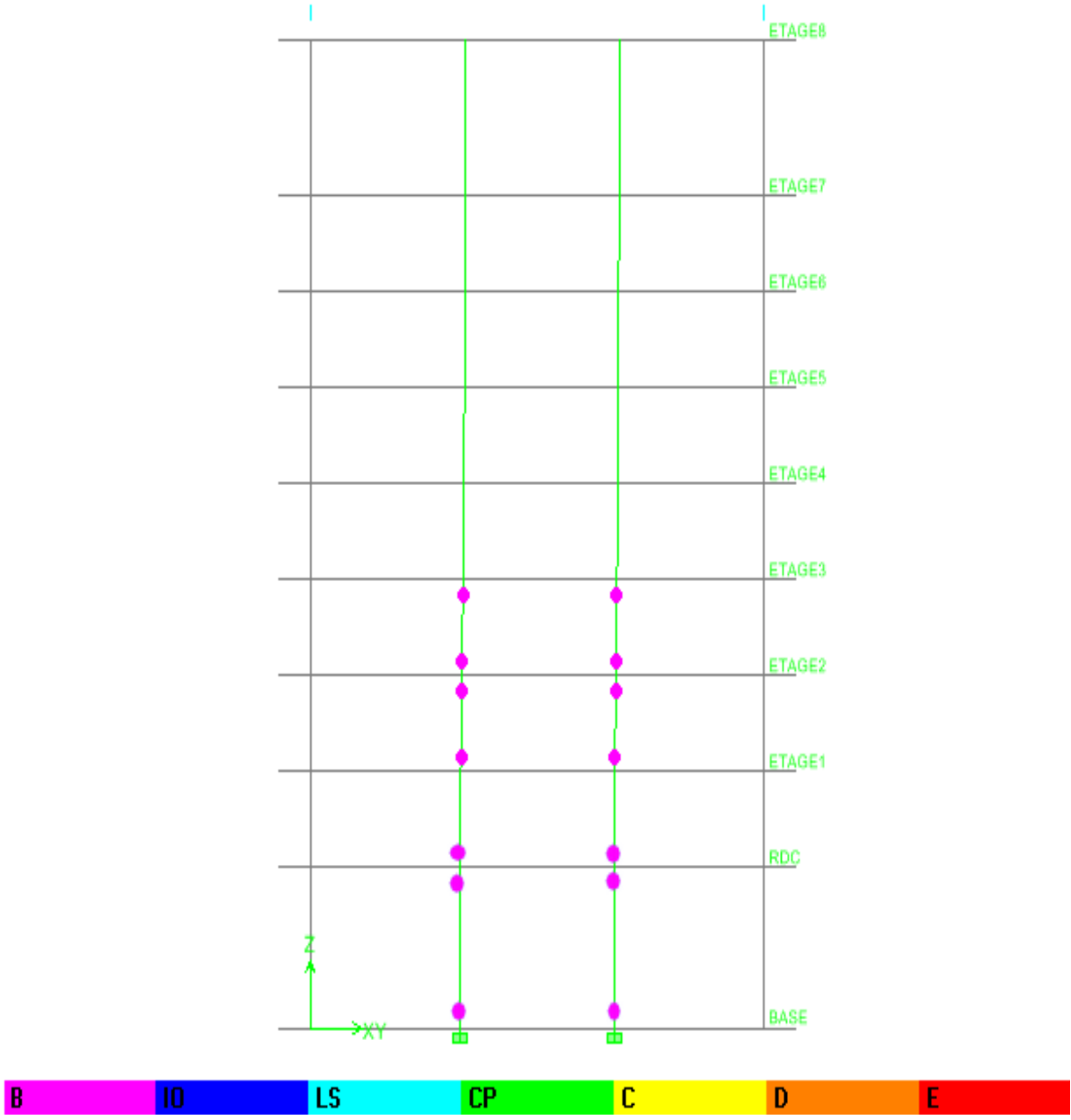


Figure VII.15 : Distribution des rotules plastique dans les éléments du noyau central

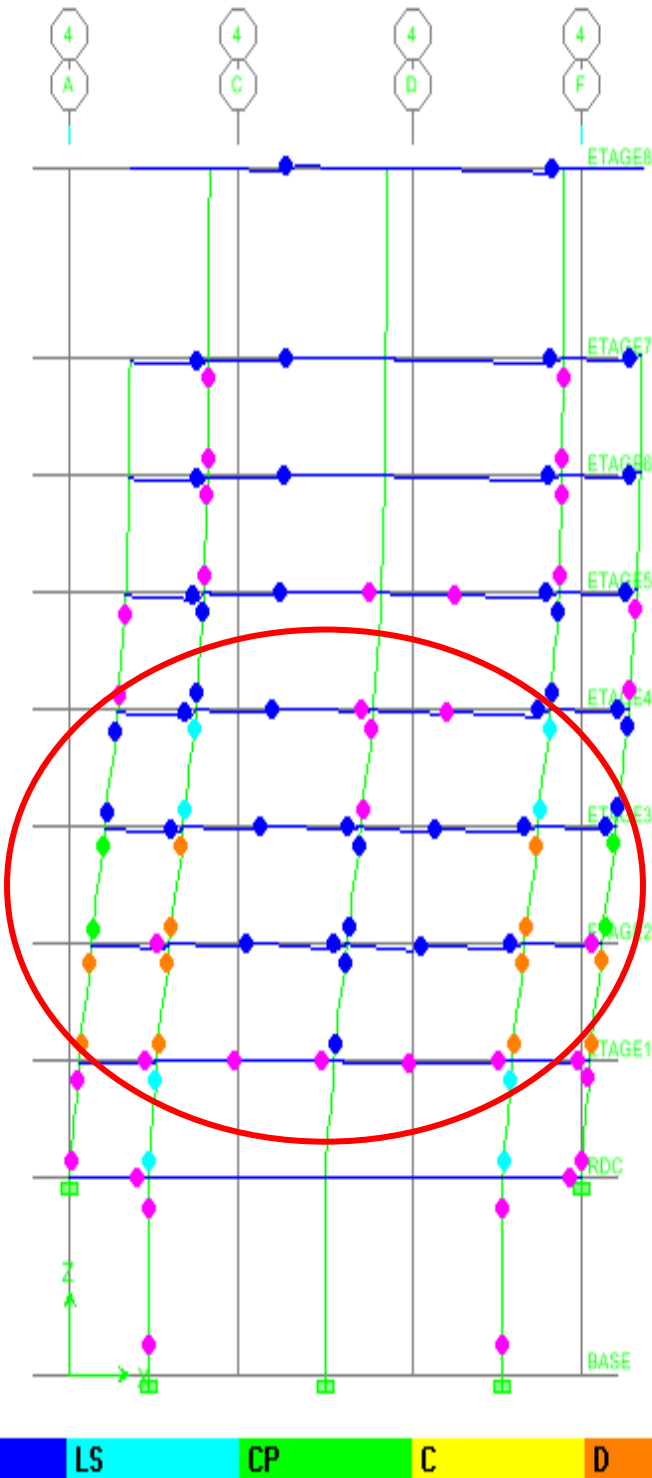


Figure VII.16: Apparition des rotules de type B ; IO ; LS ; CP ; et D

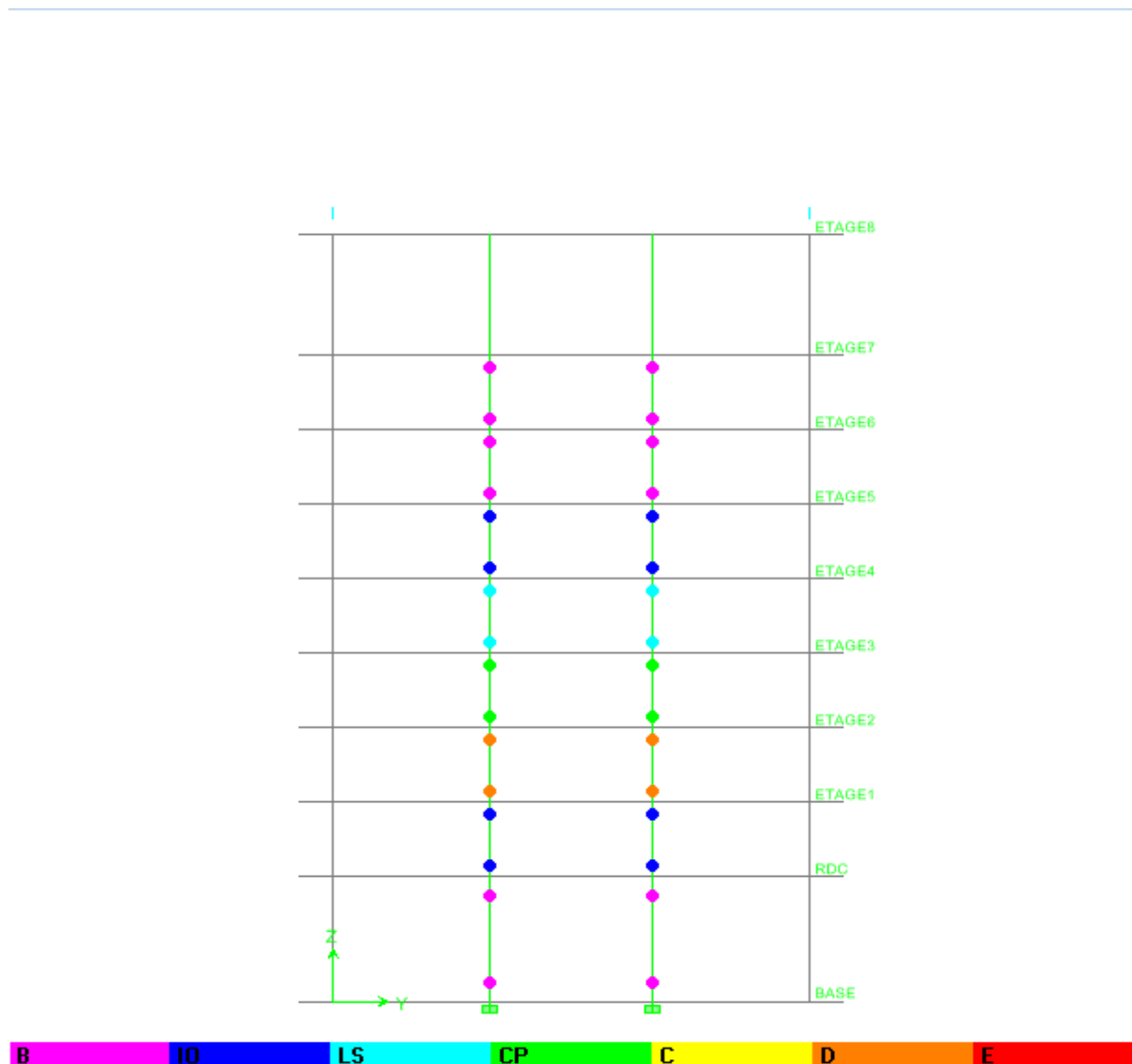


Figure VII.17 : Apparition des rotules de type (B-IO) ;(LS-CP) et (D) au niveau du noyau central.

Commentaires :

- On remarque que les premières rotules qui sont apparus dans les différents éléments sont de type (B), qui apparaissent en premier lieu dans les poteaux et les poutres dans le RDC et les étages courante (figure VII.14), avant d'apparaître progressivement dans le noyau central (figure VII.15) dans le RDC, première deuxième et troisième étage.
- A mesure que la charge augmente, on remarque que des rotules de type (B-IO), et même de type (LS-CP), ou encore de type (C-D) apparaissent de plus en plus dans les éléments structuraux du 1^{er}, 2^e, 3^e et 4^e étages, et des rotules de type (B-IO) dans les autres étages (figure VII.16).
- Les poteaux du RDC sont affectés, dont on voit l'apparition de rotule dans ces derniers (figure VII.17).

- Le noyau central, lui aussi est de nouveau touché par des rotules de type (B-IO), (LS-CP) et de type (D). (figure VII.17)

Dans le cadre de notre étude, nous avons proposé une échelle du comportement de la structure comportant quatre couleurs tels que

Vert : définit un comportement élastique de la structure, qui correspond au comportement élastique de la structure. Il indique par conséquent, aucun endommagement ou endommagement superficiel.

Orange 1 : définit un comportement élasto-plastique ; La structure n'est pas en danger mais endommagement mineur et susceptible de se développer.

Orange 2 : définit le comportement post plastique ; Endommagement avancé, stabilité menacé.

Rouge : définit l'état limite ultime et/ou l'effondrement de la structure. Effondrement de l'ouvrage, capacité de résistance nulle.

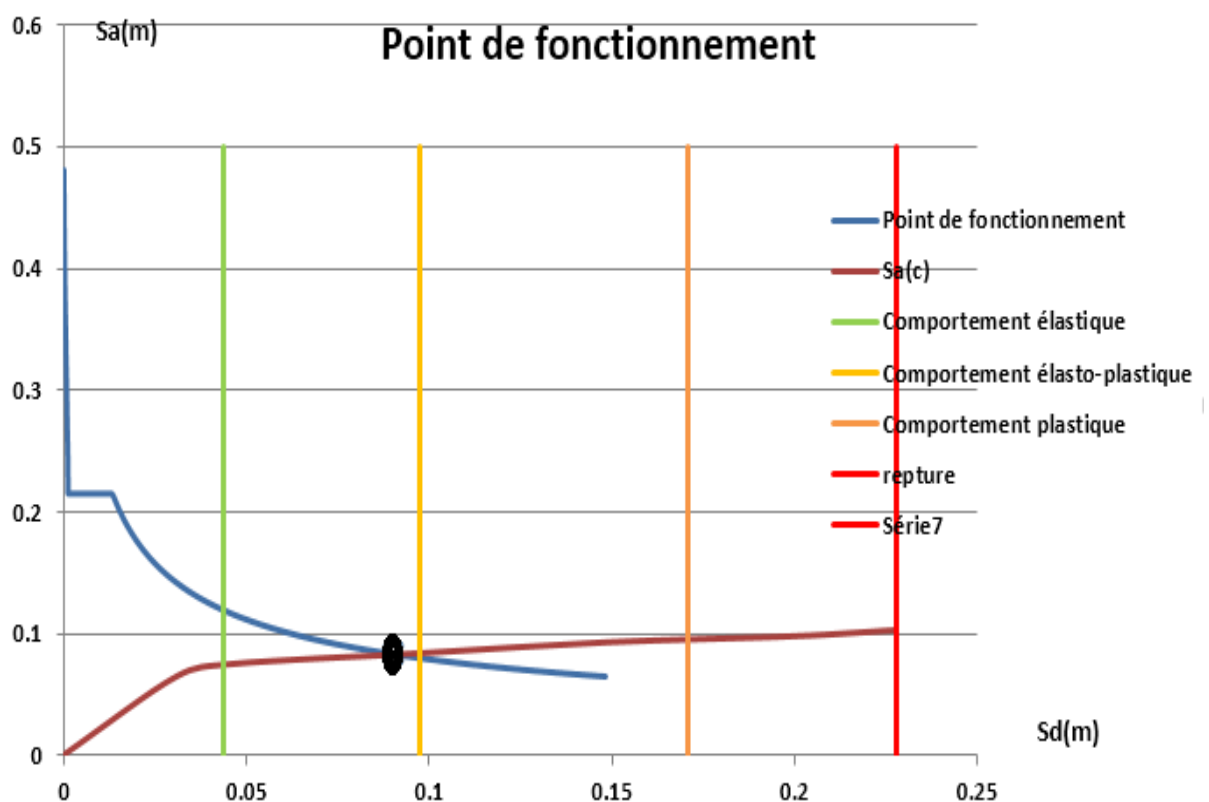


Figure VII.18 : Situation du point de performance.

- Le point de performance se situe dans la zone orange 1 qui correspond, un comportement élasto-plastique. La structure n'est pas en danger mais endommagement mineur et susceptible de se développer car il est plus proche à la zone orange 2 qui définit un comportement post plastique ; Endommagement avenacé, stabilité menacé.

VII.6 Comparaison des résultat de (Hamitouche 2012 ;Ait l'hadj 2013) avec ceux de l'analyse non-linéaire en prenant en compte de l'effet hydrodynamique :

(Hamitouche 2012 ;Ait l'hadj 2013) n' ont pas pris en compte l'effet hydrodynamique de réservoir car un réservoir qu' est couvert, et entièrement plein, naturellement il n'y a pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à la suite d'une excitation sismique : tout se passe comme si l'ensemble fluide+ réservoir constituait une masse unique comme représenter sur la figure

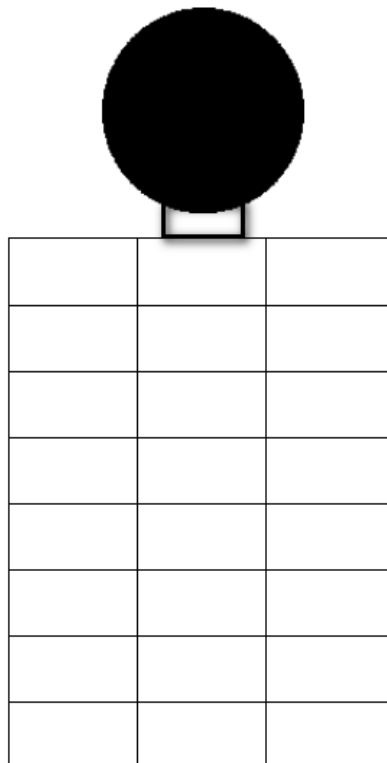


Figure VII.19 : Ensemble (fluide+ réservoir) constituait une masse unique

Par contre, dans des réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement, ce qui conduit à la formation des vagues en surface. D'ailleurs dans notre étude on a pris en considération le mouvement de fluide qui nous à poussés de faire une étude HYDRODYNAMIQUE par la méthode de housner qui as développée une approche, dans laquelle l'action du liquide est décomposée en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation.

Les efforts d'**impulsion** proviennent de ce qu'une partie de la masse du liquide, dite masse passive, réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente.

Quant aux efforts d'**oscillations**, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse M_o retenue par des ressorts de raideurs K_o à un niveau h_o , dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du liquide.

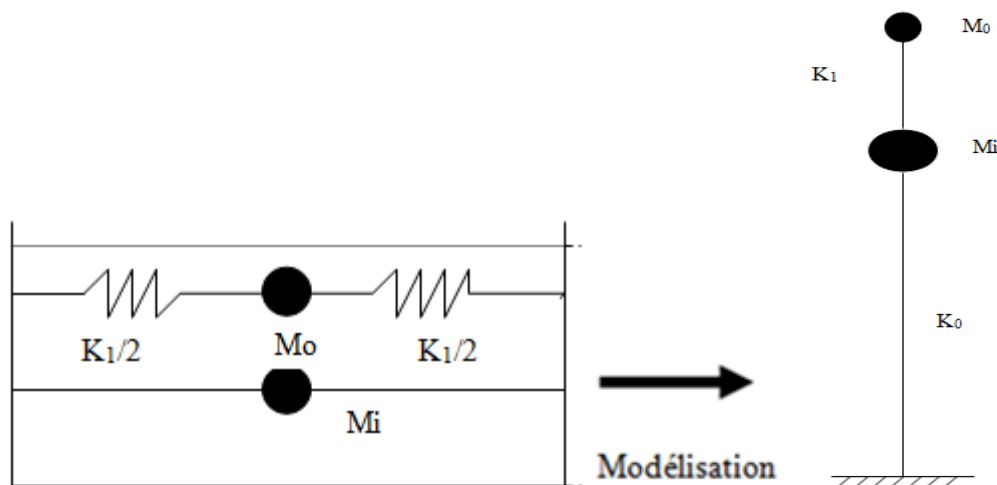


Figure VII.20 : (effet hydrodynamique dans le réservoir)

Enfin en comparant les résultats issus de l'analyse linéaire et non-linéaire et ceux issus de l'analyse non-linéaire en prenant en compte de l'effet hydrodynamique on constate que cette dernière décrit fidèlement le comportement réel de notre structure vis-à-vis du séisme.

Conclusion

Durant ce chapitre, nous avons soumis cette structure a une étude non-linéaire avec prise en compte de l'effet hydrodynamique situé dans la zone III fortement sismique

L'analyse non linéaire effectuée sur l'immeuble réservoir, nous a permis d'étudier le comportement au-delà du domaine élastique de la structure.

A partir des résultats obtenus, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- ❖ le point de performance de notre structure est estimé à un amortissement égal à 23.5%, avec un déplacement spectral correspondant à 9 cm ;
- ❖ en situant le point de fonctionnement sur le spectre de capacité, on remarque que ce dernier est localiser dans la zone orange 1 ; qui définit un comportement elasto-plastique globale de la structure mais il est plus proche a la zone orange 2 qui définit un comportement post plastique
- ❖ le taux d'endommagement de cet ouvrage est de l'ordre de ; qui correspond à l'apparition des fissures importante dans quelques éléments de ce dernier.
- ❖ le taux de pénétration dans la ductilité est estimé à 1.66, signifiant que la structure n'est pas trop loin du domaine élastique.
- ❖ Le renforcement des bâtiments par le chemisage des voiles peut être adopté comme solution mais on doit étudier plusieurs cas dans le but de déterminer la solution optimale (une grande attention doit être accordée à l'étude de noyau centrale qui a une épaisseur très petite)
- ❖ L'analyse "Pushover" est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs des structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate pour faire face aux futurs séismes.

Conclusion générale

Ce travail s'inscrit clairement dans un environnement pratique de la profession d'expert où plusieurs aspects ont été traités. A commencer par une description de l'ouvrage puis une modélisation en éléments finis et enfin un programme de réhabilitation tout en faisant des visites régulières sur site pour pouvoir constater les dégâts et désordres causés par le séisme et recueillir des données utiles pour notre démarche.

Nous nous sommes attaqué à un ouvrage très complexe par le fait qu'il joue une double fonction (habitation et stockage d'eau potable) et aussi du point de vue comportement et d'ailleurs nous l'avons bien vérifié au chapitre V où l'ouvrage a été assimilé à une masse concentrée (le réservoir) reposant sur un support de masse non négligeable et d'une section transversale constante (bâtiment).

En comparaison entre les deux cas où le réservoir est plein ou vide nous avons démontré l'importance d'une étude hydrodynamique pour ce genre d'ouvrage puisque la variation des contraintes constatée au niveau du noyau central qui reprend 64,5% du poids du réservoir atteint les 17%.

Tenant compte de nos résultats et l'endommagement du noyau central constaté sur le terrain, des actions de réhabilitation de l'ouvrage ont été plus que nécessaires, c'est ce que nous avons vu au chapitre VI où nous avons proposé et étudié des solutions pour pouvoir à la fois réparer les endommagements constatés, renforcer l'ouvrage pour augmenter sa rigidité et rehausser sa sécurité vis-à-vis d'une action sismique future tout en choisissant la solution la plus économique et qui nous donne des résultats appréciables.

Tout au long de notre travail, nous avons été contraints par un manque de documentation et réglé de calcul car le RPA 99v2003 ne postule aucun article qui traite directement un cas similaire à notre ouvrage, on a été alors à chaque fois dans l'obligation de faire des approches et utiliser à la fois deux règlements en l'occurrence le RPA et le BAEL pour la partie bâtiment et les Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics et l'EUROCODE 8 pour la partie réservoir.

A la fin, la création d'un règlement spécifique aux ouvrages hydrauliques propre à l'Algérie est une nécessité pour faciliter le travail des ingénieurs et masters en génie civil et en hydraulique.

Enfin nous espérons que notre travail soit utile et bénéfique pour les promotions à venir.

Références bibliographique

AIT L'HADJ L., "Analyse non linéaire d'un immeuble surmonté d'un réservoir d'eau potable, par la méthode pushover", Mémoire de master 2 en génie civil, Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou, Septembre 2013.

ANIL K. CHOPRA, RABESH K. GEOL, " A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation ", Pacific Earthquake, Engineering Research Center, University of California, Los Angeles, 2001.

ANKIK D., " Incidence de périodes fondamentales proposés par les différents règlements parasismique sur la performance sismique des bâtiments ", thèse de magister en génie civil, Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou, mai 2013.

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, "The seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ", ATC40, volumes 1 and 2, Redwood City, California, 1996.

BAEL, " Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-**BAEL91** révisé **99** ", 1999.

BELHEOUNE F., " Détermination de l'indice de vulnérabilité pour les bâtiments en béton armé ", Thèse magister en génie civil, Université SAAD DAHLEB de Blida, juin 2006.

BELKHIR Med. A., " Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments", thèse de magister en Génie Civil, Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou, juillet 2012.

Références bibliographique

BELMOUDEN Y., "Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre ", Bulletin de l'institut Scientifique, Rabat, Section Science de la Terre, 2004, N°26, 1-10, **2004**.

BELMOUDEN Y., LESTUZZI P., " Modélisation Parasismique ", Projet ENAC, cycle de master, Ecole Poly Technique de Lausanne, EPFL, juin 2007.

BERKANI Hamza. ; « Expertise et confortement d'un château d'eau surélevé d'une capacité de 500m³ » Mémoire de fin d'étude d'ingénieur E.N.T.P.

BOUHADOUN D., BELKACEM F., " Indice de vulnérabilité", thèse de magister en Génie Civil, Tizi-Ouzou, juillet 2012.

BOULAOUAD A., " Dynamique non linéaire des systèmes à plusieurs degrés de liberté ", thèse de doctorat en Génie Civil, université Hadj Lakhdar de Batna, Avril 2012.

BOUMEKIK A., " Analyse Pushover des structures en béton armé : Théorie de l'endommagement", rapport final, projet de recherche CODE : J0501/04/01/05, université de Batna, Algérie, **2005**.

DJEBBAR N., " Contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments linéaires en béton ", Thèse de doctorat en mécanique des structures, Université de Constantine **2006**.

DTR B C 2-48., " Règles parasismiques algérienne (addenda 2003) RPA99/2003", CGS, Alger 2003.

D.T.R B.C22, Charges permanentes et charges d'exploitation.

Références bibliographique

Règlements parasismiques algériennes R P A 99 version 2003.

EUROCODE8, " Calcul des structures pour leur résistances au séisme", Diffuser par l'association française de normalisation AFNOR, **2003**.

ETAB V9.7.0, "Extended Three dimensional Analysis of Building Systems", CSI, Barkley California.

FAJFAR P. , MEERI "A non linear analysis method for performance Based Seismic Design ", Earthquake Spectra, vol. 16, N03, PP.537-592, AUGUST 2000.

FALLAH N., M.I. HAFEZI. POUZEYNALI S.,, "Accuracy Evaluation of the Modal Pushover Analysis Method In The Prediction of Seismic Response of Vertically Irregular Frames", IJST, Transactions of Civil Engineering, Vol. 35, No. C2, pp 171-184. Shiraz University. August, 2011, Iran.

FEMA, NEHRP, "Commentary on the guidelines for seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273 ", report, prepared by the building seismic safety council and Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., **1997**

HAMITOUCHE S., " Expertise d'un immeuble-réservoir de capacité de 1000m³ en zone sismique avec programme de réhabilitation ", Mémoire de master 2 en génie civil, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, Septembre 2012.

Références bibliographique

HAMITOCHE S., HAMMOUM H., BOUZELHA K., HANNACHI N.E., Expertise of an apartments building surmounted by a tank with a container capacity of 1000 m³ in Algiers, proceedings of the 4th International Conference on integrity, reliability and failure 2013, from

23 to 27 june 2013, in Funchal, Ed. INEGI, pp. 393-394, ISBN 978-972-8826-27-7, Porto, Portugal (www.inegi.up.pt).

HAMMOU K., REMDANE K.E., " Augmentation de la capacité de la structure par l'ajout des murs voiles, Méthode Pushover ", 7^{ème} Colloque National AFPS, 2007, Ecole Centrale Paris, **2007**.

HAMMOU K., REMDANE K.E., " Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode Pushover ", 7^{ème} Colloque National AFPS, Ecole Centrale Paris, **2007**.

HAMMOUM H., " Diagnostic et analyse de risques lies au vieillissement des réservoirs en béton arme. Développement de méthodes d'aide à l'expertise ", Thèse de doctorat des sciences en Génie Civil, Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, 2012.

HECHICHE I., " Influence du modèle de concentration des masse sur la réponse dynamique et le dimensionnement parasismique d'un bâtiment multi étage en portiques auto-stables en béton armé, irrégulier en plan ", Mémoire de master 2 en génie civil, Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou **2010**.

HEMSAS M., ELACHACHI S.M., BREYSSE D., " Analyse performantielle des murs voiles soumis à une excitation séismique ", 7^{ème} Colloque National AFPS, Ecole Centrale Paris, 2007.

HAMIZI M., KAHIL A., BOUKAIS S., HANNACHI N.E., "Recherche de la position optimale des voiles et endommagement des structures sous charges dynamiques", Communication de 10^{ème} Congres de Mécanique, Oujda, Maroc, 2011.

Références bibliographique

HEMSAS M., ELACHACHI S.M., " Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en B.A. soumis à une action sismique ", 25^o rencontres de l'AUGC, 23-27, Bordeaux, mai 2007.

KAHIL A. " Evaluation de la performance sismique des bâtiments ", thèse de magister en génie civil, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, 2008.

KHELIL Yassine et MEDRAR Arezki, « étude d'une structure mixte – ossature auto stable en béton armé surélevée d'un réservoir d'une capacité de 400m³ » Mémoire d'ingénieur en génie civil, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, 1999.

LAFI. D.E., "Evaluation de la capacité portante des structures par la méthode Pushover ", mémoire de magister en Génie Civil, Université Hadj Lakhdar de Batna, Novembre 2012.

LESTUZZI P., " Etude Parasismique D'une Ecole ", Projet IMAC, cycle de master, Ecole Poly Technique de Lausanne, EPFL.

MENASRI Y., NOUAOURIA M.S., GUENFOUD M., " Evaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure en béton arme par l'analyse statique non linéaire (pushover) ".

MICHALIS F. DIMITRIOS V. MARK A. "Application of Nonlinear Static Procedures for Seismic Assessment of Regular RC Moment Frame Buildings".

Références bibliographique

SERMIN. O, " Evaluation of Pushover Analysis Procedures for frame structures ", Master of science in Civil Engineering, The Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University, April, 2005.

ZACEK M., " Collection parasismique Niveau D'avant Projet ", Cahier N°1, Collection Conception Parasismique. MILAN ZACEK, **2004.**

ZACEK M., " Vulnérabilité Et Renforcement ", Cahier N°2, Collection Conception Parasismique. MILAN ZACEK, **2004.**

ZACEK M., "Guide d'évaluation de la présomption de vulnérabilité aux séismes des bâtiments existants", collection conception parasismique, mai 2004.

Annexe 1

Coefficient d'amortissement effectif

Nous présentons dans cette annexe différents tableaux permettant la détermination des coefficients d'amortissements pour différents types de structures.

Tableau 1.1 : Détermination du coefficient ξ_{eff} pour une structure de type A.

Coefficients $(S_{api}/S_{ay})/(S_{dpi}/S_{dy})$							
S_{dpi}/S_{dy}	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05	0.0
10	10	12	16	21	30	37	40
8	11	14	18	23	31	37	40
6	13	16	20	25	33	37	40
4	16	19	23	28	34	37	40
3	16	19	23	27	33	36	39
2	16	19	22	25	29	31	33
1.5	13	16	18	20	23	24	24
1.25	11	12	13	15	16	17	18

Tableau 1.2 : Détermination du coefficient ξ_{eff} pour une structure de type B.

Coefficients $(S_{api}/S_{ay})/(S_{dpi}/S_{dy})$							
S_{dpi}/S_{dy}	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05	0.0
10	10	12	16	21	30	37	40
8	11	14	18	23	31	37	40
6	13	16	20	25	33	37	40
4	16	19	23	28	34	37	40
3	16	19	23	27	33	36	39
2	16	19	22	25	29	31	33
1.5	13	16	18	20	23	24	24
1.25	11	12	13	15	16	17	18

Tableau 1.3 : Détermination du coefficient ξ_{eff} pour une structure de type C.

Coefficients $(S_{api}/S_{ay})/(S_{dpi}/S_{dy})$							
S_{dpi}/S_{dy}	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05	0.0
10	7	7	9	10	14	17	20
8	7	8	9	11	15	18	20
6	7	9	10	12	16	18	20
4	8	9	11	13	16	18	20
3	9	10	11	13	16	17	19
2	9	10	11	12	14	15	16
1.5	8	9	9	10	11	11	11
1.25	7	7	8	8	9	9	9

Annexe 2

Modélisation des voiles par des poteaux équivalents

2. 1. Modélisation des voiles du RDC et des étages courants

Les voiles étaient de dimensions très petites ce qui a rendu le changement de ces derniers moins complexe, et la procédure à suivre est la suivante :

- 1- Cliquer sur : Define → frame section → add rectangular

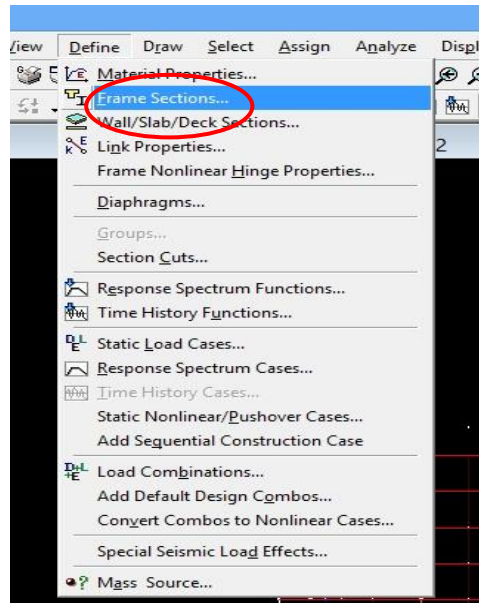


Figure 2.1 : Définition des sections.

- 2- Définir les sections des poteaux du RDC comme illustré sur les figures 2.2 et 2.3 :

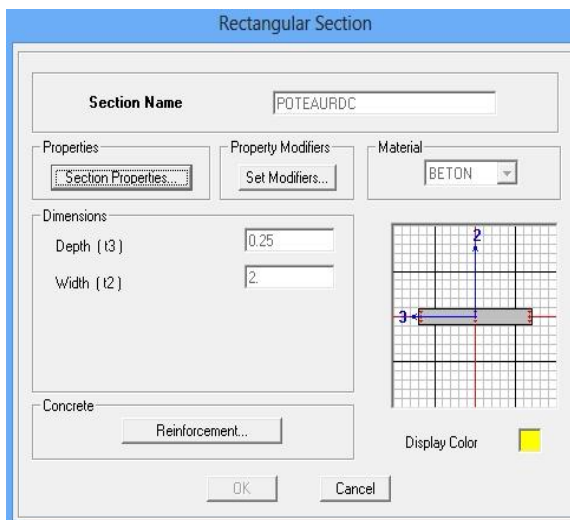


Figure 2.2. : Introduction des dimensions des poteaux du RDC.

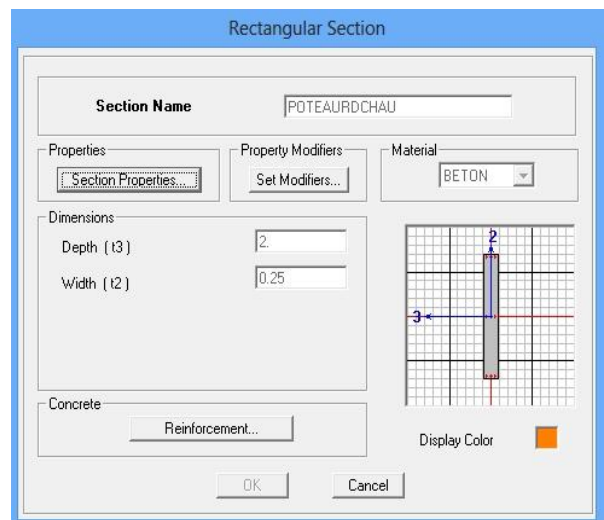


Figure 2.3. : Introduction des données.

3- Définir les sections des poteaux des étages courants (figure 2.4)

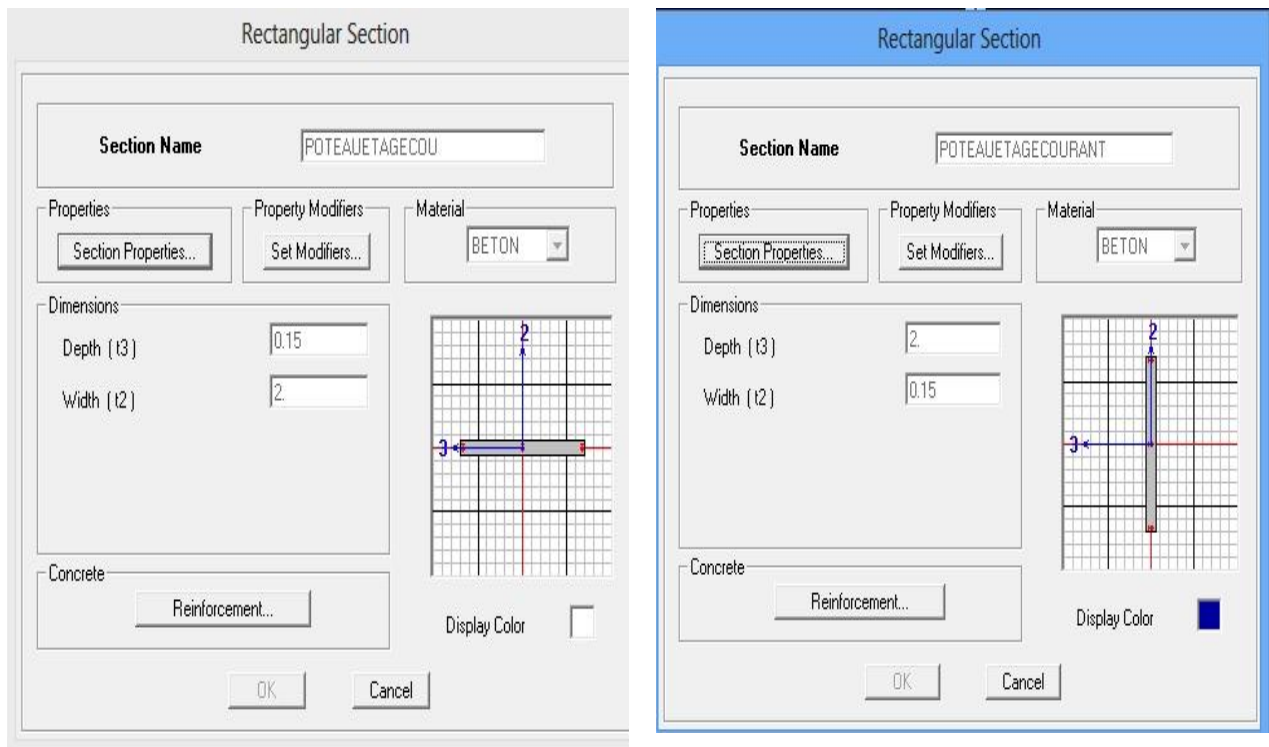


Figure 2.4 : introduction des dimensions des poteaux des EC.

A2. 2. Modélisation du noyau central

Pour ce faire, nous avons opté pour des poteaux circulaires, tout en sachant que ces derniers ont une inertie constante selon toutes les directions $I_x=I_y$.

Ainsi, nous avons procédé comme suit :

- 1- Calcule de l'inertie du noyau central :

$$I = \frac{\pi(D_{ext}-D_{int})^4}{64} \quad (2.1)$$

avec :

Dext : diamètre extérieur du noyau =3.05m

Dint : diamètre intérieure du noyau central =3.2 m

Ce qui donne l'inertie du noyau $I= 14.39 \text{ m}^4$.

- 2- Choix du diamètre des poteaux pour calculer l'inertie d'un poteau par le théorème d'Huygens

$$I_p = \left(\frac{\pi(D_p)^4}{64} + r^2 \frac{\pi D_p^2}{4} \right) \quad (2.2)$$

avec

I_p : inertie d'un seul poteau (m4) ;

D_p : diamètre choisi = 0.2m ;

- 3- Calcul de l'inertie totale des poteaux, soit :

$$I = n * \left(\frac{\pi(D_p)^4}{64} + r^2 \frac{\pi D_p^2}{4} \right) \quad (2.3)$$

n étant le nombre de poteau (trouver en devisant le périmètre du noyau central par des pas de 5° ; tel que $n=360^\circ/5^\circ=72$)

- 4- L'égalité des deux relations (1.2) et (1.3), donne le diamètre du poteau recherchée
Dp=0.1681m ;

- 5- Création des poteaux illustrée sur la figure 2.5

Define \longrightarrow frame sections \longrightarrow add circular

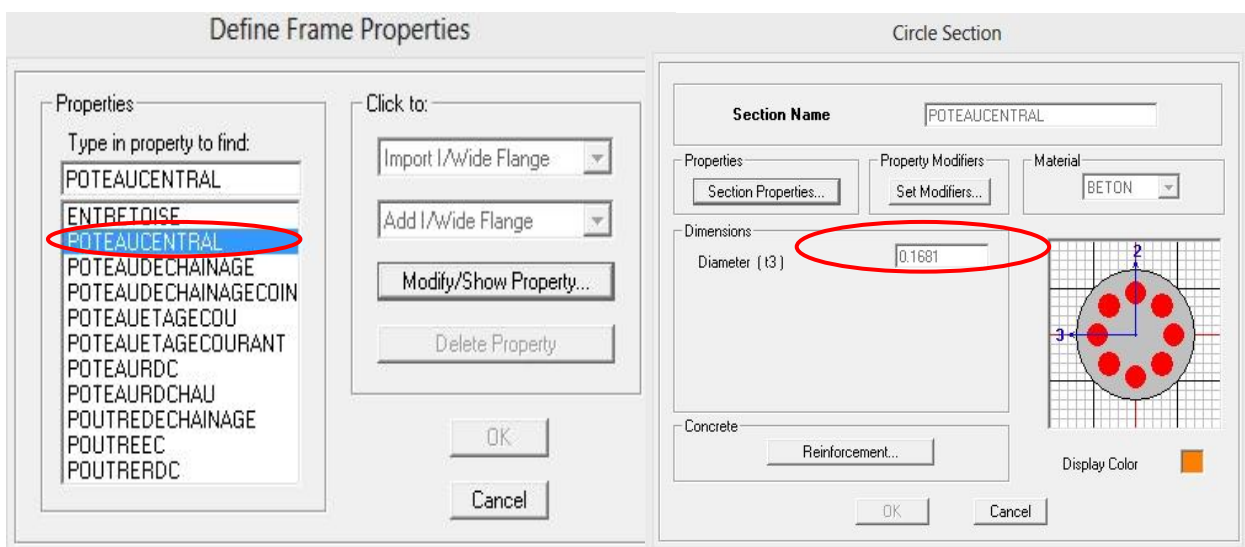


Figure 2.5 : Création des poteaux du noyau central.

- 6- Chainer ses poteaux par des entretoises ayant l'épaisseur (e) du noyau centrale (e= 0.15m) (figure 2.6).

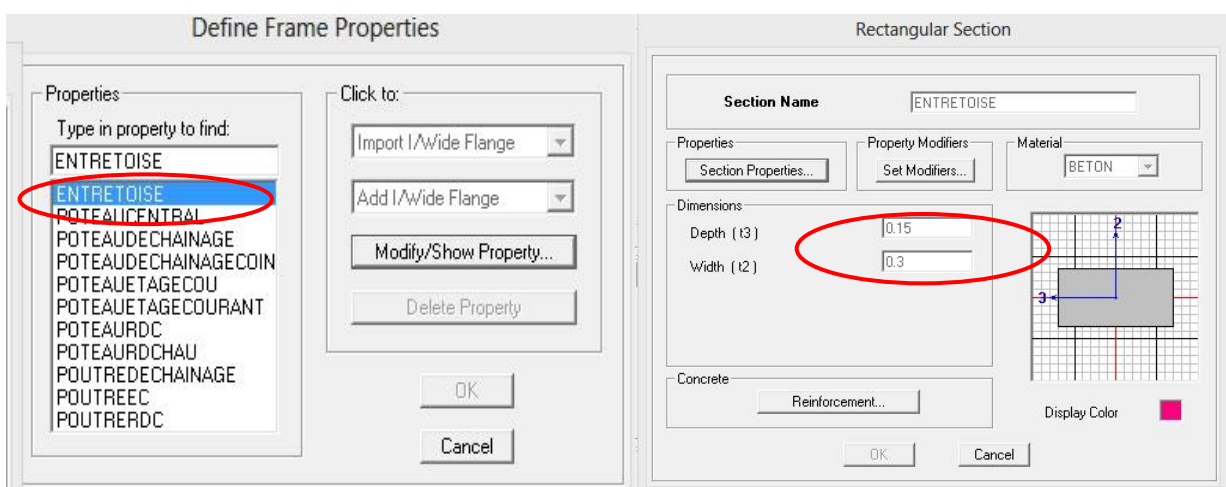
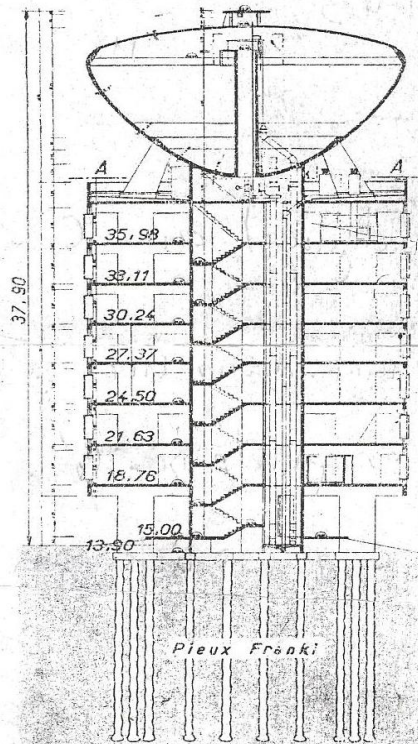


Figure 2.6 : Création des entretoises.

Immeuble à appartements surmonté d'un réservoir de 1 000 m³ à Alger. — On vient de terminer la construction à Alger un curieux immeuble, en forme de tour carrée de 17 m de côté, à 7 étages, surmonté d'un réservoir de 1 000 m³, dont la *Technique des Travaux* donne la description dans son numéro de septembre-octobre 1962 (p. 295).

Comme le montre la figure ci-dessous, cette construction est constituée par une tour centrale cylindrique de 6 m de diamètre, supportant le réservoir et autour de laquelle sont disposés en étoile 8 voiles de béton formant ossature. Le contreventement est assuré par les planchers. L'ensemble est fondé sur 62 pieux Franki de 13 m de fiche par l'intermédiaire de semelles et poutres de grande rigidité.



Coupe verticale par l'axe de la tour centrale de l'immeuble de 7 étages à appartements d'Alger surmonté d'un réservoir de 1 000 m³.

Chaque étage comporte 4 appartements de 3 pièces, sauf le premier qui comprend 8 studios. La tour centrale abrite l'escalier, l'ascenseur, les paliers d'accès aux appartements, ainsi que les gaines dans lesquelles passent les canalisations du réservoir.

Le réservoir est constitué par une cuvette en forme de paraboloïde de révolution raccordé à une calotte sphérique.

Les façades ne comportent pas de briques, du moins extérieurement, mais utilisent largement le verre, le plastique et l'aluminium.

Le rez-de-chaussée est libre et peut être utilisé partiellement comme abri à voitures.

Le bétonnage du réservoir a été effectué, pour la première fois en Algérie, avec un béton sec projeté sur le ferrailage et le seul coffrage extérieur.

Commencé en octobre 1960, les travaux étaient pratiquement terminés en janvier 1962, mais les incidents de la conjoncture algérienne sur la poursuite du chantier retardèrent l'achèvement total.

ÉTUDES ÉCONOMIQUES

Le rôle de l'industrie des travaux publics et du bâtiment dans l'économie française. — Dans les *Annales des Ponts et Chaussées* de septembre-octobre 1962 (p. 527), M. Pierre RENAUD, vice-président du conseil général des Ponts et Chaussées montre qu'il est aujourd'hui possible, grâce aux progrès de la comptabilité nationale, de connaître la part des produits de chaque branche d'activité qui est finalement destinée à la construction des ouvrages de bâtiment et de génie civil.

Cette connaissance permet, non seulement d'évaluer le nombre total de personnes qui coopèrent à l'acte de construire, mais aussi d'apprécier l'importance des autres moyens de production nécessaires à l'activité de cette branche.

Après avoir indiqué la méthode de calcul de cet « effet d'entraînement », l'auteur donne les résultats de ce calcul par branches d'activité, puis les résultats globaux qui permettent d'avoir un aperçu de l'influence des activités du bâtiment et des travaux publics sur l'ensemble de l'activité économique.

La conclusion est que l'industrie du bâtiment et des travaux publics, qui occupe directement 1 452 000 personnes, soit 7,8 % de l'ensemble des personnes actives, requiert au total le travail de 4 231 000 personnes, soit 22,4 % de cet ensemble.

M. Pierre Renaud met ainsi en évidence, sur des bases scientifiques, l'importance primordiale de l'industrie du bâtiment et des travaux publics, véritable industrie pilote de l'économie.

HYDRAULIQUE

Double problème hydrologique et de distribution des eaux posé par les pertes du Danube. — Le problème déjà ancien des pertes du Danube dans les calcaires fissurés du Jura Souabe entre Immendingen et Fridingen est à nouveau repris par M. K. SCHMIDT dans *Wasserwirtschaft*, d'octobre 1961 (p. 265).

Après un bref historique de ces pertes, l'auteur expose les résultats qui ont permis d'établir les conclusions suivantes :

— les pertes maximales à Immendingen atteignent 70 m³/s ; elles sont de ± 6 m³/s à Fridingen, les eaux s'infiltrant pendant la moitié de l'année sont restituées pendant l'autre moitié ;

— les trois quarts du débit de la source de l'Aach proviennent de la restitution des pertes du Danube ; le reste est fourni par un bassin versant de 9 km² complété par un bassin souterrain de 200 km² environ ;

— l'importante accumulation des eaux évalué à 80 millions de m³ dans les cavités de couches calcaires étagées, reliées de place en place par des massifs poreux, explique le décalage de 60 h entre les courbes de débit des pertes avant Mähringen et celles de la source de l'Aach.

Ces pertes, qui à certaines époques de l'année peuvent complètement assécher le lit du fleuve, étant préjudiciables aux villes riveraines, l'Administration des Eaux a décidé de dévier le Danube par une galerie en aval d'Immendingen et de restituer les eaux en amont de Mähringen. Cette dé-

Annexe 3

Article extrait de la « Revue générale des techniques » *le génie civil* » paris, janvier 1963 »