République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Evaluation sismique non linéaire d'une tour de R+20+2SS contreventée par un noyau central

Présenté par :

HELLAL Mustapha

Encadré par :

Pr HADID Mohamed

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ

Remerciements

Tout d'abord je tiens à remercier Dieu, le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Je voudrais adresser toute ma reconnaissance à mon directeur de mémoire, **Monsieur HADID Mohamed**, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Aussi, je tiens à remercier monsieur **CHEIKH Benazouz** pour son aide, ses indications, et son apport qui a été plus d'une fois décisif dans l'achèvement de ce travail.

De même, je remercie le bureau d'étude **LECACT** de m'avoir donné la chance, de travailler sur un thème du domaine qui me passionne le plus.

Un spécial remerciement à monsieur **CHEKIRED Abdennour**, pour son temps, sa patience, et sa disponibilité pour que ce travail s'achève.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers mes amis et collègues qui m'ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de ma démarche. Il me serait difficile de les citer tous. Qu'ils trouvent ici, l'expression de ma reconnaissance.

A titre plus personnel, je tiens à témoigner ma reconnaissance à mes parents et mes proches, qui ont toujours cru en moi et qui m'ont soutenu dans ce projet de thèse et tout au long de ces nombreuses années d'étude.

Pour finir, je n'omets pas non plus d'adresser un grand remerciement à tout le personnel de la **bibliothèque de l'école**, qui m'ont été d'une grande aide pour la réalisation de ce travail.

Liste des tableaux :

Tableau 1-1 Caractéristiques des aciers utilisés. 19
Tableau 2-1 Composition et poids surfacique du plancher terrasse 23
Tableau 2-2 Composition et poids surfacique du plancher étage courant 24
Tableau 2-3 Composition et poids surfacique des murs extérieurs 25
Tableau 2-4 Composition et poids surfacique des éscaliers (palier et volée) 26
Tableau 2-5 Valeurs des surfaces revenant à chaque poteau 35
Tableau 2-6 Les charges permanentes du plancher terrasse 35
Tableau 2-7 Les charges permanentes de l'étage courant 35
Tableau 2-8 Valeurs des efforts normaux par étage revenant à chaque poteau 36
Tableau 2-9 Valeurs des coefficients de dégression de charge par étage 37
Tableau 2-10 calcul de la section brute et la section adoptée du poteau C1b 37
Tableau 2-11calcul de la section brute et la section adoptée du poteau C1a 38
Tableau 2-12 calcul de la section brute et la section adoptée du poteau C2a 39
Tableau 2-13 calcul de la section brute et la section adoptée du poteau C3 39
Tableau 3-1 calcul du poids permanant G et les charges d'exploitation Q de la structure 47
Tableau 3-2 Résultats obtenus de l'analyse modale 48
Tableau 3-3 résultats obtenues de l'analyse modale spectrale 51
Tableau 3-4 Vérifications des critères du facteur de qualité Q par notre structure 54
Tableau 3-5 Récapitulatif des facteurs de la MSE 55
Tableau 3-6 déplacements relatifs suivant x. 57
Tableau 3-7 déplacements relatifs suivant y 59
Tableau 3-8 vérification des déplacements relatifs suivant x 60
Tableau 3-9 vérification des déplacements relatifs suivant y 62
Tableau 3-10 l'effort tranchant à chaque niveau 64
Tableau 3-11 Poids propre et poids cumulé à chaque niveau 65
Tableau 3-12-Vérification P-Δ suivant X et Y 66
Tableau 3-13 l'effort tranchant à la base repris par les voiles et les poteaux 67
Tableau 3-14 Le moment reversant suivant X 68
Tableau 3-15 Le moment renversant suivant Y 69
Tableau 5-1 les ratios d'amortissement radiatifs du sol par rapport à la translation selon x 121

Tableau 5-2 Les ratios d'amortissement radiatifs du sol par rapport à la translation selon y 121

Tableau 5-3 Période allongée et amortissement total du système sol structure suivant l'axe de translation x 122

Tableau 5-4 Période allongée et amortissement total du système sol structure suivant l'axe de translation y 123

Tableau 5-5 comparaison des différents paramètres de L'ISS suivant xx 133

Tableau 5-6 comparaison des différents paramètres de L'ISS suivant yy 134

Liste des figures :

Figure 1-1 Projet Alger Medina 4

Figure 1-2 Vue en plan de l'étage courant 5

Figure 1-3 Vue en élévation de la structure..... 6

Figure 1-4 Vue 3D de la structure modélisée sur le logiciel SAP2000..... 7

Figure 1-5 Comportement d'ossatures de même période T soumises à des poussées progressives jusqu'au déplacement de projet SDe(T): a) projet à réponse purement élastique DCL, b) projet modérément dissipatif DCM et c) projet très dissipatif DCH. 11

Figure 1-6 Evolution de la résistance fcj en fonction de l'âge du béton 15

Figure 1-7 Diagramme des contraintes-déformations du béton 18

Figure 1-8 Diagramme contrainte déformation de l'acier..... 22

Figure 2-1 Schéma en coupe d'un plancher terrasse inaccessible..... 23

Figure 2-2 Schéma en coupe d'un plancher étage courant..... 24

Figure 2-3 Schéma en coupe des cloisons extérieures 25

Figure 2-4 Schéma de l'acrotère..... 27

Figure 2-5 Section d'une Poutre..... 29

Figure 2-6 Coupe verticale d'un voile..... 31

Figure 2-7 Vue en plan du noyau central 32

Figure 2-8 . Plan de disposition des poteaux C1b, C1a, C2a, C3 sont les poteaux de notre structure..... 34

Figure 2-9 schéma du poteau..... 40

Figure 3-1 Schéma du modèle numérique de la structure 46

Figure 3-2 Allure du spectre de réponse de la structure. 51

Figure 3-3 Allure des déplacements horizontaux suivant x 57

Figure 3-4 Allure des déplacements horizontaux suivant y 59

Figure 3-5 Schéma représentatif de l'effet P-Δ..... 63

Figure 4-1 Niveaux d'endommagements décrits par une courbe de capacité 71
Figure 4-2 Signification physique de la courbe de pushover [1]..... 72
Figure 4-3 Passage d'un système de plusieurs DDL à un système à un seul DDL [3] 75
Figure 4-4 (a) Courbe « force-déplacement » pour un système à plusieurs DDL ; (b) Pour système à un seul DDL [3] 76
Figure 4-5 Courbe « Effort tranchant à la base –Déplacement en tête » [3] 77
Figure 4-6 Analyse initiale par la charge gravitaire « contrôle de la force » [9] 80
Figure 4-7 Analyse par la charge Latérale seule « contrôle du déplacement » [9] 81
Figure 4-8 Conversion de la courbe de push-over vers la courbe de capacité [9]..... 86
Figure 4-9 Introduction des rotules plastiques des poteaux 88
Figure 4-10 Introduction des rotules plastiques des poteaux 89
Figure 4-11 Introduction des rotules plastiques des poutres 89
Figure 4-12 Introduction des rotules plastiques des poutres 90
Figure 4-13 Introduction non linéarité des voiles..... 91
Figure 4-14 Introduction des donnés des voiles 92
Figure 4-15 Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales 93
Figure 4-16 Définition du chargement horizontal de l'analyse push over 94
Figure 4-17 le déplacement cible de pushover horizontal..... 95
Figure 4-18 Courbe de capacité de la structure selon x-x 96
Figure 4-19 Courbe Pushover bilinéaire idéalisée suivant xx 97
Figure 4-20Courbe de capacité de la structure selon y-y 100
Figure 4-21 Courbe Pushover bilinéaire idéalisée suivant yy 100
Figure 5-1 illustration de l'ISS..... 106
Figure 5-2 Modèle généralisé à 1 degré de liberté de la structure utilisé pour le calcul de la résultante sismique. 111
Figure 5-3 L'ajustement spectral pour le calcul de l'interaction cinématique 131

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE 1
1 CHAPITRE I : Généralités 4
1.1 Introduction 4
1.2 Présentation et description de l'ouvrage 4
1.2.1 Présentation du projet 4
1.2.2 Présentation de la structure : 5
1.2.3 Données géométriques de l'ouvrage 7
1.2.4 Données géotechniques du site 8
1.2.5 Classification du site suivant le RPA99/03 8
1.2.6 Système de contreventement 8
1.2.7 Règlements utilisés 9
1.2.8 Conception parasismique des bâtiments 9
1.3 Caractéristiques des matériaux 14
1.3.1 Béton 14
1.3.2 Aciers 18
2 CHAPITRE II : Descente de charge et pré-dimensionnement des éléments structuraux 23
2.1 Descente de charge 23
2.1.1 Plancher terrasse inaccessible 23
2.1.2 Plancher étage courant 24
2.1.3 Murs extérieurs (10+5+10) 25
2.1.1 Escalier en étage courant 26
2.1.2 Acrotère 27
2.2 Pré-dimensionnement 27
2.2.1 Les planchers 27
2.2.2 Les poutres 29
2.2.3 Les voiles 30
2.2.4 Les poteaux 32
3 CHAPITRE III : Analyse et étude sismique 41
3.1 Introduction 41
3.2 Principe de la méthode des éléments finis (MEF) 41
3.3 Le calcul sismique 42
3.4 Description du logiciel de modélisation SAP2000 43

3.4.1 L'analyse 44
3.4.2 Modélisation 45
3.4.3 Analyse dynamique 47
4 CHAPITRE IV : Evaluation sismique non linéaire par la méthode des poussées progressives PUSHOVER 71
4.1 Introduction 71
4.2 Définition de l'analyse PUSHOVER 72
4.3 But de l'analyse PUSHOVER 72
4.4 Principe et fondement théorique de l'analyse PUSHOVER 74
4.4.1 Passage d'un système à plusieurs DDL à un système linéaire équivalent à un seul DDL 75
4.5 Formulation de la méthode PUSHOVER 79
4.5.1 Courbe de capacité 80
4.5.2 Rotules plastiques : 86
4.6 Modélisation et définition du comportement non linéaire de la structure 87
4.6.1 Définition du comportement non linéaire des poteaux et poutre 87
4.6.2 Définition du comportement non linéaire des voiles : 90
4.6.3 Définition du chargement de l'analyse push over 92
4.6.4 Résultats obtenus par l'analyse pushover 96
Conclusion générale 103
5 CHAPITRE V, Master : Calcul de la réponse sismique de la tour en prenant en compte l'interaction sol-structure selon le ASCE 7-16 104
5.1 Introduction 104
5.2 Généralités 104
5.3 Les effets de l'ISS 107
5.4 L'interaction sol structure inertielle 108
5.4.1 Modèle généralisé à un seul degré de liberté 109
5.5 L'interaction sol structure cinématique : 127
5.5.1 Le calcul des facteurs d'ajustement spectrale 127
5.5.2 Le calcul de l'effort tranchant réduit due à l'ISS cinématique 130
5.6 Calcul de l'interaction sol-structure selon l'ASCE 7-16 en prenant en compte la ductilité de la structure calculée par Pushover : 132
Conclusion 136
Référence bibliographique : 138

ملخص

نبدأ هذا العمل بالعموميات على المواد المكونة للهيكل والتصميم الزلزالي للمنشآت بعدها سيتم تطوير تنزيل الحمل والتحجيم المسبق للهيكل في وقت لاحق. بعد ذلك سنقوم بإجراء تحليل ثابت غير خطي باستخدام طريقة الدفعات التدريجية.

لحساب القوة الزلزالية في قاعدة الهيكل مع ASCE 7-16 بالنسبة للفصل الرئيسي ، سنستخدم أولاً مراعاة تفاعل البنية الخاملة والحركية للتربة ، ثم نستخدم الليونة المرسومة الثقل في حساب محطة الفضاء الدولية. .سنقوم بمقارنة نتائجهم واستخلاص النتائج

الكلمات الرئيسية: التفاعل ، التربة ، الهيكل ، الفترة ، الصلابة ، الاستجابة الزلزالية ، الانقلاب ، الليونة ، القدرة

Résumé :

Nous commençons ce travail par des généralités sur les matériaux constitutifs de la structure et sur la conception parasismique des structures. La descente de charge et le pré-dimensionnement de la structure sera élaborer par la suite. Apres cela nous allons effectuer une analyse statique non linéaire par la méthode des poussées progressives.

Pour le chapitre master, nous allons tout d'abord nous aider de l'ASCE 7-16 pour calculer la force sismique à la base de la structure en tenant compte de l'interaction sol structure inertielle et cinématique, ensuite on exploite la ductilité tirée de pushover dans le calcul L'ISS. Nous allons comparer leurs résultats et tirer des conclusions.

Mots-clés : Interaction, sol, structure, période, rigidité, réponse sismique, pushover, ductilité, capacité.

Abstract:

We begin this work with generalities on the constituent materials of the structure and on the seismic design of the structures. The lowering of the load and the pre-sizing of the structure will be developed later. After that, we will perform a nonlinear static analysis by the pushover method.

For the master chapter, we will first use ASCE 7-16 to calculate the seismic force at the base of the structure taking into account the interaction of the inertial and kinematic structure of the soil, and then we use the ductility drawn of pushover in the ISS calculation. We will compare their results and draw conclusions.

Keywords: Interaction, soil, structure, period, rigidity, seismic response, pushover, ductility, capacity.

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques présentant ainsi une activité sismique importante.

A chaque séisme important, un regain d'intérêt pour la construction parasismique est observé. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui consolident convenablement la structure.

Chaque étude de projet d'un bâtiment a pour buts :

- la sécurité (le plus important) : assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage
- l'économie : réduire les coûts du projet (les dépenses)
- le confort
- l'esthétique.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation des ouvrages présente l'avantage d'être moins onéreux que les autres matériaux (charpentes en bois ou métallique) en plus de sa souplesse d'utilisation, sa durabilité (durée de vie) et sa résistance au feu.

Il est bien connu que les séismes constituent l'un des aléas les plus destructifs en Algérie, particulièrement dans le nord caractérisé par sa forte sismicité. L'analyse du comportement sismique des structures dans ces zones constitue un meilleur outil de prévention du risque sismique. Aujourd'hui, si le mécanisme du séisme est mieux connu, tant du point de vue de son origine que de sa propagation, il reste encore un phénomène imprévisible.

Depuis plusieurs années, la nouvelle génération des codes et règlements parasismiques dans le dimensionnement des structures et/ou la vérification des constructions existantes contre l'action des séismes doit s'appuyer nécessairement sur des analyses linéaires et non-linéaires (dimensionnement en capacité et comportement dissipatif des structures). Ce qui conduit d'une part à maitriser la ductilité des éléments structuraux et la position des zones critiques et d'autre part de hiérarchiser les modes de rupture.

Les code de calcul parasismiques **Eurocode 8** et le règlement **RPA99/2003** valorisaient les structures dissipatives en permettant de réduire par un facteur de comportement l'action de calcul qui sert à les dimensionner à l'aide d'une analyse élastique. Surtout, s'il s'agit de la conception d'une structure neuve. Cette approche est cependant inadéquate pour la réévaluation de structures existantes et de la conception de structures irrégulières dont le comportement dynamique est trop complexe pour être traité par une méthode simplifiée. Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante (voire non économique). En présence de non-linéarités, certaines méthodes ne sont plus applicables ou alors leur adaptation aux cas particuliers exige une très bonne connaissance de leur fondement théorique.

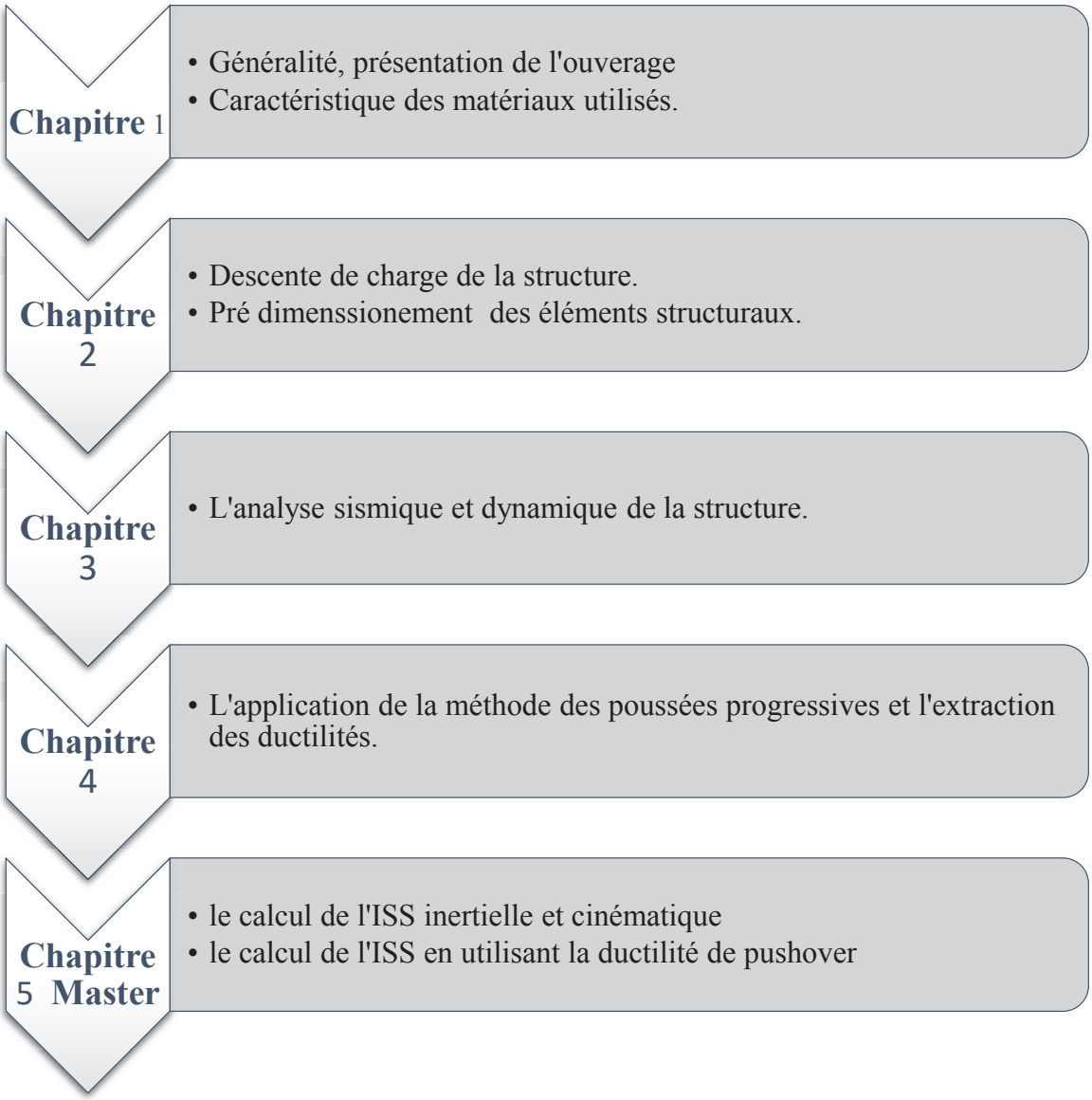
Dans ce projet, nous allons tout d'abord procéder par l'explicitation de quelques généralités sur les matériaux constitutifs de notre structure, et aussi sur les principes de conception parasismique. Ensuite, nous allons nous appuyer sur les règlements, **CBA93**, **BAEL** et **RPA99/03** pour pré-dimensionner les éléments constitutifs de l'ossature de notre structure qui est une tour en béton armé à usage administratif de R+20 avec deux sous-sols, implantés dans une zone de forte sismicité. Par la suite nous effectuerons une analyse modale spectrale sur un modèle 3D et de la structure et tirer des conclusions sur l'étude dynamique et sismique d'une structure.

Après avoir vérifié la conformité des résultats vis-à-vis du **RPA99/03,** nous présenterons dans un autre chapitre une analyse du comportement dynamique non linéaire de notre structure en termes de déplacement inter-étages, le déplacement global à la tête, la variation de l'effort tranchant, le moment fléchissant, et la capacité portante ainsi que la ductilité locale en courbure dans les voiles de chaque étage identifiée en utilisant la méthode push over.

Dans le chapitre suivant sera développée une étude sismique de notre structure en tenant compte de l'interaction sol-structure notée ISS. Cette étude qui se fera conformément à **l'ASCE 7-16**, nous permettra en premier lieu de déduire l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique, et en second lieu de juger l'utilité de son intégration au **RPA99/03.**

Finalement, des conclusions seront tirées de cette étude, et des recommandations seront exhortées aux intéressés de ce domaine.

L’organigramme de l’organisation de la thèse :



1 CHAPITRE I : Généralités

1.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre à quelques rappels et des descriptions du projet à étudier, ainsi que les matériaux choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93) et au règlement algérien en vigueur.

1.2 Présentation et description de l'ouvrage

1.2.1 Présentation du projet

Le projet ALGER MEDINA est sans doute l'un des projets les plus ambitieux de ces dernières années. Ce projet grandiose se déploie en bord de mer sur plus de 100 hectares et bénéficie d'une situation exceptionnelle de par son axe central et sa vue imprenable sur la baie d'Alger. Tours d'affaires, résidences de luxe, centres commerciaux, parcs de loisirs et marina, feront parties d'ALGER MEDINA (Figure 1.1).



Figure 1-1 Projet Alger Medina

1.2.2 Présentation de la structure :

Un des projets d'ALGER MEDINA, **The City Center** qui se situe aux Pins Maritimes, Mohammedia, est un ensemble de tours, dont une, qui fera l'objet de notre étude. C'est une tour de R+20 avec deux sous-sols qui abrite le siège d'une cinquantaine de firmes internationales de business (figures 1.2, 1.3, 1.4).

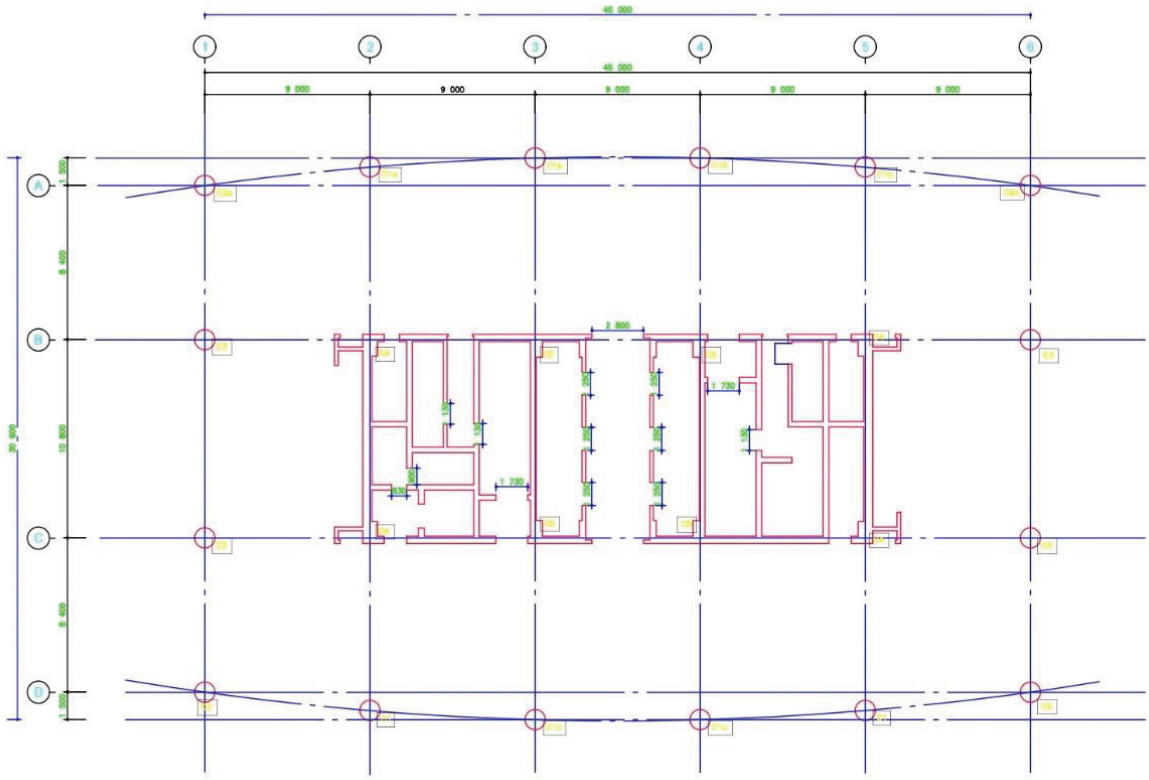


Figure 1-2 Vue en plan de l'étage courant

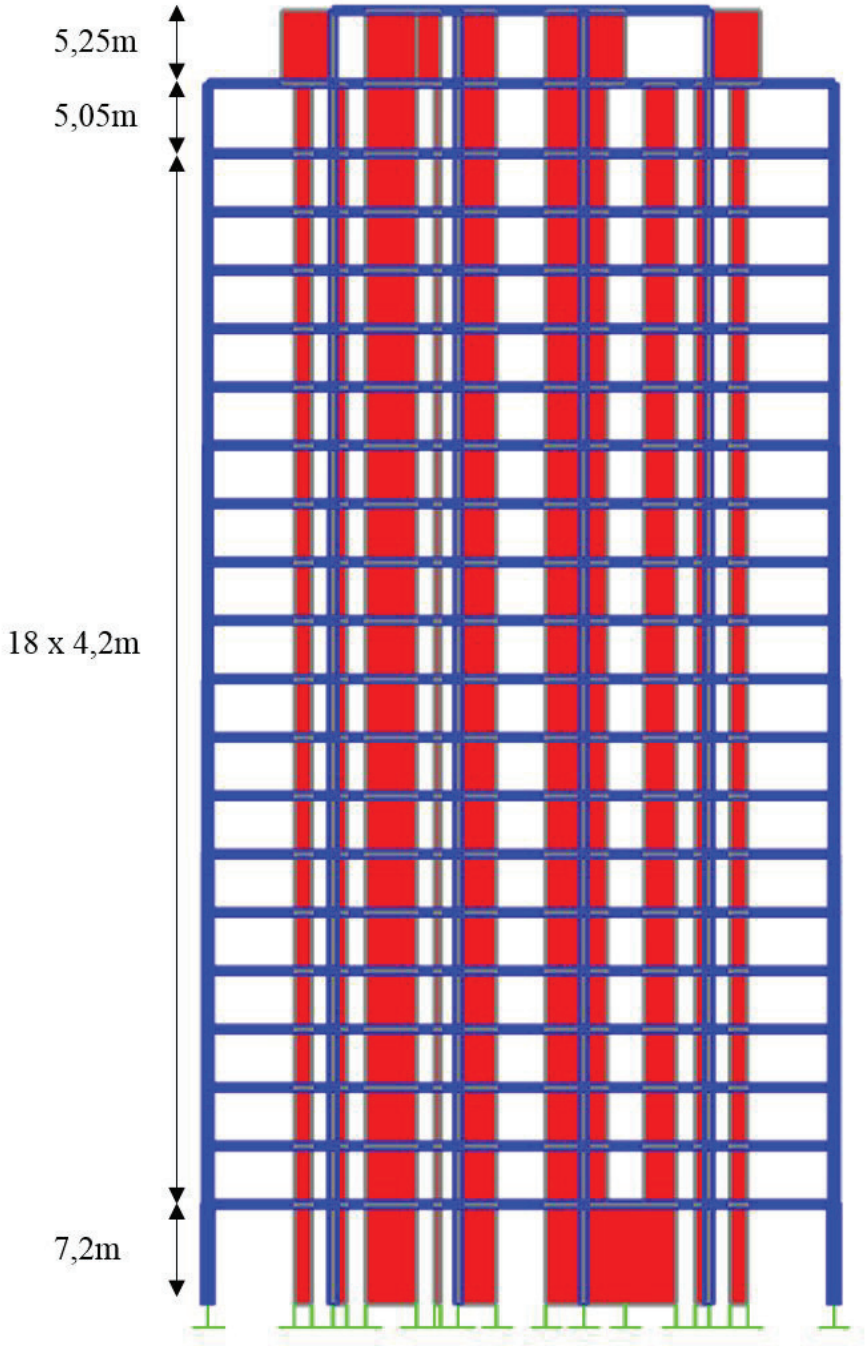


Figure 1-3 Vue en élévation de la structure

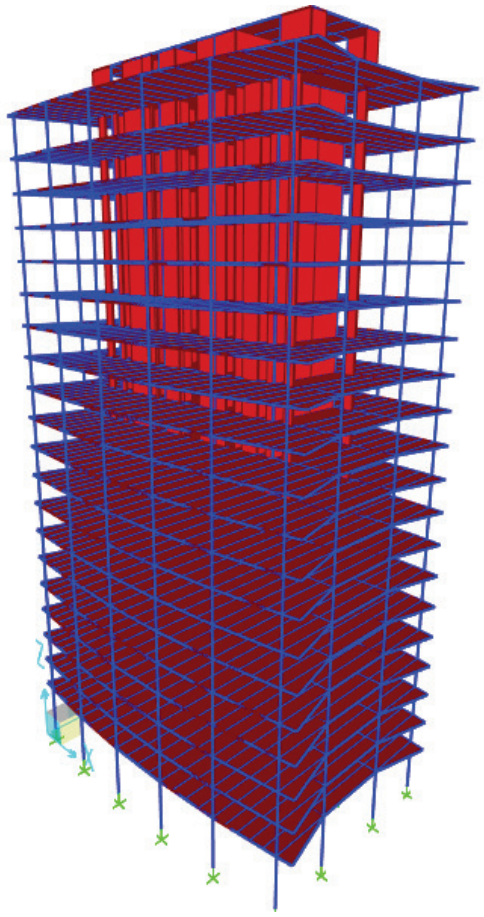


Figure 1-4 Vue 3D de la structure modélisée sur le logiciel SAP2000

1.2.3 Données géométriques de l'ouvrage

- Longueur en plan : 45m
- Largeur en plan : 27,6m
- Hauteur à partir du sol : 93,1m
- Hauteur du premier de sous-sols : 4,7m.
- Hauteur du second sous-sol : 3,9m.
- Hauteur du rez-de-chaussée : 7,2m.
- Hauteur d'étage courant : 4,2m.
- Hauteur du dernier étage : 5,05m.
- Hauteur de l'hors toit : 5,25.

1.2.4 Données géotechniques du site

En vue de l'implantation de la tour à usage bureau dans la zone des pins maritimes à Alger, une étude géologique et géotechnique de la zone précitée a été effectuée, la reconnaissance du site paraît nécessaire vue l'importance de l'ouvrage.

Après dépouillement des sondages carottés, la coupe géologique réalisée a permis de définir les caractéristiques répertoriées ci-dessous :

- Remblais.
- Sables fins grisâtres.
- Grès.
- Marnes.

L'hydrologie générale de la zone indique que l'écoulement des eaux souterraines a lieu du sud (falaise astienne) vers la mer méditerranée seul exutoire naturel.

Les relevés piézométriques montrent que le niveau d'eau varie entre 3,5m et 4m.

D'après le rapport géotechnique, la tour sera fondée sur un sol ferme de type « S2 » avec une contrainte admissible σ_{adm} = 4 Bars et une fondation de type « radier général » qui sera préconisée.

1.2.5 Classification du site suivant le RPA99/03

- Zone sismique d'implantation : Zone III (Alger).
- Groupe d'usage : 1B (usage de bureaux).
- Site d'implantation : catégorie S2 (ferme).
- Contrainte admissible du sol, tirée de la portance : 4 bars.

1.2.6 Système de contreventement

La structure est d'une hauteur assez élevée nécessitant la mise en place d'un système de contreventement par noyau central. Selon **l'article 3.4.A.2 du RPA9/03**, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

1.2.7 Règlements utilisés

L'étude du projet se fera sur la base des règlements et documents suivants :

- **DTR BC 2-48 - RPA99 version 2003**

Règlement Parasismique Algérien, ayant pour but de fixer les normes de conceptions et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- **DTR BC 2-2**

Document Technique Règlementaire des charges permanentes et d'exploitation, ayant pour objet de traiter les charges permanentes et d'exploitation des bâtiments, leur mode d'évaluation ainsi que les valeurs des charges à introduire dans les calculs.

- **DTR BC 2-41 – CBA93**

Document Technique Règlementaire de conception et de calcul des structures en béton armé.

- **BAEL91 version 99**

Béton Armé aux Etats Limites ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

1.2.8 Conception parasismique des bâtiments

1.2.8.1 Introduction

Il s'agit de développer un large aperçu de l'art de la conception parasismique des bâtiments. Il expose des principes de base à suivre pour réaliser des ouvrages aptes à résister aux tremblements de terre. Ces principes régissent essentiellement **la conception** et **les dispositions constructives** pour **la structure porteuse** et **les éléments non porteurs.**

La conception et le choix des détails constructifs de la structure porteuse (murs, poteaux, dalles) et des éléments non-porteurs (cloisons intérieures, éléments de façade) jouent un rôle déterminant dans la tenue des bâtiments (comportement avant la rupture) et leur vulnérabilité face aux séismes (sensibilité à l'endommagement). Les principes exposés dans ce chapitre s'appliquent essentiellement aux nouvelles constructions.

1.2.8.2 Concept généraux

1.2.8.2.1 Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique

Tous les bâtiments constituent des « boites », dont la stabilité implique le respect des 3 conditions suivantes :

- Une résistance adéquate des plans constituant la boite : contreventements verticaux : murs, triangulations, portiques contreventements ou diaphragmes horizontaux ou subhorizontaux : planchers, toitures, poutres, etc...

- Un choix convenable de ces plans qui exige :

- Un nombre convenable de plans de contreventement verticaux et horizontaux
- Une bonne disposition relative de ces plans.

- Des liaisons adéquates entre ces plans.

1.2.8.2.2 Objectif global du projet d'ossature parasismique

L'objectif global du projet d'une ossature parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique.

Cet objectif peut être atteint avec succès par des projets d'ossatures de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques en particulier:

- des ossatures où les déformations sont essentiellement élastiques
- des ossatures qui forment une seule zone plastique significative, généralement en base. Exemple : structure à noyau en béton armé
- des ossatures où sont formées de nombreuses zones dissipatives.

La figure 1.5 indique le comportement d'ossatures de même période T soumises à des poussées progressives jusqu'au déplacement de projet SDe(T).

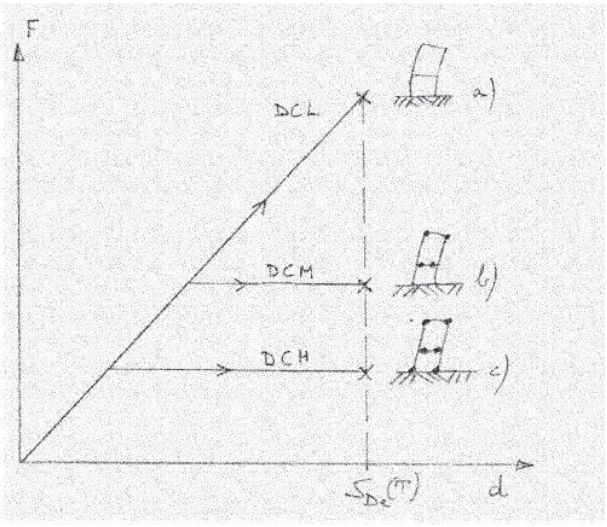


Figure 1-5 Comportement d'ossatures de même période T soumises à des poussées progressives jusqu'au déplacement de projet SDe(T): a) projet à réponse purement élastique DCL, b) projet modérément dissipatif DCM et c) projet très dissipatif DCH.

- DCL : Ductilité de classe limitée.
- DCM : Ductilité de classe moyenne.
- DCH : Ductilité de classe haute.

1.2.8.3 Principes de conception parasismique des bâtiments

Les codes de dimension présentent les règles de l'art afin de rendre les constructions saines et sûres. Les respecter revient à s'assurer que tout a été mis en œuvre afin d'atteindre cet objectif. De mauvais matériaux, des erreurs de conception, des réalisations hasardeuses rendent tous les efforts inutiles, et cela quel que soit le matériau utilisé. Les constructions en béton armé ne seront pas plus sûres si elles ne respectent pas les principes élémentaires qui doivent assurer une limitation des efforts dans les éléments porteurs, et par conséquent les dommages sismiques. Les ingénieurs et les architectes ont la connaissance et la responsabilité du dimensionnement, et ils sont en ce sens incontournables dans tous les cas. Les observations post-sismiques montrent systématiquement les mêmes dommages ou presque : des étages écrasés, des bâtiments basculés, des bâtiments accolés plus endommagés ou encore des remplissages détruits. Respecter la conception replace aussi le bâtiment dans son environnement et apporte des éléments de réponse pour le rendre parasismique.

- **Respecter la régularité en élévation**

En élévation, la régularité des formes, la répartition homogène des masses et des rigidités sont des critères importants qui conditionnent la stabilité et la résistance des structures sous séisme.

- **Régularité de forme**

Les formes irrégulières en élévation donnent lieu à des oscillations différentielles. Les parties de bâtiment de volume et/ou de hauteur distinctes vont osciller différemment et les éléments porteurs peuvent être soumis à des efforts de sens contraire, situation très défavorable pour la solidité de l'ouvrage.

- **Répartition des masses**

Plus le centre de gravité est bas, plus les contraintes sur les structures verticales seront réduites en cas de séisme. De même, les constructions en forme de pendule inversé (masse importante perchée) sont particulièrement vulnérables car elles produisent des moments de renversements importants et des contraintes élevées dans les éléments verticaux et les fondations.

- **Niveaux transparents**

L'expérience montre que les structures qui possèdent des niveaux transparents (c'est à dire sans suffisamment de systèmes de contreventement) sont plus vulnérables et résistent moins aux sollicitations sismiques. De nombreux exemples montrent l'effondrement de la structure provoqué par l'absence de contreventement dans les niveaux transparents. Puisqu'ils sont plus flexibles que les autres niveaux, les poteaux verticaux subissent de grandes déformations latérales et leur rupture provoque l'effondrement du bâtiment. Elle se traduit souvent par l'écrasement du niveau.

- **Respecter la régularité en plan**

Les bâtiments de forme en plan irrégulière sont exposés à de la torsion d'axe verticale qui est à l'origine, dans de nombreux cas, de dommages importants. Elles "vrillent" autour des zones plus rigides.

- **Structure irrégulière de forme**

Dans les angles rentrants (c'est à dire à la jonction de deux parties ayant des rigidités différentes dans une même direction horizontale), la différence de rigidité induit des oscillations en opposition de phase qui provoquent des concentrations de contraintes et des dommages importants.

- **Elancement de la structure**

Une structure élancée en plan (rapport largeur sur longueur supérieure à 1/3) est le siège de déplacements différentiels d'une extrémité à l'autre. En effet, un séisme provoque des mouvements de sol différents suivant la nature du sol de fondation et qui, sur une grande distance, peuvent être considérables. Une alternative pour réduire l'élancement est de fractionner le bâtiment par des joints parasismiques.

- **Intégrer l'environnement à la conception**

Des dommages peuvent également être dus à l'environnement de la structure, environnement anthropique comme naturel.

- **Concevoir une structure afin qu'elle dissipe l'énergie de vibration**

C'est certainement la prescription la plus importante que l'on retrouve dans les codes parasismiques. La conception doit permettre à la structure de dissiper de l'énergie. Principe de base du dimensionnement en capacité, elle permet à une structure une déformation de plus en plus importante sans augmenter les efforts dans les éléments porteurs. Le respect d'une certaine quantité d'acier par surface de béton ou par longueur d'élément fait partie de ces principes.

- **Concevoir en capacité**

La structure porteuse d'un bâtiment doit toujours être conçue de façon ductile, c'est à dire permettant une déformation importante dans ses éléments les plus sollicités par le séisme. La méthode de dimensionnement en capacité offre un procédé simple et efficace, en contrôlant et en localisant les plus grandes déformations aux endroits qui seront les plus renforcés.

1.3 Caractéristiques des matériaux

1.3.1 Béton

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), et de l'eau de gâchage. A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

1.3.1.1 Les constituants du béton

- **Le ciment**

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

- **Les granulats**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats artificielle provenant de concassage des roches.

- **Les adjuvants**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

1.3.1.2 Résistance caractéristique du béton

- **Résistance à la compression f_{cj}**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28}. Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances f_{c28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA **(RPA 99 article 8.1.1).**

Pour $fcj = \frac{j \times fc28}{4.74 + 0.83 \times j}$ $fc28 \leq 40$ MPA ($J \leq 28$jours)

$fcj = \frac{j \times fc28}{1.4 + 0.95 \times j}$ Pour $fc28 > 40$ MPA ($J \leq 28$jours) **BAEL91** (Article A.2.1.11)

avec : f_{cj} : résistance du béton à l'âge J.

J : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J, on a : $f_{cj}=1,1\times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra f_{c28} =25MPA.

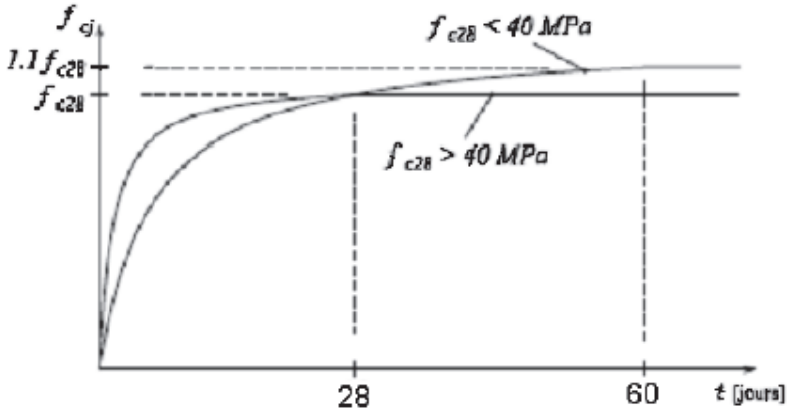


Figure 1-6 Evolution de la résistance fcj en fonction de l'âge du béton

La figure précédente donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

- **Résistance à la traction *ftj***

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge J jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 fcj$ si $fc28 \leq 60$ MPa

$f_{tj} = 0.275\ fcj$ si $fc28 > 60$ MPA **CBA93 (Article A.1.2.1.2).**

Pour notre cas f_{c28} =25MPA donc f_{t28} =2,1MPA

- **Module de déformation longitudinale béton**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

- **Module de déformation instantanée**

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$Eij = 11000(fcj)^{1/3}$ MPA **CBA93 (Article A.2.1.2.1)**.

Pour f_{c28} = 25 MPA donc E_{ij} = 32164.2 MPA.

- **Module de déformation différée**

$Evj = 3700\ (fcj)^{1/3}$ **CBA93 (Article A.2.1.2.2).**

Pour f_{c28} = 25 MPA donc E_{vj} = 10818.86 MPA.

- **Coefficient de Poisson**

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\begin{cases} v = 0 \quad \text{à ELU} \quad \textbf{CBA93 (Article A.2.1.3)} \\ v = 0.2 \text{ à ELS} \end{cases}$$

- **Module déformation transversale béton**

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

Avec : E : module de Young

V : Coefficient de Poisson

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

1.3.1.3 Contraintes limites du Béton

- **La contrainte de compression à L'ELU**

$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ **BAEL 91 (Article A.4.3.4).**

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1.15$ Pour une situation accidentelle.

$\gamma_b = 1.5$ Pour une situation durable.

θ : Coefficient d'application de charge.

$$\theta \begin{cases} \theta = 1 \quad \text{Si } t > 24h \\ \theta = 0.9 \text{ Si } 1h < t < 24h \\ \theta = 0.8 \text{ Si } t < 1h \end{cases}$$

- **La contrainte de compression à L'ELS**

Pour f_{c28} = 25 MPA on a :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}}$ = 15 MPA **CBA 93 (Article A.4.5.2).**

- **La contrainte ultime de cisaillement de béton**

τ_{adm} = min (0.2fcj/γ_b ; 5Mpa) pour la fissuration peu nuisible.

τ_{adm} = min (0.15fcj/γ_b ; 4Mpa) pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a f_{c28}=25Mpa donc :

- τ_{adm}=3.33Mpa dans une fissuration peu nuisible.
- τ_{adm}=2.5Mpa dans une fissuration préjudiciable.

- **Diagramme contrainte déformation**

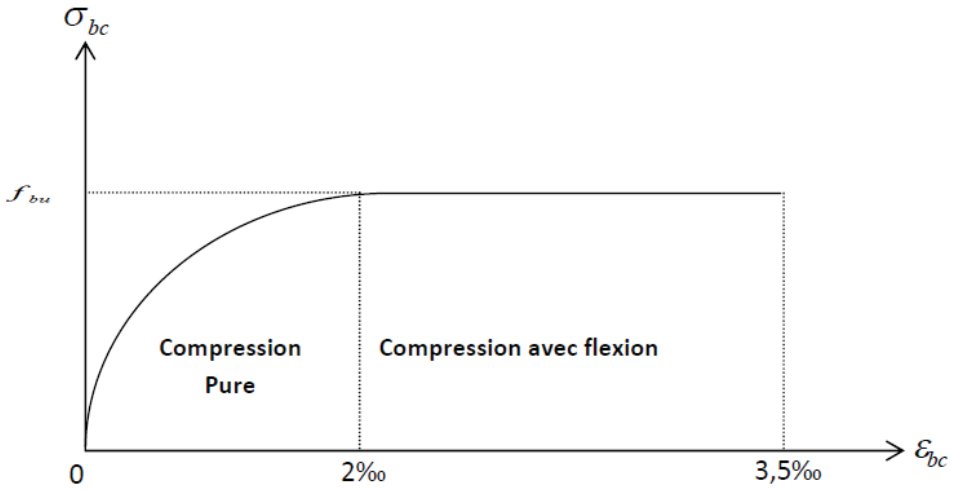


Figure 1-7 Diagramme des contraintes-déformations du béton

Le diagramme parabole rectangle (figure 7) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance. Le raccourcissement relatif à de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2 0/00 : en compression simple ou flexion composée avec compression.

- 3,5 0/00 : en flexion simple ou composée.

Pour :

- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2$ 0/00 $\quad \sigma_{bc}= 0.25.f_{bc}.10^3\varepsilon_{bc}$ $(4\text{-}10^3\ \varepsilon_{bc})$
- 2 0/00 $\leq \varepsilon_{bc} \leq$ 3.50/00 $\quad \sigma_{bc} = f_{bu}$ tel que : $f_{bc}= f_{bu}= 0.85.f_{c28}/\ \theta$

1.3.2 Aciers

Leur rôle est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E. Leur bonne adhérence au béton permet de constituer un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : E_s=210 000 MPA.

1.3.2.1 Les types d'acier

- **Les ronds lisses (R.L)**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables. On utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12,14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- **Les aciers à haute adhérence (H.A)**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale, généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 de même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1.

- **Treillis soudés**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances

Tableau 1-1 Caractéristiques des aciers utilisés.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPA)	Limite de rupture (MPA)	Allongement a la rupture
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon le **RPA99 (Article 7.2.2)**, les armatures longitudinales doivent être :

- ✓ de haute adhérence avec $F_e \leq 500MPa$.
- ✓ l'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%.

Dans notre ouvrage on utilise :

- l'acier à haute adhérence (HA) : feE400 pour les armatures longitudinales.

- l'acier rond lisse (RL) : feE235 pour les étriers, cadres et épingles…etc.

- l'acier treillis soudés (TS) : feE500 pour la dalle de compression.

1.3.2.2 Enrobage [BAEL91 (Article C 2 310 - 2)]

i. Valeurs minimales fixées

L'enrobage de chaque armature est au moins égal à :

- son diamètre, si elle est isolée ;
- la largeur du paquet dont elle fait partie, dans le cas contraire.

ii. Protection des armatures

Indépendamment des valeurs minimales fixées, l'enrobage de toute armature (qu'il s'agisse d'une armature longitudinale, d'une armature transversale ou même d'une armature secondaire non calculée), défini comme la distance de l'axe de cette armature au parement le plus voisin, diminuée du rayon nominal de celle-ci, est au moins égal à :

- 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (cas de certaines constructions industrielles).
- 3 cm pour les parois, coffrées ou non, soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou exposées aux intempéries ou à des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.
- 1 cm pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, et non exposées aux condensations (par exemple, planchers intérieurs de logements ou bureaux).

La valeur de 5 cm peut être réduite à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton sont convenablement protégés par un procédé à l'efficacité démontrée. La valeur de 3 cm peut être réduite à 2 cm lorsque la résistance caractéristique du béton à la compression est au moins égale à 40 MPa.

1.3.2.3 Contraintes limites de l'acier

- **A l'ELU**

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et cela pour une déformation $\varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$

Tel que : $f_e = 400\ MPA$ (f_e : la limite élastique de l'acier.)

$\gamma_s = 1{,}15$ pour une situation durable.

$\gamma_s = 1$ pour une situation accidentelle.

Et :

$\sigma_s = 348$ MPA en situation durable.

$\sigma_s = 400$ MPA en situation accidentelle.

- $\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$ et cela pour une déformation de $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$

❖ **A l'ELS**

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

✓ Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
✓ Fissuration préjudiciable :

$\bar{\sigma}_s = max\ [\ 0.5 f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]\ ]$ **BAEL91 (Article A.4.5.32).**

✓ Fissuration très préjudiciable :

$\bar{\sigma}_s = max\ [0.4 f_e; 88\sqrt{\eta \times f_{tj}}\ ]$ **BAEL91 (Article A.4.5.32).**

Avec η coefficient de fissuration tel que :

η	1	1.6	1.3
Type de barre d'acier	Les ronds lisses	Les hautes adhérences	Les hautes adhérences de Ø <6mm

1.3.2.4 Diagramme contrainte déformation de l'acier

Pour les aciers HA type 1, 3, 4 et les RL, le diagramme est comme suit :

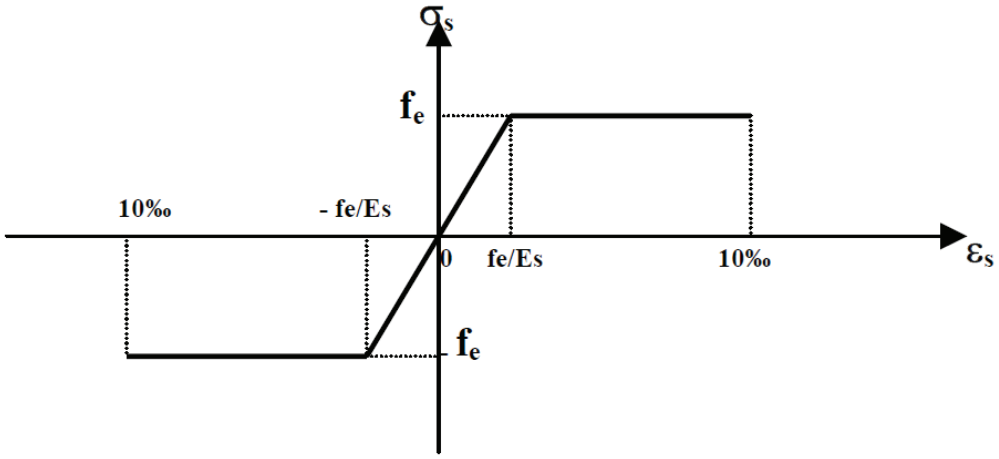


Figure 1-8 Diagramme contrainte déformation de l'acier

Les diagrammes contrainte-déformation sont différents pour les aciers durs, mi-durs et doux.

2 CHAPITRE II : Descente de charge et pré-dimensionnement des éléments structuraux

2.1 Descente de charge

Le but de la descente de charge est de déterminer la charge et la surcharge revenant à chaque élément porteur de la structure. Cette étape est effectuée à l'aide du **DTR B.C. 2.2.**

2.1.1 Plancher terrasse inaccessible

Tableau 2-1 Composition et poids surfacique du plancher terrasse

Désignation	**Poids volumique (KN/m^3)**	**Epaisseur (m)**	**Poids (KN/m^2)**
Protection en gravillons	17	0,05	0,85
Etanchéité multicouches	10	0,01	0,1
Forme de pente	22	0,12	2,64
Isolation thermique en liège	4	0,04	0,16
Dalle en corps creux (20+5)	25	0,25	4
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
		Charges permanentes	7,2
		Charges d'exploitation	1,5

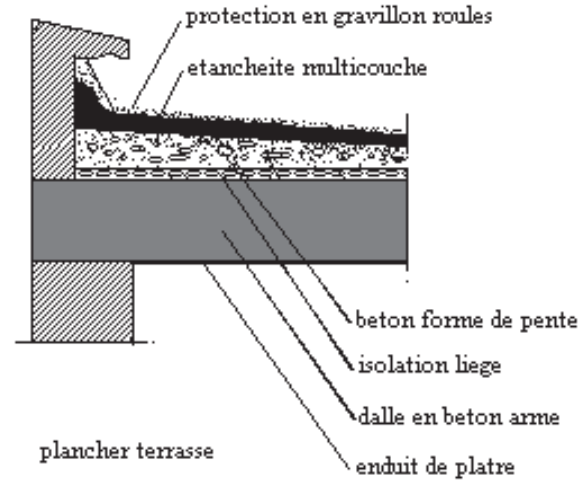


Figure 2-1 Schéma en coupe d'un plancher terrasse inaccessible.

2.1.2 Plancher étage courant

Tableau 2-2 Composition et poids surfacique du plancher étage courant

Désignation	**Poids volumique (KN/m^3)**	**Epaisseur (m)**	**Poids (KN/m^2)**
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Lit de sable	18	0,02	0,36
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Revêtement carrelage	22	0,02	0,44
Dalle en corps creux (20+5)	25	0,25	3,25
		Charges permanentes	4,65
		Charges d'exploitation	2,5

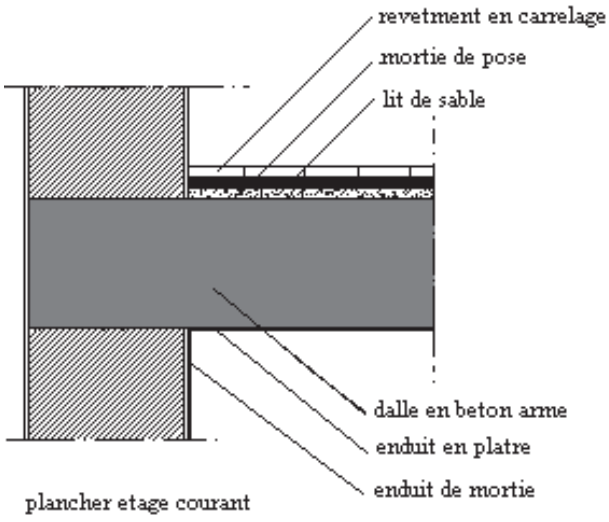


Figure 2-2 Schéma en coupe d'un plancher étage courant

2.1.3 Murs extérieurs (10+5+10)

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

Tableau 2-3 Composition et poids surfacique des murs extérieurs

Désignation	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Enduit extérieur	20	0,02	0,4
Deux Briques creuses	9	0,1x2	1,8
Enduit intérieur	18	0,015	0,27
		Charge permanente **Avec 30% d'ouverture**	1,73

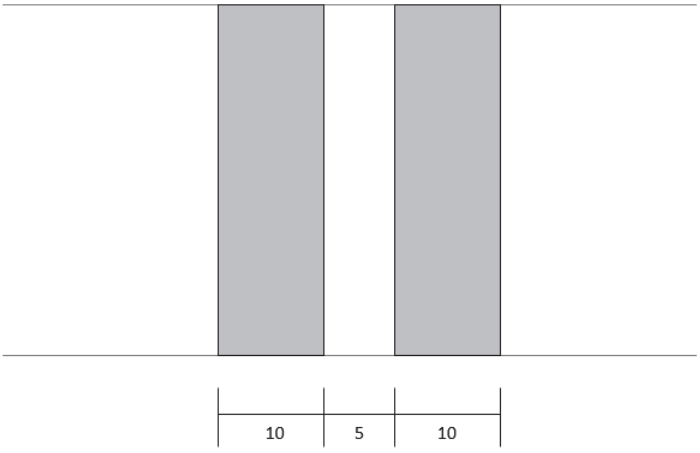


Figure 2-3 Schéma en coupe des cloisons extérieures

2.1.1 Escalier en étage courant

Tableau 2-4 Composition et poids surfacique des éscaliers (palier et volée)

Palier			
Désignation	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtements carrelage	22	0,02	0,44
Lit de sable	18	0,02	0,36
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Dalle en béton armé	25	0,16	4
	Charge permanente		**5,4**
	Charge d'exploitation		**2,5**

Volée			
Désignation	**Poids volumique (KN/m^3)**	**Epaisseur (m)**	**Poids (KN/m^2)**
Revêtements carrelage	2200	0,02	0,44
Lit de sable	1800	0,02	0,36
Mortier de pose	2000	0,02	0,4
Enduit en plâtre	1000	0,02	0,2
Poids propre des marches	2200	0,17*1/2	1,87
Poids propre de la paillasse	2500	0,16/cos(α=29°)	4,5734
Garde-corps métallique			0,15
	Charge permanente		**7,9934**
	Charge d'exploitation		**2,5**

2.1.2 Acrotère

- Surface :

S= (0.02×0.1)/2+(0.08×0.1)+(0.1×0.6) = 0.069 m²

- Le poids propre de l'acrotère est :

P=(0.069×25)=1,725 KN/ml

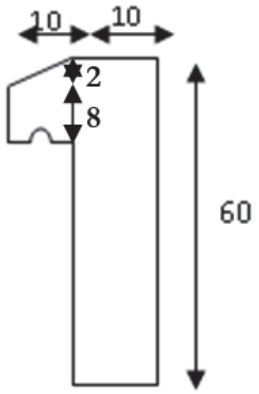


Figure 2-4 Schéma de l'acrotère

2.2 Pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement consiste en des estimations des dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA 99 version 2003, le BAEL 91** et **le CBA 93.**

2.2.1 Les planchers

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions (largeur, longueur), elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation ; au lieu des vérifications de résistance on détermine alors l'épaisseur des dalles par la vérification des conditions suivantes :

- **Isolation phonique**

Pour une bonne isolation acoustique l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 13 cm

Soit : **e = 15 cm**

❖ **Résistance mécanique en flexion**

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$
  - L_x : est la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis à une portée L_x égale à : L_x =2,25 m

Ceci engendrera donc $\begin{cases} (2{,}25/50)\ m \leq e \leq (2{,}25/40)\ m \\ 4{,}5cm \leq e \leq 5{,}625\ cm \end{cases}$

Soit : e =5cm

Nous retenons jusqu'ici comme épaisseur des dalles **e = 15 cm** sous réserve de vérifier la condition de flèche.

❖ **Condition de la flèche admissible**

Selon l'article **B.6.5.3 du CBA 93**, la flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

Avec $f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$

l : la petite portée.

E : module d'élasticité linéaire du béton

I : inertie géométrique d'une bande de 1m de la dalle

q : la charge surfacique sur une bande de 1m.

Avec q= G+Q

Le poids propre : G = 2500 × e×1 = 375 kg/ml

La surcharge d'exploitation : Q = 100 kg/ml

On aura q =G+Q = 475 kg/ml

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500}$$

E =1100× $\sqrt[3]{f_{c28}}$=32164,2 MPa

$$I = \frac{be^3}{12}$$

Du coup on aura : $e \geq \sqrt[3]{\frac{3000 \times q \times l}{348 \times b \times E}}$; $e \geq 5{,}08cm$ **;**

$$\boldsymbol{e = 6cm}$$

D' après les conditions précédentes, l'épaisseur

e = max (11, 15, 5,6)

L'épaisseur de la dalle à retenir est alors : **e = 15 cm.**

2.2.2 Les poutres

Pour un dimensionnement optimal de nos poutres, les poutres doivent vérifier les conditions adaptées par **l'article : 7.5.1 du RPA 99**

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

- $b \geq 20\ cm.$
- $h \geq 20\ cm.$
- $h/b \leq 4$

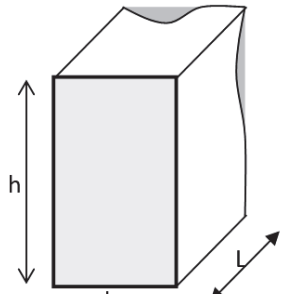


Figure 2-5 Section d'une Poutre

On a pour :

2.2.2.1 Les poutres principales

Lx = 9,00m $0{,}45 \leq h \leq 0.90$ on prendra : **h = 55cm** ; **b = 50cm**

Lx = 6,75m $0{,}3375 \leq h \leq 0{,}675$ on prendra : **h = 55cm** ; **b = 50cm**

2.2.2.2 Les poutres secondaires

Lx = 9,00m $0{,}45 \leq h \leq 0.90$ on prendra : **h = 55cm** ; **b = 50cm**

Donc :

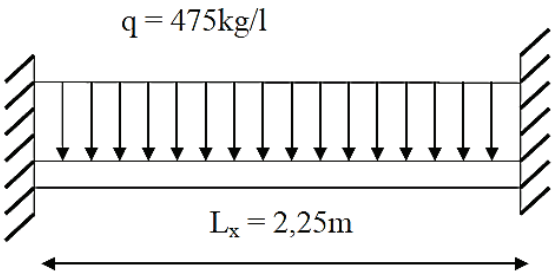
- Soit la section pour poutres principales : $\boldsymbol{h \times b = 55 \times 50 cm^2}$
- Soit la section pour poutres secondaires : $\boldsymbol{h \times b = 55 \times 30 cm^2}$
- $\mathbf{h/b = 55/33} = 1,83 < 4$

Ce qui vérifie la condition **du RPA99**

2.2.3 Les voiles

Le pré-dimensionnement des voiles (figure 2.6) est justifié par **l'article 7.7.1 du RPA99**, ces voiles qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Selon le RPA99 version 2003 on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles « dans le cas de voiles et de portiques »
- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.



Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes selon **RPA (article 7.7.1) :**

- $e > 15\ cm$
- $e > he\ /\ 20$
- $L > 4\ e$

Avec :

- L : portée du voile.
- e : épaisseur du voile.
- he : Hauteur libre d'étage.

Dans notre structure les voiles conçus sont ceux du noyau central :

Dans notre cas he = 7,2 m

- $e > 7{,}2\ /\ 20 = 0{,}36$m, soit une épaisseur de **e = 40cm**
- <u>Vérifions la portée du voile :</u>

$L > 4\ e$= 1,6m ; dans notre voile la portée minimale est de 2m et elle est vérifiée.

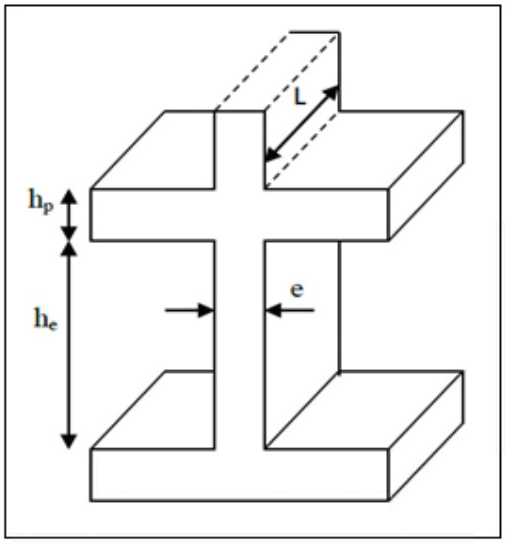


Figure 2-6 Coupe verticale d'un voile

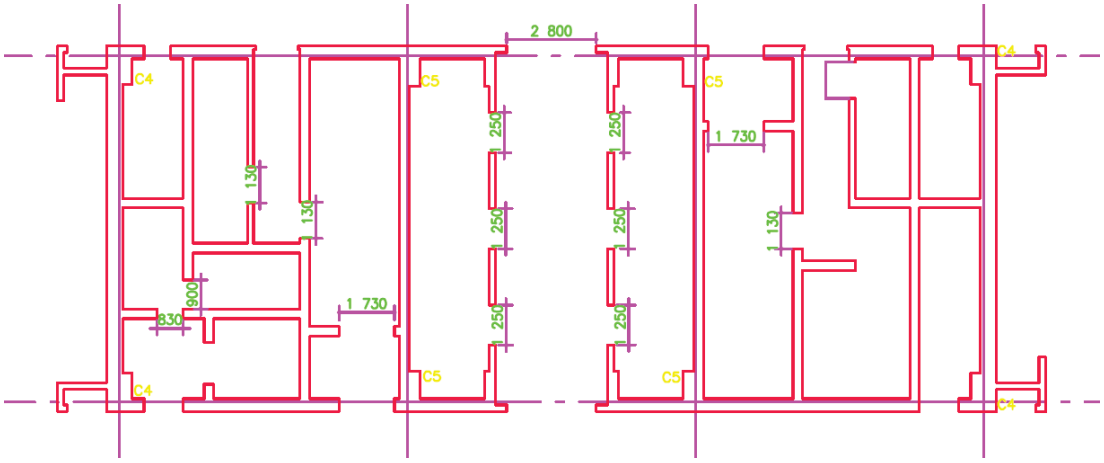


Figure 2-7 Vue en plan du noyau central

2.2.4 Les poteaux

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centré, les règles **CBA 93** préconisent de prendre une section réduite en laissant 2cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

2.2.4.1 Section réduite

D'après **l'article B.8.4.1 du CBA 93**, l'effort normal ultime Nu agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0{,}9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section brute du béton avec $B_r = (a-2) \times (b-2)$ avec a et b les dimensions du poteau.

N_u : Effort normal à l'état limite ultime.

α : Facteur de correction tel que

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1+0{,}2(\frac{\lambda}{35})} & 0 < \lambda < 50 \\ \alpha = 0{,}6(\frac{50}{\lambda})^2 & 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

Avec :

λ : Elancement de flambement

i : Rayon de giration

l_f : Longueur de flambement

0,7 l_0 *si le poteau encastré* à *ses extrémités et* l_0 *dans les autres cas*

f_{c28} : Résistance à la compression du béton à 28 jours en MPa.

γ_b : 1,5

A_s: Section d'acier.

B : Section du poteau.

Puisque la zone est une zone III : $\frac{A_{smin}}{B} = 0{,}009$

f_e : Coefficient d'élasticité linéaire de l'acier.

γ_s : 1,15.

- Calcul de α :

Hypothèses de calcul :

- Poteaux carrés de section (A*A)
- $\lambda = 35$ donc $\alpha = \frac{0{,}85}{1+0{,}2(\frac{\lambda}{35})} = 0{,}7083$

On aura donc : Avec : Nu en KN et Br en cm^2

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha\left[\frac{27}{0{,}9 \times 1{,}5} + \frac{0.009 \times 400}{1{,}15}\right]}$$

$$B_r \geq 0{,}61038\, N_u$$

2.2.4.2 Calcul de l'effort normal ultime N_u

Afin de pré-dimensionner les poteaux, on doit tout d'abord déterminer les charges qui leur sont transmises. Ces charges sont soit :

- Surfaciques : Poids de la dalle et ses charges d'exploitation.

- Linéaires : Poids des poutres et leur exploitation.

- Ponctuelle : Charges des poteaux situés au-dessus.

Calcul de la surface revenant à chaque poteau (figure 2.8):

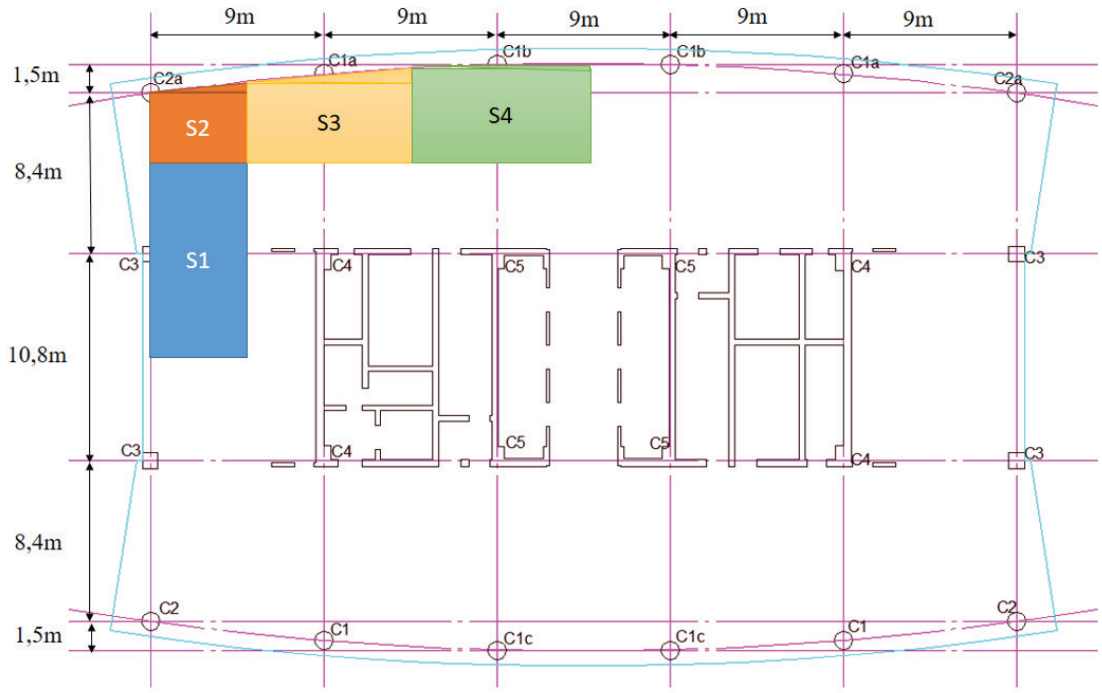


Figure 2-8 . Plan de disposition des poteaux
C1b, C1a, C2a, C3 sont les poteaux de notre structure.

L'évaluation de la charge limite ultime N_{ul} revenant aux poteaux :

$$N_u = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

En utilisant la commande « Aire » dans AutoCAD pour calculer la surface chargée revenant à chaque poteau nous aboutissons à :

Tableau 2-5 Valeurs des surfaces revenant à chaque poteau

Poteau	C1b	C1a	C2a	C3
Surface (m^2)	S4= 51,01	S3=46,45	S2=19,90	S1=42,77

1. Niveau terrasse

Tableau 2-6 Les charges permanentes du plancher terrasse

Plancher terrasse inaccessible	**Majoration de 15%**
G_T = 7,2 KN/m²	**G'_T = 8,28 KN/m²**
Q_T = 1,5 KN/m²	

2. Etage courant

Tableau 2-7 Les charges permanentes de l'étage courant

Plancher étage courant	**Majoration de 15%**
G_{EC} = 4,65 KN/m²	**G'_{EC} = 5,347 KN/m²**
Q_{EC} = 2,5 KN/m²	

Remarque :

La majoration de 15% des charges permanentes a pour but de prendre en compte l'effet du poids des poutres et des poteaux.

On pourra à présent calculer l'effort normal revenant à un poteau selon le type d'étage de la manière suivante :

- Pour un étage courant :

$$N_{Gec} = 1{,}35 \times G'_{ec} \times S_i$$

$$N_{Qec} = 1{,}5 \times Q_{ec} \times S_i$$

- Pour la terrasse :

$$N_{GT} = 1{,}35 \times G'_T \times S_i$$

$$N_{QT} = 1{,}5 \times Q_T \times S_i$$

Avec :

S_i: Surface revenant à chaque poteau en m².

Les calculs donnent :

Tableau 2-8 Valeurs des efforts normaux par étage revenant à chaque poteau

Poteau	**C1b**	**C1a**	**C2a**	**C3**
Surface (m^2)	51,01	46,45	19,9	42,77
$\boldsymbol{N_{Gec}}$ *(KN)*	368,21	335,29	143,64	308,73
$\boldsymbol{N_{Qec}}$ *(KN)*	191,28	174,18	74,62	160,38
$\boldsymbol{N_{GT}}$ *(KN)*	570,18	519,21	222,44	478,08
$\boldsymbol{N_{QT}}$ *(KN)*	114,77	104,51	44,77	96,23

Calcul des coefficients de dégression de charges d'exploitation

Les coefficients de dégression de charge d'exploitation se calculent comme suit :

Sous terrasse ..... Q_0

Sous étage 1 ..... Q_0+Q_1

Sous étage 2 ..... $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$

Sous étage 3 ..... $Q_0+0.9\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

Sous étage 4..... $Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Sous étage 5 ..... $Q_0+0.8\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Sous étage $n \geq 5$ .....$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$

Tableau 2-9 Valeurs des coefficients de dégression de charge par étage

Etage	**C_Q**
20	1
19	1
18	0,95
17	0,9
16	0,85
15	0,8
14	0,75
13	0,714
12	0,687
11	0,666
10	0,65
9	0,636
8	0,625
7	0,615
6	0,607
5	0,6
4	0,593
3	0,588
2	0,583
1	0,578
RDC	0,575

- **Calcul de la section réduite et pré-dimensionnement des poteaux**

Suivant la méthode préconisée par le **CBA93,** nous avons calculé les sections réduites Br puis les dimensions finales des poteaux. Les résultats sont montrés dans les tableaux récapitulatifs suivant :

❖ Poteau C1b :

Tableau 2-10 calcul de la section brute et la section adoptée du poteau C1b

Etage	**C_Q**	**N_G(KN)**	**N_Q(KN)**	**Nu(KN)**	**B_r (cm^2)**	**a-2 (cm)**	**a (cm)**	**A (cm)**	**Section (cm^2)**
20	1	570,18	114,77	684,95	418,07	20,44	22,44	26,93	35x35

19	1	938,39	306,05	1244,44	759,58	27,56	29,56	35,47	50x50
18	0,95	1306,6	478,20	1784,80	1089,40	33,00	35,00	42,00	50x50
17	0,9	1674,81	631,22	2306,03	1407,55	37,51	39,51	47,42	60x60
16	0,85	2043,02	765,12	2808,14	1714,03	41,40	43,40	52,08	60x60
15	0,8	2411,23	879,89	3291,12	2008,83	44,82	46,82	56,18	60x60
14	0,75	2779,44	975,53	3754,97	2291,95	47,87	49,87	59,849	70x70
13	0,714	3147,65	1070,78	4218,43	2574,84	50,74	52,74	63,29	70x70
12	0,687	3515,86	1166,04	4681,904	2857,74	53,45	55,45	66,54	70x70
11	0,666	3884,07	1261,30	5145,37	3140,63	56,04	58,04	69,64	75x75
10	0,65	4252,28	1358,09	5610,37	3424,45	58,51	60,51	72,62	80x80
9	0,636	4620,49	1452,96	6073,45	3707,11	60,88	62,88	75,46	80x80
8	0,625	4988,7	1549,37	6538,07	3990,70	63,17	65,17	78,20	80x80
7	0,615	5356,91	1644,05	7000,96	4273,24	65,37	67,37	80,84	90x90
6	0,607	5725,12	1740,26	7465,38	4556,72	67,50	69,50	83,40	90x90
5	0,6	6093,33	1836,29	7929,62	4840,08	69,57	71,57	85,88	90x90
4	0,593	6461,54	1929,63	8391,17	5121,80	71,56	73,56	88,28	90x90
3	0,588	6829,75	2026,80	8856,55	5405,86	73,52	75,52	90,62	100x100
2	0,583	7197,96	2122,06	9320,02	5688,75	75,42	77,42	92,90	100x100
1	0,578	7566,17	2215,40	9781,57	5970,47	77,26	79,26	95,12	100x100
RDC	0,575	7934,38	2314,49	10248,87	6255,70	79,09	81,09	97,31	110x110

❖ Poteau C1a :

Tableau 2-11calcul de la section brute et la section adoptée du poteau C1a

Etage	C_Q	N_G(KN)	N_Q(KN)	Nu(KN)	B_r (cm^2)	a-2 (cm)	a (cm)	A (cm)	Section (cm^2)
20	1	519,21	104,51	623,73	380,71	19,511	21,51	25,81	35x35
19	1	854,51	278,7	1133,21	691,69	26,3	28,3	33,96	50x50
18	0,95	1189,81	435,46	1625,28	992,03	31,5	33,49	40,19	50x50
17	0,9	1525,10	574,81	2099,92	1281,75	35,8	37,80	45,36	60x60
16	0,85	1860,40	696,75	2557,15	1560,83	39,5	41,50	49,80	60x60
15	0,8	2195,70	801,26	2996,96	1829,28	42,77	44,77	53,72	60x60
14	0,75	2531	888,35	3419,35	2087,10	45,68	47,68	57,22	70x70
13	0,714	2866,29	975,10	3841,39	2344,71	48,42	50,42	60,50	70x70
12	0,687	3201,59	1061,84	4263,44	2602,31	51,01	53,01	63,61	70x70
11	0,666	3536,89	1148,59	4685,48	2859,92	53,47	55,47	66,57	75x75
10	0,65	3872,18	1236,73	5108,91	3118,38	55,84	57,84	69,41	80x80
9	0,636	4207,48	1323,12	5530,61	3375,77	58,10	60,10	72,12	80x80
8	0,625	4542,78	1410,91	5953,70	3634,019	60,28	62,28	74,73	80x80
7	0,615	4878,07	1497,14	6375,22	3891,30	62,38	64,38	77,25	90x90
6	0,607	5213,37	1584,75	6798,13	4149,44	64,41	66,41	79,69	90x90
5	0,6	5548,67	1672,2	7220,87	4407,47	66,38	68,38	82,06	90x90
4	0,593	5883,97	1757,20	7641,17	4664,019	68,29	70,29	84,35	95x95
3	0,588	6219,26	1845,69	8064,95	4922,68	70,16	72,16	86,59	95x95

2	0,583	6554,56	1932,43	8487,00	5180,29	71,97	73,97	88,76	100x100
1	0,578	6889,86	2017,43	8907,3	5436,83	73,73	75,73	90,88	110x110
RDC	0,575	7225,15	2107,66	9332,82	5696,57	75,47	77,47	92,97	110x110

❖ Poteau C2a :

Tableau 2-12 calcul de la section brute et la section adoptée du poteau C2a

Etage	C_Q	N_G(KN)	N_Q(KN)	Nu(KN)	B_r (cm^2)	a-2 (cm)	a (cm)	A (cm)	Section (cm^2)
20	1	222,44	44,7	267,21	163,10	12,77	14,77	17,72	30x30
19	1	366,08	119,4	485,48	296,33	17,21	19,21	23,05	35x35
18	0,95	509,73	186,56	696,3	425,0	20,61	22,61	27,13	40x40
17	0,9	653,38	246,26	899,64	549,12	23,43	25,43	30,52	50x50
16	0,85	797,03	298,5	1095,53	668,69	25,86	27,85	33,43	50x50
15	0,8	940,67	343,27	1283,95	783,69	28,0	29,99	35,99	50x50
14	0,75	1084,32	380,58	1464,91	894,15	29,90	31,90	38,28	50x50
13	0,714	1227,97	417,75	1645,72	1004,51	31,69	33,69	40,43	60x60
12	0,687	1371,61	454,91	1826,53	1114,87	33,39	35,38	42,46	60x60
11	0,666	1515,26	492,07	2007,34	1225,24	35,00	37,00	44,40	60x60
10	0,65	1658,91	529,83	2188,75	1335,96	36,55	38,55	46,26	60x60
9	0,636	1802,56	566,8515	2369,41	1446,24	38,02	40,02	48,03	60x60
8	0,625	1946,20	604,46	2550,67	1556,87	39,45	41,45	49,74	70x70
7	0,615	2089,85	641,40	2731,25	1667,10	40,83	42,83	51,39	70x70
6	0,607	2233,50	678,93	2912,44	1777,69	42,16	44,16	52,99	70x70
5	0,6	2377,15	716,4	3093,54	1888,24	43,45	45,45	54,54	70x70
4	0,593	2520,79	752,81	3273,61	1998,14	44,70	46,70	56,04	70x70
3	0,588	2664,44	790,72	3455,17	2108,96	45,92	47,92	57,50	70x70
2	0,583	2808,09	827,88	3635,98	2219,32	47,10	49,10	58,93	70x70
1	0,578	2951,73	864,30	3816,04	2329,23	48,26	50,26	60,31	80x80
RDC	0,575	3095,38	902,96	3998,34	2440,51	49,40	51,40	61,68	80x80

❖ Poteau C3 :

Tableau 2-13 calcul de la section brute et la section adoptée du poteau C3

Etage	C_Q	N_G(KN)	N_Q(KN)	Nu(KN)	B_r (cm^2)	a-2 (cm)	a (cm)	A (cm)	Section (cm^2)
20	1	478,08	96,23	574,31	350,55	18,72	20,72	24,86	35x35
19	1	786,81	256,62	1043,43	636,89	25,23	27,23	32,68	40x40
18	0,95	1095,54	400,96	1496,51	913,44	30,22	32,22	38,66	50x50
17	0,9	1404,28	529,27	1933,56	1180,20	34,35	36,35	43,62	50x50
16	0,85	1713,01	641,55	2354,56	1437,17	37,91	39,91	47,89	55x55

15	0,8	2021,74	737,78	2759,53	1684,36	41,04	43,04	51,64	70x70
14	0,75	2330,48	817,97	3148,45	1921,75	43,83	45,83	55,00	70x70
13	0,714	2639,21	897,84	3537,06	2158,95	46,46	48,46	58,15	80x80
12	0,687	2947,94	977,72	3925,67	2396,15	48,95	50,95	61,14	80x80
11	0,666	3256,68	1057,59	4314,27	2633,34	51,31	53,31	63,97	80x80
10	0,65	3565,41	1138,75	4704,16	2871,32	53,58	55,58	66,70	80x80
9	0,636	3874,14	1218,30	5092,45	3108,33	55,75	57,75	69,30	90x90
8	0,625	4182,88	1299,13	5482,01	3346,11	57,84	59,84	71,81	90x90
7	0,615	4491,61	1378,53	5870,14	3583,01	59,85	61,85	74,22	90x90
6	0,607	4800,34	1459,20	6259,55	3820,70	61,81	63,81	76,57	90x90
5	0,6	5109,07	1539,72	6648,79	4058,29	63,70	65,70	78,84	95x95
4	0,593	5417,81	1617,98	7035,80	4294,51	65,53	67,53	81,03	95x95
3	0,588	5726,54	1699,46	7426,01	4532,68	67,32	69,32	83,19	95x95
2	0,583	6035,27	1779,33	7814,61	4769,88	69,06	71,06	85,27	100x100
1	0,578	6344,01	1857,60	8201,62	5006,10	70,75	72,75	87,30	100x100
RDC	0,575	6652,74	1940,68	8593,43	5245,26	72,42	74,42	89,30	110x110

2.2.4.3 Vérification

L'article 7.4.1 du RPA99/03 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b_1, h1) ≥ 25cm (zone III)

-1/4<b_1/h_1<4

Dans notre cas :

- Nous avons des poteaux carrés (b_1/h_1=1)
- Min (30,30) ≥25

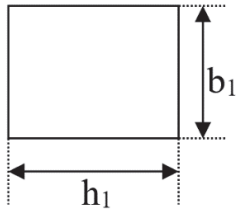


Figure 2-9 schéma du poteau

Les deux conditions sont vérifiées.

3 CHAPITRE III : Analyse et étude sismique

3.1 Introduction

Il est souvent nécessaire à l'ingénieur de connaitre les répartitions des contraintes et des déformations, dans toutes les structures de type poutres, plaques et coques qui sont constituées de milieux continus aux géométries diverses.

Généralement, le calcul des structures ne possède pas de solutions analytiques exactes et dans certains cas, il devient même très complexe. Pour résoudre ce problème, l'idée la plus répandue actuellement est celle qui fait recours à des techniques numériques basées sur des méthodes d'approximations.

Cette idée est très utilisée dans de nombreux domaines de l'engineering, elle trouve son efficacité grâce aux performances des ordinateurs actuels. Le concept de base de la méthode des éléments finis consiste en une discrétisation de la structure, de telle sorte à établir un modèle mathématique de calcul qui se rapproche le mieux possible de la structure réelle. Cette discrétisation consiste en la subdivision de la structure en sous domaines de forme relativement simples appelés éléments finis.

3.2 Principe de la méthode des éléments finis (MEF)

La MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud.

La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

Nous pouvons résumer les étapes logiques du calcul par éléments finis sur les points suivants :

1. Définir les nœuds et les éléments (Créer le maillage).

2. Pour chaque élément, établir la matrice de rigidité élémentaire [K_e] reliant les degrés de libertés (déplacements) nodaux {u_e} et les forces {f_e} appliquées aux nœuds : $[K_e]\{u_e\} = \{f_e\}$

3. Assembler les matrices et les vecteurs élémentaires en un système global $[K]\{U\} = \{F\}$ de manière à satisfaire les conditions d'équilibre aux nœuds.

4. Modifier le système global en tenant compte des conditions aux limites.

5. Résoudre le système [K] {U} = {F} et obtenir les déplacements {U} aux nœuds.

6. Calculer les gradients (déformations et contraintes) dans les éléments et les réactions aux nœuds sur lesquels les conditions aux limites sont imposées.

3.3 Le calcul sismique

Le mouvement sismique est parfaitement défini si en chaque point est connue sa composante suivant les deux directions horizontales perpendiculaire et la direction verticale. Ces composantes sont déterminées à partir d'enregistrements réels du mouvement du sol. Afin de représenter ce chargement sismique, on procède par calcul sismique en introduisant le chargement sismique sous forme d'accélérogramme ou d'un spectre de réponse.

Le calcul sismique sert donc à estimer les forces sismiques agissant sur la structure et déterminer par la suite la réponse de la structure face à des sollicitations sismiques.

Le calcul des forces sismiques peut se faire suivant 3 méthodes :

- **La méthode statique équivalente**

Il s'agit de remplacer les forces dynamiques par un système de forces statiques fictives qui reproduisent des effets équivalents à ceux de l'action sismique, avec les hypothèses suivantes :

- Le seul mode pris en compte est le mode fondamental.
- La déformée du mode fondamental est représentée par une droite pour les structures à portiques et par une parabole pour les structures à voiles.
- Les masses sont représentées au CDG de chaque niveau et les planchers sont considérés infiniment rigides.

Remarque :

La méthode statique équivalente a été appliquée dans notre cas à titre pédagogique, car les conditions d'application de cette dernière citées dans le **RPA99 version 2003 art.4.1.2, «** Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III » ne sont pas vérifiées, or que notre bâtiment est de 93,1 mètres en zone III.

- **La méthode d'analyse modale spectrale**

C'est une méthode dynamique où il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre de la structure, et d'introduire la force sismique sous forme de spectre de dimensionnement afin d'obtenir la valeur de la réponse maximale à un instant donné, pour un séisme donné.

Selon **le RPA99 version 2003 art.4.1.3**, cette méthode peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **La méthode d'analyse par accélérogrammes**

C'est une méthode dynamique par accélérogramme, appelée aussi analyse temporelle. L'accélération de chaque mode est donnée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel.

3.4 Description du logiciel de modélisation SAP2000

Nous effectuerons notre étude dynamique et sismique à l'aide du logiciel SAP2000 qui est un logiciel de calcul basé sur la MEF, et conçu exclusivement pour le calcul des structures en béton armé, en acier ou mixtes. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structure grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différents codes de calcul (Eurocode, BAEL….etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, SAP2000 offre d'autres avantages certains par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue.

L'analyse numérique des structures amène l'ingénieur à :

- Choisir les méthodes de calcul,
- Modéliser la structure et ses chargements,
- contrôler la validité de cette modélisation,
- la résoudre,
- contrôler et évaluer les premiers résultats,
- interpréter les résultats.

3.4.1 L'analyse

SAP2000 permet d'effectuer les analyses suivantes :

3.4.1.1 Analyse statique linéaire

Quand un chargement est appliqué sur la structure, celle-ci se déforme et les effets du chargement se transmettent dans toute la structure. Les forces externes induisent des forces internes et des réactions qui conduisent la structure à un état d'équilibre. L'analyse statique linéaire est basée sur la méthode des déplacements et calcule les déplacements, les déformations, les contraintes et les forces de réaction sous l'effet des chargements appliqués. L'analyse statique linéaire prend en compte les hypothèses suivantes :

- comportement élastique linéaire des matériaux.
- petites déformations.

3.4.1.2 Analyse P-Delta (Analyse du second ordre)

L'analyse P-Delta également connue sous le nom d'analyse des déplacements du second ordre, prend en considération les effets des chargements axiaux sur le comportement en flexion des éléments. SAP2000 utilise un algorithme de calcul basé sur la formation du vecteur force en fonction des déformations subies par la structure en gardant la matrice de rigidité constante.

3.4.1.3 Analyse statique non-linéaire

La dégradation de la rigidité témoigne d'un comportement non linéaire. En effet, l'analyse non linéaire devient nécessaire lorsque la rigidité des éléments se dégrade. Si la dégradation de la rigidité est causée par des changements de section, le comportement non linéaire est défini comme géométrique. Si la dégradation de rigidité est causée en raison du changement de propriétés des matériaux, le comportement non linéaire est dû aux matériaux.

SAP2000 utilise un algorithme basé sur la correction géométrique de la matrice de rigidité et du vecteur des charges en même temps. L'analyse non linéaire nous permet de réaliser une simulation numérique du comportement post élastique de la structure et ainsi d'évaluer le degré d'efficacité d'une conception choisie.

3.4.2 Modélisation

3.4.2.1 Modélisation des éléments structuraux

Les éléments structuraux de la structure ont été modélisés de la manière suivante :

- les éléments « frame » pour modéliser les poutres (beam) et poteaux (column). Ils sont modélisés comme une ligne connectée à deux nœuds. Parmi les structures pouvant être modélisées par des éléments 'frame' : Les poutres et poteaux à 3 dimensions, les portiques à 3 dimensions, les poutres planes.
- les éléments « Shell » pour modéliser les membranes, plates and Shell Behavior dans le plan ou en 3 dimensions.

Parmi les structures pouvant être modélisées par des éléments 'shell' : Les planchers (floor systems), les voiles (wall systems).

3.4.2.2 Modélisation de la masse des éléments et du chargement d'exploitation

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 25 KN/m^3 pour les éléments horizontaux et 35 KN/m^3 pour les éléments verticaux. La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées. Ainsi le poids total W de la structure est égal à la somme des W_i, calculé à chaque niveau « i »

$$W = \sum W_i \quad avec\ W_i = WG_i + \beta\ WQ_i$$

- WG_i : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- WQ_i : charges d'exploitation.

- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité « βQ » (**RPA99/version 2003)** (dans notre cas β =0,2) correspondant à la charge d'exploitation.

3.4.2.3 Introduction des charges et surcharges

Les charges à affecter aux éléments structuraux sont comme suit :

- <u>Charges permanentes :</u>

  - G=2.66KN/m² pour les niveaux terrasses,
  - G=2.4KN/m² pour les étages courants,
  - G=2.44KN/m² pour les murs extérieurs sur poutres périphériques.

- <u>Surcharges d'exploitation :</u>

  - Q=1KN/m² pour le toit de la terrasse,
  - Q=2.5KN/m² pour le niveau terrasse,
  - Q=1.5KN/m² pour les étages courants de la tour,

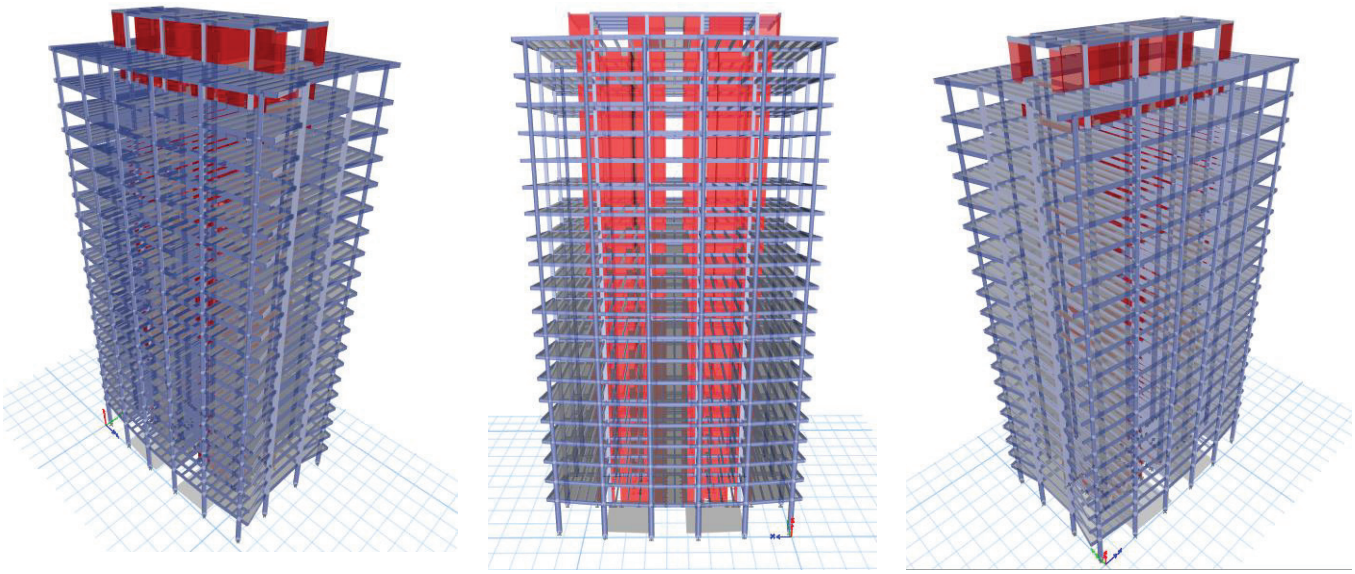


Figure 3-1 Schéma du modèle numérique de la structure

3.4.2.4 Calcul manuel du poids de la structure

Le poids total de la structure (figure 3.1) a été calculé en sommant le poids de tous les éléments constituant chaque niveau.

Les calculs ont été faits par Excel, les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 3-1 calcul du poids permanant G et les charges d'exploitation Q de la structure

ELEMENTS	**POIDS G (KN)**
POUTRES	82240,608
POTEAUX	29905,774
VOILES	117365,313
PLANCHER	134864.014
MURS EXT	25213,1056
BALCON	298,53
Total G étage	19494,367
TOTAL G (20 étages)	389887,345

NIVEAU	**SURFACE (m^2)**	**POIDS Q (KN)**
EC	1423,80	2135.71
TOTAL Q (20étages)		42714,221

Donc le poids total de la structure :

$$W = WG + \beta\, WQ$$

$$W = 389887{,}345 + 0{,}2 \times 42714{,}221$$

$$W = 398430{,}1892\ KN$$

3.4.3 Analyse dynamique

3.4.3.1 Analyse dynamique modale

L'analyse de la structure débutera par une analyse modale, afin de déterminer les périodes propres de la structure ainsi que les facteurs de participation modaux. Ils seront déterminés sans aucun chargement extérieur : réponse de la structure sous oscillations libres.

Pour une approche réaliste du comportement de la structure face à une excitation sismique, on assimilera la structure à un système à plusieurs degrés de liberté.

Théoriquement, l'analyse dynamique mène à déterminer le même nombre de modes propres que celui des degrés de liberté. Réellement, le calculateur choisit le nombre de mode, car au-delà d'une certaine fréquence, l'apport des modes supérieurs est négligeable.

Pour valider le nombre de modes choisi, on fait appel au critère des masses modales. Par définition, la masse modale pour le mode i est la masse effective c'est à dire celle qui, accélérée par l'accélération spectrale du spectre de réponse, donne une force d'inertie égale à la force horizontale propre à la structure sur ce mode. Le nombre de modes est jugé satisfaisant quand la somme des masses modales est supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure.

Résultats obtenus de l'analyse modale

Tableau 3-2 Résultats obtenus de l'analyse modale

StepType	Num	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode	1	1,957	0,69	0,03693	0,003185	0,69	0,03693	0,003185
Mode	2	1,910	0,04322	0,6	0,007835	0,73	0,64	0,01102
Mode	3	1,758	0,001045	0,008371	0,71	0,74	0,65	0,72
Mode	4	0,813	3,534E-07	1,001E-08	4,906E-08	0,74	0,65	0,72
Mode	5	0,790	4,079E-07	1,006E-08	2,879E-08	0,74	0,65	0,72
Mode	6	0,706	1,299E-08	0,000004479	0,000006265	0,74	0,65	0,72
Mode	7	0,693	4,218E-10	0,000003989	0,000006417	0,74	0,65	0,72
Mode	8	0,683	3,927E-08	4,98E-10	8,682E-09	0,74	0,65	0,72
Mode	9	0,673	5,072E-08	8,758E-10	8,781E-10	0,74	0,65	0,72
Mode	10	0,590	0,14	0,0002253	0,0002467	0,87	0,65	0,72
Mode	11	0,491	0,0004675	0,003648	0,14	0,87	0,65	0,86
Mode	12	0,400	0,0001831	0,2	0,003301	0,87	0,85	0,87
Mode	13	0,303	0,04581	0,00009876	0,00008128	0,92	0,85	0,87
Mode	14	0,275	0,000006481	0,0001775	0,000000195	0,92	0,85	0,87
Mode	15	0,268	0,000001985	0,0004787	0,000007756	0,92	0,85	0,87
Mode	16	0,260	0,0002558	3,375E-08	0,0001281	0,92	0,85	0,87
Mode	17	0,257	0,00009962	6,07E-08	0,0008491	0,92	0,85	0,87
Mode	18	0,239	0,00001109	0,00002467	0,00002451	0,92	0,85	0,87
Mode	19	0,23	0,000004016	0,00006355	0,000007389	0,94	0,86	0,93
Mode	20	0,236	0,000003404	0,00004312	0,000004128	0,94	0,86	0,93
Mode	21	0,219	0,000001564	0,00001602	6,858E-09	0,94	0,86	0,93
Mode	22	0,216	5,158E-08	0,00001256	1,774E-07	0,94	0,86	0,93
Mode	23	0,207	0,000001506	0,000009132	9,601E-07	0,94	0,86	0,93
Mode	24	0,202	0,000001294	0,00001985	4,657E-07	0,94	0,86	0,93
Mode	25	0,193	4,133E-07	0,01033	0,0001739	0,94	0,87	0,93
Mode	26	0,192	0,00002466	0,04668	0,0007986	0,94	0,91	0,93
Mode	27	0,186	0,00001466	0,00591	0,0001605	0,94	0,92	0,93

Mode	28	0,185	0,0002494	0,0001001	0,000009819	0,94	0,92	0,93
Mode	29	0,1843	0,00005861	0,00005301	0,000001044	0,94	0,92	0,93
Mode	30	0,1836	1,347E-07	0,001722	0,00008299	0,94	0,92	0,93

Interprétation des résultats

- La période de la structure obtenue par la méthode numérique est de 1,957 sec.
- Le premier mode est un mode de translation suivant Y.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant X.
- Le troisième mode est un mode de torsion.
- Les 90% de participation massique sont atteints au bout du 26ème mode dans le sens Y et au bout du 13ème mode dans le sens X, donc pour le calcul de la force sismique on devra prendre les 26ème premiers modes.

Vérification de la période fondamentale de la structure

Selon **l'article.4.2.4 du RPA**, la valeur de la période fondamentale ne doit pas dépasser la valeur estimée à partir des formules empiriques de plus de 30%.

Selon **les formules 4-6 et 4-7 du même article du RPA**, l'estimation de la période empirique de la structure se fait comme suit :

Formule 4-6 : $T = C_T \times {h_N}^{3/4}$

Avec :

- h_N : La hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N et qui est égal à 93,1 m.
- C_T: Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage donné par le tableau 4.6 du RPA99 et qui est égal à 0,05.

Donc :

$$T = 0{,}05 \times 93{,}1^{3/4} = 1{,}49\ sec$$

T num=1.957 sec ≤1.3 x 1,49 =1.987sec ⟶ vérifiée.

3.4.3.2 Analyse modale spectrale

L'analyse dynamique spectrale permet de constater la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse.

Le spectre de réponse en accélération est une répartition des accélérations dans le domaine des fréquences (ou périodes) et non dans le temps. Ceci est plus significatif et intéressant vu que ces valeurs maximales d'accélération donnent les sollicitations maximales dont on a besoin pour le dimensionnement de la structure.

En d'autres termes, c'est un ensemble de courbes, qui pour chaque couple (ξ,T) donne l'accélération maximale de la structure pour un séisme donné.

Il est fonction de la nature du site, le niveau de protection recherché selon l'importance de l'ouvrage.

Il y a 3 types de spectre de réponse :

- Le spectre de réponse en accélération spectrale Spa ;
- Le spectre de réponse en vitesse spectrale (Spv) ;
- Le spectre de réponse en déplacement spectral (Sd) ; relié tous les trois par la formule suivante :

$$Spa = \omega\, Spv \;=\; \omega^2\, Sd$$

Les 3 spectres sont définis de 3 différentes manières de présenter une même information de réponse de la structure.

Le spectre de réponse en accélération spectrale (Spa) est le plus utilisé car il fournit immédiatement la force d'inertie maximale, engendrée par l'excitation sismique.

3.4.3.2.1 Paramètres du spectre

- La zone sismique est une zone III.
- Le groupe d'usage 1B.
- L'amortissement critique ξ=10%.
- Le site S2.
- Le facteur de qualité dans le sens longitudinal et transversal Q=1.05.
- Le coefficient de comportement R=3.5.

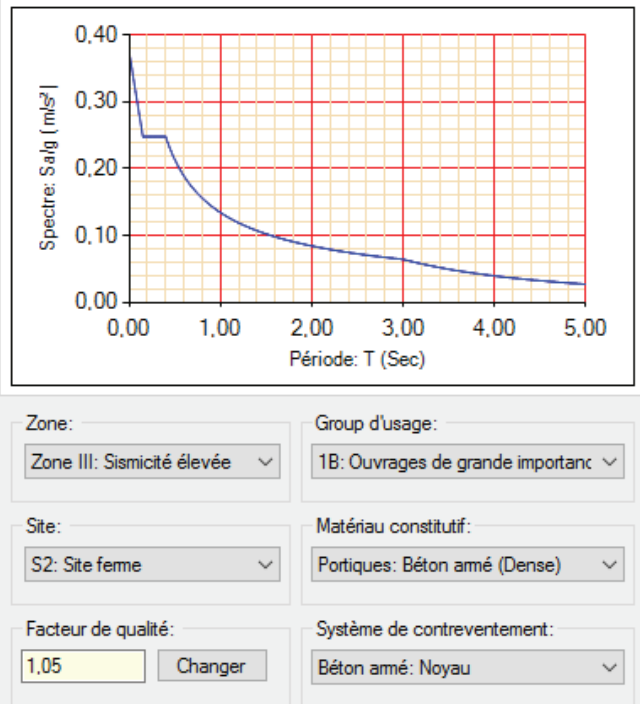


Figure 3-2 Allure du spectre de réponse de la structure.

3.4.3.2.2 Résultats obtenus :

Tableau 3-3 résultats obtenues de l'analyse modale spectrale

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	**StepType**	**RX**	**RY**	**RZ**	**MX**	**MY**	**MZ**
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Ex	Max	30064,726	31475,945	382,601	1638614,346	1713162,961	783734,9747
Ey	Max	30064,726	31475,945	382,601	1638614,346	1713162,961	783734,9747

Interprétation :

- La force sismique suivant X notée Rx obtenue par la méthode numérique :

Rx=30064,726 KN.

- La force sismique suivant Y notée Ry obtenue par la méthode numérique :

Ry=31475,945 KN

- L'effort tranchant à la base suivant l'axe y est supérieur à celui suivant l'axe x. Ceci est expliqué par le fait que le facteur de participation massique suivant l'axe y est nettement supérieur à celui suivant l'axe x pour le mode fondamental.
- Puisque l'effort tranchant suivant l'axe y est plus grand, il est logique que le moment de renversement à la base autour de l'axe x soit plus grand que celui autour de l'axe.

3.4.3.2.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après **l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003**, la résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques obtenue par la méthode statique équivalente V stat, pour une période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

L'effort tranchant à la base calculé par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A\,D\,Q}{R}\,W$$

- **A : coefficient d'accélération de zone sismique**, donné par un **tableau 4-1** dans le **RPA** en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment.
  Dans notre cas, (zone III, groupe 1B) A=0,3
- **D facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2{,}5\,\eta & 0 \le T \le T2 \\ 2{,}5\,\eta\,(T2/T)^{2/3} & T2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\,\eta\,(T2/T)^{2/3}\,(3/T)^{5/3} & T \ge 3s. \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0{,}7$$

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

ξ Donné par **le tableau 4-2 dans le RPA**

Dans notre cas la structure est contreventée par voiles en béton armé donc : $\Rightarrow$ ξ =10%

D'où : η =0.76 >0.7

- **Calcul de la période**

(Article 4-2-4) dans le RPA

- **par la formule empirique** : T= Ct $h_n^{(3/4)}$ déjà calculé précédemment
- **par la formule :** $T = \frac{0{,}09 h_N}{\sqrt{D}}$
- D : est la dimension du bâtiment suivant x et y.

$$\begin{cases} \boldsymbol{Tx} = \frac{0{,}09 \times 93{,}1}{\sqrt{45}} = 1{,}24\ sec \\ \boldsymbol{Ty} = \frac{0{,}09 \times 93{,}1}{\sqrt{27{,}6}} = 1{,}59\ sec \end{cases}$$

Remarque :

$$\boldsymbol{Tx} = \min(1{,}49; 1{,}24)\ \text{sec} = 1{,}24 sec$$

$$\boldsymbol{Ty} = \min(1{,}49; 1{,}59)\ sec = 1{,}49 sec$$

- **Calcul du T2**

-T2 période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4-7.**

S2 $\longrightarrow$ T1=0.15 s et T2=0.4 s

Donc on aura :

$T_2 \leq T_x \leq 3\ sec$ Et $T_2 \leq T_y \leq 3\ sec$

Alors :

$$D_x = 2{,}5\ \eta\,(T2/T)^{2/3} \rightarrow D_x = 0{,}89$$
$$D_y = 2{,}5\ \eta\,(T2/T)^{2/3} \rightarrow D_y = 0{,}75$$

- **R coefficient de comportement global de la structure**

Donné par le tableau 4-3 dans le RPA

Pour une structure en BA contreventé par un noyau central R = 3,5

Q : facteur de qualité :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Tableau 3-4 Vérifications des critères du facteur de qualité Q par notre structure

Critère q	P_{qx}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2. Redondance en plan	0,05
3. Régularité en plan	0,05
4. Régularité en élévation	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
$\sum P_q$	0,2

Alors $Q = 1{,}05$

- **Poids de la structure W**

W est égal à la somme des poids Wi de l'ensemble des niveaux.

$W = 398430{,}1892\ KN$ Déjà calculé auparavant.

Remarque :

La masse de chaque étage est concentrée au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 20 masses avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal).

Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical des masses concentrées est supposé négligeable.

- Calcul de la force sismique :

Tableau 3-5 Récapitulatif des facteurs de la MSE

A	**Dx**	**Dy**	**Q**	**R**	**W(KN)**
0,3	0,89	0,75	1,05	3,5	398430,1892

La force sismique selon x :

$$V_x = 31914{,}248\ KN$$

La force sismique selon y :

$$V_y = 26894{,}037\ KN$$

Interprétation :

L'effort tranchant à la base selon l'axe x calculé par la méthode statique équivalente est supérieur à celui selon l'axe y, contrairement au résultat obtenu par analyse modale spectrale.

Ceci est dû au fait que la méthode statique équivalente ne considère que le premier (1) mode de participation pour chaque direction qui ne dépend que du facteur d'amplification dynamique

Vérification de l'article 4.3.6 du RPA

La résultante des forces sismiques 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.

- Suivant X :

$$Rx > 0{,}8\,Vx$$

$$30064{,}726 > 0{,}8 \times 31914{,}248 \;\; condition\ vérifiée$$

- Suivant Y :

$$Ry > 0{,}8\,Vy$$

$$31475{,}945 \; > 0{,}8 \times 26894{,}037 \;\; condition\ vérifiée$$

3.4.3.2.4 Vérification des déplacements horizontaux

Selon **l'art4.43 du RPA99 version 2003** et selon **la formule 4-19** le déplacement horizontal de l'étage « k » se calcule comme suit :

$$\delta k = R.\delta ek$$

où :

- δek : déplacement du aux forces sismiques.
- R : coefficient de comportement qui est égal à 3,5

Les déplacements horizontaux sont calculés dans les deux directions.

Suivant X :

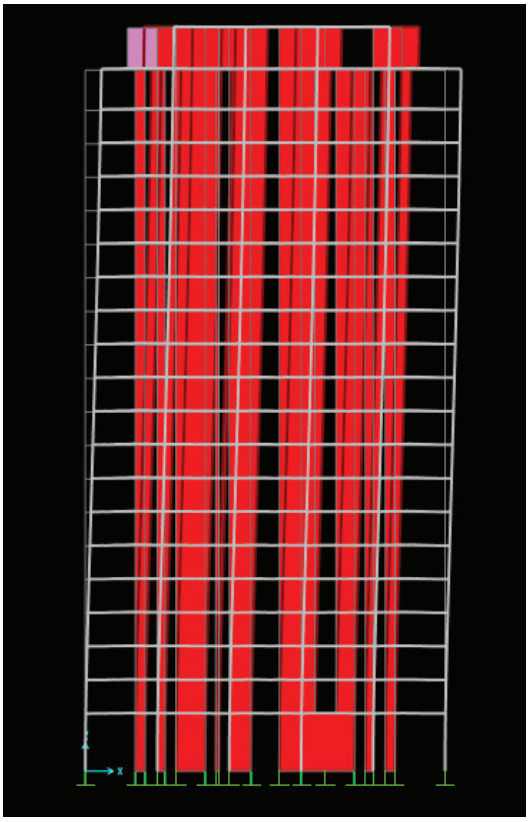


Figure 3-3 Allure des déplacements horizontaux suivant x

Tableau 3-6 déplacements relatifs suivant x.

Niveau	Hauteur (m)	Hauteur de l'étage (m)	δek(relative) (m)	δk=δek*R
20+1	**93,1**	5,25	0,130175	0,4556125
20	**87,85**	5,05	0,125691	0,4399185
19	**82,8**	4,2	0,120596	0,422086
18	**78,6**	4,2	0,115963	0,4058705
17	**74,4**	4,2	0,110933	0,3882655
16	**70,2**	4,2	0,105508	0,369278
15	**66**	4,2	0,099707	0,3489745
14	**61,8**	4,2	0,093559	0,3274565
13	**57,6**	4,2	0,087103	0,3048605
12	**53,4**	4,2	0,080372	0,281302
11	**49,2**	4,2	0,073397	0,2568895

10	**45**	4,2	0,066215	0,2317525
9	**40,8**	4,2	0,058875	0,2060625
8	**36,6**	4,2	0,051411	0,1799385
7	**32,4**	4,2	0,043878	0,153573
6	**28,2**	4,2	0,036344	0,127204
5	**24**	4,2	0,028894	0,101129
4	**19,8**	4,2	0,02165	0,075775
3	**15,6**	4,2	0,014798	0,051793
2	**11,4**	4,2	0,008585	0,0300475
1	**7,2**	7,2	0,003535	0,0123725
RDC	**0**	0	0	0

Suivant-Y :

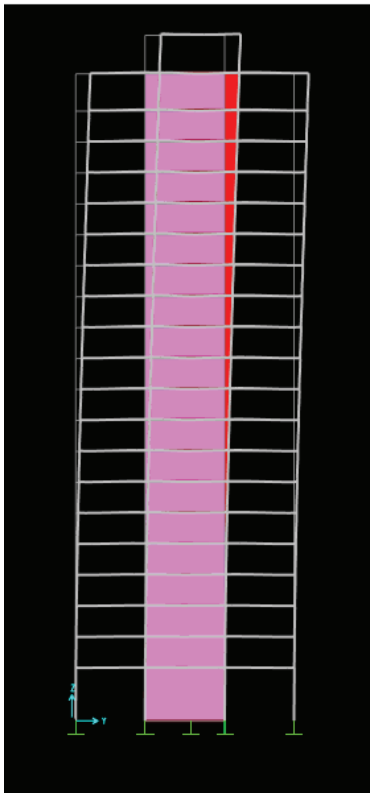


Figure 3-4 Allure des déplacements horizontaux suivant y

Tableau 3-7 déplacements relatifs suivant y

Niveau	Hauteur (m)	Hauteur de l'étage (m)	δek(relative) (m)	δk=δek*R
20+1	**93,1**	5,25	0,133686	0,467901
20	**87,85**	5,05	0,123403	0,4319105
19	**82,8**	4,2	0,113871	0,3985485
18	**78,6**	4,2	0,105937	0,3707795
17	**74,4**	4,2	0,098015	0,3430525
16	**70,2**	4,2	0,090129	0,3154515
15	**66**	4,2	0,082308	0,288078
14	**61,8**	4,2	0,074584	0,261044
13	**57,6**	4,2	0,066994	0,234479
12	**53,4**	4,2	0,059576	0,208516

11	**49,2**	4,2	0,052366	0,183281
10	**45**	4,2	0,045408	0,158928
9	**40,8**	4,2	0,038743	0,1356005
8	**36,6**	4,2	0,032415	0,1134525
7	**32,4**	4,2	0,026477	0,0926695
6	**28,2**	4,2	0,020978	0,073423
5	**24**	4,2	0,015967	0,0558845
4	**19,8**	4,2	0,011511	0,0402885
3	**15,6**	4,2	0,007674	0,026859
2	**11,4**	4,2	0,004534	0,015869
1	**7,2**	7,2	0,002138	0,007483
RDC	**0**	0	0	0

Vérification des déplacements relatifs :

Selon **la formule 4-20 du même article du RPA**, le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après **l'art.5.10 du RPA,** le déplacement relatif Δk d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser une valeur égale à 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta k \leq 0{,}01 he$$

- Suivant X :

Tableau 3-8 vérification des déplacements relatifs suivant x

niveau	Hauteur (m)	he (hauteur de l'étage)	δek(relative)	δk=δek*R	Δk=δk-δk-1	0,01 he	vérification $\Delta k \leq 0{,}01 he$
20+1	**93,1**	5,25	0,130175	0,455612	0,015694	0,0525	condition vérifiée
20	**87,85**	5,05	0,125691	0,439918	0,01783	0,0505	condition vérifiée
19	**82,8**	4,2	0,120596	0,422086	0,01621	0,042	condition vérifiée

18	**78,6**	4,2	0,115963	0,405870	0,01760	0,042	condition vérifiée
17	**74,4**	4,2	0,110933	0,388265	0,01898	0,042	condition vérifiée
16	**70,2**	4,2	0,105508	0,369278	0,02030	0,042	condition vérifiée
15	**66**	4,2	0,099707	0,348974	0,02151	0,042	condition vérifiée
14	**61,8**	4,2	0,093559	0,327456	0,02259	0,042	condition vérifiée
13	**57,6**	4,2	0,087103	0,304860	0,02355	0,042	condition vérifiée
12	**53,4**	4,2	0,080372	0,281302	0,02441	0,042	condition vérifiée
11	**49,2**	4,2	0,073397	0,256889	0,02513	0,042	condition vérifiée
10	**45**	4,2	0,066215	0,231752	0,02569	0,042	condition vérifiée
9	**40,8**	4,2	0,058875	0,206062	0,02612	0,042	condition vérifiée
8	**36,6**	4,2	0,051411	0,179938	0,02636	0,042	condition vérifiée
7	**32,4**	4,2	0,043878	0,153573	0,02636	0,042	condition vérifiée
6	**28,2**	4,2	0,036344	0,127204	0,02607	0,042	condition vérifiée
5	**24**	4,2	0,028894	0,101129	0,02535	0,042	condition vérifiée
4	**19,8**	4,2	0,02165	0,075775	0,02398	0,042	condition vérifiée
3	**15,6**	4,2	0,014798	0,051793	0,02174	0,042	condition vérifiée
2	**11,4**	4,2	0,008585	0,030047	0,01765	0,042	condition vérifiée
1	**7,2**	7,2	0,003535	0,012372	0,01237	0,072	condition vérifiée
RDC	**0**	0	0	0	0	0	condition vérifiée

- Suivant-Y :

Tableau 3-9 vérification des déplacements relatifs suivant y

niveau	Hauteur (m)	h (hauteur de l'étage)	δek(relative)	δk=δek*R	Δk=δk-δk-1	0,01 he	vérification $\Delta k \leq 0,01he$
20+1	**93,1**	5,25	0,133686	0,467901	0,0359905	0,0525	condition vérifiée
20	**87,85**	5,05	0,123403	0,4319105	0,033362	0,0505	condition vérifiée
19	**82,8**	4,2	0,113871	0,3985485	0,027769	0,042	condition vérifiée
18	**78,6**	4,2	0,105937	0,3707795	0,027727	0,042	condition vérifiée
17	**74,4**	4,2	0,098015	0,3430525	0,027601	0,042	condition vérifiée
16	**70,2**	4,2	0,090129	0,3154515	0,0273735	0,042	condition vérifiée
15	**66**	4,2	0,082308	0,288078	0,027034	0,042	condition vérifiée
14	**61,8**	4,2	0,074584	0,261044	0,026565	0,042	condition vérifiée
13	**57,6**	4,2	0,066994	0,234479	0,025963	0,042	condition vérifiée
12	**53,4**	4,2	0,059576	0,208516	0,025235	0,042	condition vérifiée
11	**49,2**	4,2	0,052366	0,183281	0,024353	0,042	condition vérifiée
10	**45**	4,2	0,045408	0,158928	0,0233275	0,042	condition vérifiée
9	**40,8**	4,2	0,038743	0,1356005	0,022148	0,042	condition vérifiée
8	**36,6**	4,2	0,032415	0,1134525	0,020783	0,042	condition vérifiée
7	**32,4**	4,2	0,026477	0,0926695	0,0192465	0,042	condition vérifiée
6	**28,2**	4,2	0,020978	0,073423	0,0175385	0,042	condition vérifiée
5	**24**	4,2	0,015967	0,0558845	0,015596	0,042	condition vérifiée
4	**19,8**	4,2	0,011511	0,0402885	0,0134295	0,042	condition vérifiée
3	**15,6**	4,2	0,007674	0,026859	0,01099	0,042	condition vérifiée
2	**11,4**	4,2	0,004534	0,015869	0,008386	0,042	condition vérifiée
1	**7,2**	7,2	0,002138	0,007483	0,007483	0,072	condition vérifiée
RDC	**0**	0	0	0	0	0	condition vérifiée

3.4.3.2.5 Vérification de l'effet P-Δ

Sous l'action sismique, les structures de grande hauteur subissent de grands déplacements horizontaux. L'action des charges verticales sous une telle structure déformée peut introduire une augmentation significative des efforts internes et des déplacements latéraux.

L'effet du 2ème ordre des charges verticales la structure transversalement déplacée est nommé effet P-Δ.

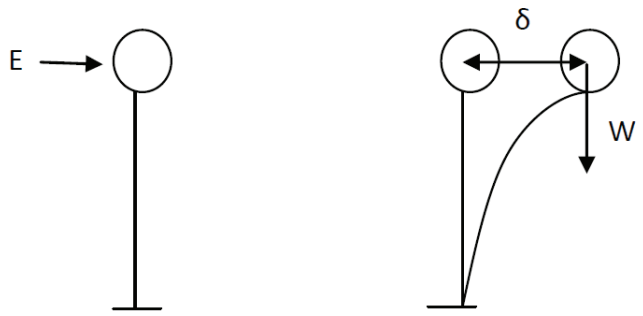


Figure 3-5 Schéma représentatif de l'effet P-Δ

En général, ces effets sont négligés sauf pour les structures importantes et de grande hauteur, à moins qu'elles ne satisfassent, à tous les niveaux, la condition **5.6 du RPA art.5.9** :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Avec :

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » ;
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;
- Hk : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0.10 < \theta < 0.2$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1-\theta)$.
- Si $\theta > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- **Calcul de l'effort tranchant à chaque niveau**

Etant donné que le logiciel SAP2000 ne donne pas l'effort tranchant par étage : l'effort tranchant a été déterminé en sommant l'effort tranchant repris par les poteaux et l'effort tranchant repris par le voile étage par étage.

Le tableau suivant montre l'effort tranchant à chaque niveau :

Tableau 3-10 l'effort tranchant à chaque niveau

étage	Vx poteau	Vx voile	Vx étage	Vy poteau	Vy voile	Vy étage
RDC	534,931	27927,742	28462,673	938,337	29887,62	30825,96
Etage 1	1858,882	27927,742	29786,624	998,082	29887,62	30885,71
Etage 2	1467,525	27818,238	29285,763	1146,078	29058,94	30205,02
Etage 3	1719,797	26829,457	28549,254	1411,979	27859,54	29271,52
Etage 4	1536,333	26115,291	27651,624	1312,982	26767,77	28080,76
Etage 5	1632,378	25038,624	26671,002	1443,841	25306,89	26750,73
Etage 6	1654,484	23987,364	25641,848	1533,61	23812,34	25345,95
Etage 7	1589,419	22989,153	24578,572	1390,167	22551,52	23941,68
Etage 8	1578,844	21908,468	23487,312	1442,994	21144,21	22587,2
Etage 9	1659,121	20716,912	22376,033	1614,253	19699,94	21314,19
Etage 10	1360,754	19894,229	21254,983	1372,344	18755,97	20128,31
Etage 11	1425,087	17521,091	18946,178	1447,942	16545,78	17993,72
Etage 12	1397,076	17521,091	18918,167	1521,538	16545,78	18067,32
Etage 13	1239,109	16381,39	17620,499	1405,964	15734,73	17140,69
Etage 14	1086,394	15105,315	16191,709	1338,509	14866,74	16205,25
Etage 15	1055,451	13539,112	14594,563	1359,372	13784,26	15143,63
Etage 16	966,074	11811,401	12777,475	1347,55	12443,64	13791,19
Etage 17	881,433	9786,856	10668,289	1348,686	10636,47	11985,16
Etage 18	766,915	7404,966	8171,881	1265,343	8284,19	9549,533
Etage 19	707,422	4421,319	5128,741	1384,327	4986,282	6370,609
Etage 20	34,944	1377,658	1412,602	29,21	1598,124	1627,334

- **Calcul du poids de chaque niveau W et du poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus de chaque niveau Pk :**

Poids propre et poids cumulé à chaque niveau :

Tableau 3-11 Poids propre et poids cumulé à chaque niveau

Etage	W cum	P étage
RDC	152816,3	11075,48
Etage 1	141740,9	8937,188
Etage 2	132803,7	8412,664
Etage 3	124391	9407,059
Etage 4	114984	7898,405
Etage 5	107085,5	7839,49
Etage 6	99246,06	11125,21
Etage 7	88120,85	7336,336
Etage 8	80784,51	7235,785
Etage 9	73548,72	8577,178
Etage 10	64971,55	7738,298
Etage 11	57233,25	6583,481
Etage 12	50649,77	7434,638
Etage 13	43215,13	6223,74
Etage 14	36991,39	6104,738
Etage 15	30886,65	6061,524
Etage 16	24825,13	5988,906
Etage 17	18836,22	5984,925
Etage 18	12851,3	5784,133
Etage 19	7067,163	3911,075
Etage 20	3156,088	3156,088

- Vérification P-Δ suivant X et Y :

Tableau 3-12-Vérification P-Δ suivant X et Y

Etage	p étage	Δ kx	Δ ky	Vy étage	Vx étage	Hk	θx	θy	Condition $\theta < 0,1$
20	3156,08	0,01569	0,03599	1627,33	1412,60	5,25	0,00667	0,01329	Vérifiée
19	3911,07	0,01783	0,03336	6370,60	5128,74	5,05	0,00269	0,00405	Vérifiée
18	5784,13	0,01621	0,02776	9549,53	8171,81	4,2	0,00273	0,00400	Vérifiée
17	5984,92	0,01760	0,02772	11985,1	10668,2	4,2	0,00235	0,00329	Vérifiée
16	5988,90	0,01898	0,02760	13791,1	12777,4	4,2	0,00211	0,00285	Vérifiée
15	6061,52	0,02030	0,02737	15143,6	14594,5	4,2	0,00200	0,00260	Vérifiée
14	6104,73	0,02151	0,02703	16205,2	16191,7	4,2	0,00193	0,00242	Vérifiée
13	6223,74	0,02259	0,02656	17140,6	17620,5	4,2	0,0019	0,00229	Vérifiée
12	7434,63	0,02355	0,02596	18067,3	18918,1	4,2	0,00220	0,00254	Vérifiée
11	6583,48	0,02441	0,02523	17993,7	18946,1	4,2	0,00202	0,00219	Vérifiée
10	7738,29	0,02513	0,02435	20128,3	21254,9	4,2	0,00217	0,00222	Vérifiée
9	8577,17	0,02569	0,02332	21314,1	22376,0	4,2	0,00234	0,00223	Vérifiée
8	7235,78	0,02612	0,02214	22587,2	23487,3	4,2	0,00191	0,00168	Vérifiée
7	7336,33	0,02636	0,02078	23941,6	24578,5	4,2	0,00187	0,00151	Vérifiée
6	11125,2	0,02636	0,01924	25345,9	25641,8	4,2	0,00272	0,00201	Vérifiée
5	7839,49	0,02607	0,01753	26750,7	26671	4,2	0,00182	0,00122	Vérifiée
4	7898,40	0,02535	0,01559	28080,7	27651,6	4,2	0,00172	0,00104	Vérifiée
3	9407,05	0,02398	0,01343	29271,5	28549,2	4,2	0,00188	0,00102	Vérifiée
2	8412,66	0,02174	0,01099	30205,0	29285,7	4,2	0,00148	0,00072	Vérifiée
1	8937,18	0,01767	0,00838	30885,7	29786,6	4,2	0,00126	0,00057	Vérifiée
RDC	11075,4	0,012373	0,007483	30825,96	28462,67	7,2	0,000669	0,000373	Vérifiée

3.4.3.2.6 Vérification de l'interaction portiques-voiles RPA Art 3.4

La structure est contreventée par noyau central si toutes les charges horizontales (la quasi majorité) sont reprises par le noyau. Ceci sera démontré en calculant la participation en effort tranchant reprise par les poteaux et celle reprise par les voiles, à la base de la tour.

Ce calcul sera fait dans les deux directions perpendiculaires X et Y. Cette condition ne peut être vérifiée que pour le modèle SAP2000.

Tableau 3-13 l'effort tranchant à la base repris par les voiles et les poteaux

	V_{base} voile (KN)	V_{base} poteau (KN)	Rx (KN)	Ry (KN)	Participation voile (%)	Participation portique (%)
Ex	27927,74	534,93	30064,73		92,89	1,77
Ey	29887,62	938,33		31475,95	94,95	2,98

Interprétation des résultats :

Sens X :

- L'effort tranchant total max Rx au RDC sous Ex est de 30064,73KN.
- L'effort tranchant repris par les voiles du RDC est de 27927,74KN.
- L'effort tranchant repris par les poteaux du RDC est de 534,931KN.
- L'effort tranchant repris par les voiles représente 92,89% de l'effort tranchant total et donc majoritaire comme c'est conditionné par le RPA.
- L'effort tranchant repris par les poteaux représente quant à lui 1,77% de l'effort tranchant total.

Sens-Y :

- L'effort tranchant total max Ry au RDC sous Ey est de 31475,95KN.
- L'effort tranchant repris par les voiles du RDC est de 29887,62KN.
- L'effort tranchant repris par les poteaux du RDC est de 938,337KN.
- L'effort tranchant repris par les voiles représente 94,95% de l'effort tranchant total et donc majoritaire comme c'est conditionné par le RPA.
- L'effort tranchant repris par les poteaux représente quant à lui 2,98% de l'effort tranchant total.

3.4.3.2.7 Vérification de la stabilité au renversement

La vérification de la stabilité au renversement d'un bâtiment est garantie par la condition suivante :

$$\frac{M_{st}}{M_{renv}} \geq 1{,}5 \qquad \textbf{RPA Art 4.4.1}$$

- M_{st} : Moment stabilisant
- M_{renv} : Moment renversant

Cette vérification est effectuée pour les sollicitations obtenues par la méthode statique équivalente.

- Autour de l'axe X :

$$M_{st} = \frac{W \times Lx}{2} = \frac{398430{,}1892 \times 45}{2}$$

$$M_{st} = 8964679{,}257\ KN.m$$

W : poids total de la structure calculé précédemment par la méthode statique équivalente.

$$M_{renv} = \sum F\,i \times he\,i$$

Tableau 3-14 Le moment reversant suivant X

Etage	Fx i	He	Mrenv i
20	1412,602	5,25	7416,1605
19	5128,741	5,05	25900,14205
18	8171,881	4,2	34321,9002
17	10668,289	4,2	44806,8138
16	12777,475	4,2	53665,395
15	14594,563	4,2	61297,1646
14	16191,709	4,2	68005,1778
13	17620,499	4,2	74006,0958
12	18918,167	4,2	79456,3014
11	18946,178	4,2	79573,9476
10	21254,983	4,2	89270,9286
9	22376,033	4,2	93979,3386
8	23487,312	4,2	98646,7104
7	24578,572	4,2	103230,0024
6	25641,848	4,2	107695,7616
5	26671,002	4,2	112018,2084
4	27651,624	4,2	116136,8208

3	28549,254	4,2	119906,8668
2	29285,763	4,2	123000,2046
1	29786,624	4,2	125103,8208
RDC	28462,673	7,2	204931,2456
		$\sum Mrenv\ i$	1822369,007

$$\frac{M_{st}}{M_{renv}} = \frac{8964679,257}{1822369,007} = 4,84 \geq 1,5\ condition\ vérifiée$$

- Autour de l'axe Y :

$$M_{st} = \frac{W \times Ly}{2} = \frac{398430,1892 \times 27,6}{2}$$

$$M_{st} = 5498336,611\ KN.m$$

$$M_{renv} = \sum F\ i\ \times he\ i$$

Tableau 3-15 Le moment renversant suivant Y

Etage	Fy i	He	Mrenv i
20	1627,334	5,25	8543,5035
19	6370,609	5,05	32171,57545
18	9549,533	4,2	40108,0386
17	11985,159	4,2	50337,6678
16	13791,186	4,2	57922,9812
15	15143,631	4,2	63603,2502
14	16205,251	4,2	68062,0542
13	17140,689	4,2	71990,8938
12	18067,317	4,2	75882,7314
11	17993,721	4,2	75573,6282
10	20128,31	4,2	84538,902
9	21314,188	4,2	89519,5896
8	22587,202	4,2	94866,2484
7	23941,682	4,2	100555,0644
6	25345,947	4,2	106452,9774
5	26750,733	4,2	112353,0786
4	28080,755	4,2	117939,171
3	29271,515	4,2	122940,363
2	30205,019	4,2	126861,0798
1	30885,705	4,2	129719,961
RDC	30825,96	7,2	221946,912

		$\sum Mrenv\ i$	1851889,67155

$$\frac{M_{st}}{M_{renv}} = \frac{5498336,611}{1851889,67155} = 2,96 \geq 1,5\ condition\ vérifiée$$

Conclusion : Structure stable vis-à-vis du renversement.

4 CHAPITRE IV : Evaluation sismique non linéaire par la méthode des poussées progressives PUSHOVER

4.1 Introduction

La prévision et l'estimation du dommage est un axe du génie parasismique qui nous donne des informations sur les endommagements qui peuvent être subis par une structure, et les éléments qui vont être touchés lors d'un futur séisme.

L'évaluation des demandes et des capacités sismiques revêt une importance capitale dans la conception parasismique des structures, et dans l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes, cette nécessité exige l'utilisation des méthodes de calculs prenant en compte le domaine post-élastiques pour une meilleure prévention des demandes sismiques.

Pour cela, les méthodes linéaires élastiques classiques s'avèrent insuffisantes, du fait qu'elles ne reflètent pas le comportement réel de la structure. Un outil performant souvent utilisé dans ce domaine est fourni par les courbes de capacité, qui décrivent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un état de dommage provoqué par un séisme (figure 4-1), il s'agit des procédures **d'analyse statiques non linéaires**.

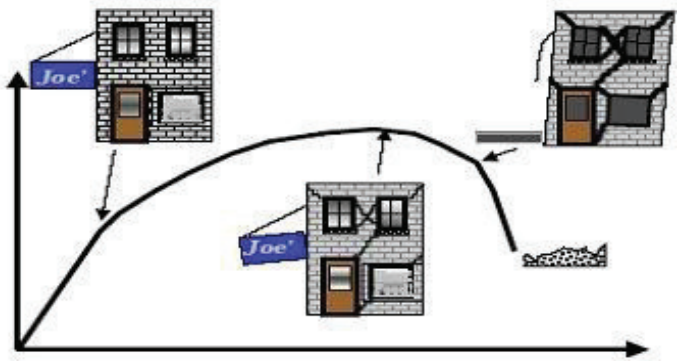


Figure 4-1 Niveaux d'endommagements décrits par une courbe de capacité

Parmi les méthodes pour la prise en compte du comportement non-linéaire, la procédure la plus répandue est la méthode de PUSHOVER. Elle est généralement appliquée pour vérifier la performance structurale de bâtiments nouvellement conçus ou existants ou

renforcés. Elle permet d'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans des structures complexes.

4.2 Définition de l'analyse PUSHOVER

L'analyse Pushover est une analyse statique non linéaire effectuée sous des charges gravitaires constantes et des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure.

C'est donc une étude pas-à-pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement de matériaux, des sections…etc.) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique, mais où les difficultés du calcul pas-à-pas temporel sont évitées.

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (figure 4-2) reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure. [1]

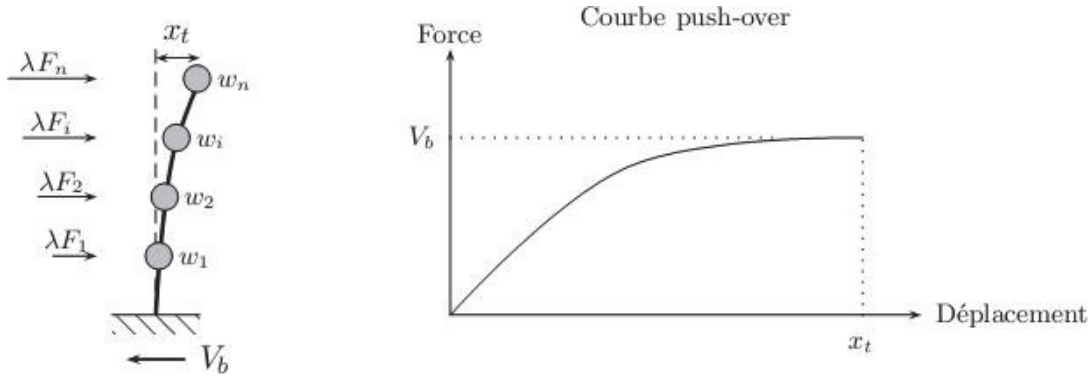


Figure 4-2 Signification physique de la courbe de pushover **[1]**

4.3 But de l'analyse PUSHOVER

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer ses demandes et les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure lors d'un séisme et en comparant ces demandes aux capacités existantes aux niveaux de performance présentant un certain intérêt. L'évaluation est basée sur une évaluation des paramètres de performance les plus importants, y compris

les déplacements entre les niveaux, déformations inélastiques dans les éléments (en valeur absolue ou normalisés par rapport à valeur de plastification), les déformations entre les éléments, et les forces dans les éléments et les assemblages.

L'analyse non linéaire Pushover peut être considérée comme une méthode pour prédire les demandes en termes de forces sismiques et de déformation, qui tient d'une manière approximative la redistribution des forces internes qui se produit lorsque la structure est soumise à des forces d'inertie qui ne peut être résistées par un comportement structural linéaire élastique.

L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique ou dynamique linéaire. Dans ce qui suit, on présentera des exemples de telles caractéristiques : [2]

- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie induite par les séismes.
- Evaluation du palier de la ductilité globale et les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- Identification des séquences de formation des nœuds plastiques et le mécanisme de ruine potentiel.
- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception.
- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent en des modifications des 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.

Le dernier point peut être le plus important, pourvu que le modèle analytique contienne tous les éléments, aussi bien structuraux que non structuraux, qui contribuent d'une manière significative à la distribution des charges latérales. Par exemple, le transfert des charges à travers les connections entre les éléments ductiles peut être vérifié avec des forces réalistes.

Il est clair que ces bénéfices vont de pair avec un effort supplémentaire d'analyse qui requiert la prise en compte avec précision des caractéristiques inélastiques des éléments de la structure, la modélisation de leurs caractéristiques inélastiques et l'analyse incrémentale non linéaire en utilisant si possible un modèle tridimensionnel.

4.4 Principe et fondement théorique de l'analyse PUSHOVER

La traduction littérale du terme anglais 'push-over' donne une bonne idée du principe général : il s'agit de pousser la structure jusqu'à l'effondrement afin de déterminer l'effort maximal auquel elle peut résister qui sera comparé à la demande sismique. Il s'agit donc d'une analyse statique non linéaire dans laquelle les charges gravitaires restent constantes et les efforts horizontaux (appliqués au niveau des masses du modèle de la structure pour reproduire les forces d'inertie représentatives de l'action sismique) sont appliqués d'une manière progressive tout en respectant sa distribution jusqu'à atteindre la rupture. [2]

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet et en ordonnée l'effort tranchant à la base. Elle est supposée constituer une caractéristique intrinsèque de la structure du point de vue de l'effet des actions horizontales de nature statique ou dynamique. Elle fournit une estimation des mécanismes de plastifications attendus et de la distribution de l'endommagement progressif, en fonction de l'intensité des forces et des déplacements horizontaux.

L'analyse statique pushover se base sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être exprimée par la réponse d'un système équivalent à un seul degré de liberté (1DDL), ce qui implique que la réponse de la structure soit contrôlée par un seul mode, qu'on suppose constant durant tout l'histoire de la réponse. [2]

Les différentes études réalisées par Chopra, Fajfar, Krawinkler, Priestley, dans ce contexte, ont montré que ces propositions mènent à des prédictions assez performantes pour l'évaluation de la réponse sismique des structures à plusieurs DDL.

4.4.1 Passage d'un système à plusieurs DDL à un système linéaire équivalent à un seul DDL

En fait, le passage d'un système de plusieurs DDL « MDOF » à un système linéaire à un seul DDL « SDOF » équivalent, n'a pas une seule formulation pour l'établir, néanmoins, toutes les approches supposent que la déformée du système à plusieurs DDL peut être représentée par une forme de vecteur qui reste constante durant tout l'histoire de la réponse, quel que soit le degré des déformations (Figure 4-3). [3]

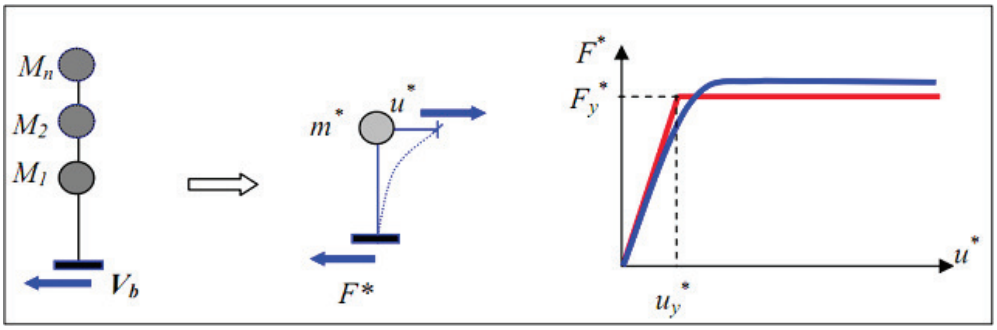


Figure 4-3 Passage d'un système de plusieurs DDL à un système à un seul DDL **[3]**

Admettons cette supposition et définissons le vecteur du déplacement *X* relatif au système à plusieurs DDL comme suit :

$$X = \{\emptyset\}x_t$$

- x_t : Le déplacement au sommet de la structure.
- $\{\emptyset\}$: Le vecteur propre du système à plusieurs DDL (vecteur de forme modale).

L'équation différentielle gouvernant le système à plusieurs DDL s'écrit comme suit :

$$M\{\emptyset\}\ddot{x}_t + C\{\emptyset\}\dot{x}_t + Kx_t = -M\{1\}\ddot{x}_g \qquad (eq1)$$

- M : est la matrice de masse.
- C : est la matrice d'amortissement.
- K : est la matrice rigidité du système.
- $\ddot{x}_g$: est l'accélération du séisme.

On définit x^*: le déplacement de référence du système à un seul DDL comme suit :

$$x^* = \frac{\{\emptyset\}^T M\{\emptyset\}}{\{\emptyset\}^T M\{1\}}x_t \qquad (eq2)$$

On multiplie l'équation (eq1) par $\{\emptyset\}^T$ et on remplace par sa valeur déduite de l'équation (eq2), on obtiendra l'équation différentielle suivante qui décrit la réponse du système à un seul DDL équivalent comme suit :

$$M^*\ddot{x}_t{}^* + C^*\dot{x}_t{}^* + K^*x_t{}^* = -M^*\ddot{x}_g{}^* \quad (eq3)$$

M^*, C^*, K^* Représentent respectivement la masse, l'amortissement et la rigidité du système à un seul DDL équivalent et sont données par :

$$M^* = \{\emptyset\}^T M\{1\} = \sum \overline{F_j} \quad (eq4)$$

$$C^* = \{\emptyset\}^T C\{\emptyset\}\frac{\{\emptyset\}^T M\{1\}}{\{\emptyset\}^T M\{\emptyset\}} \quad (eq5)$$

$$K^* = \{\emptyset\}^T K \quad (eq6)$$

On définit Q comme le vecteur de force au niveau de chaque étage tel que :

$$Q = Kx_t$$

$$Q^* = K^*x_t \quad (eq7)$$

On aura du coup :

$$M^*\ddot{x}_t{}^* + C^*\dot{x}_t{}^* + Q^* = -M^*\ddot{x}_g{}^* \quad (eq8)$$

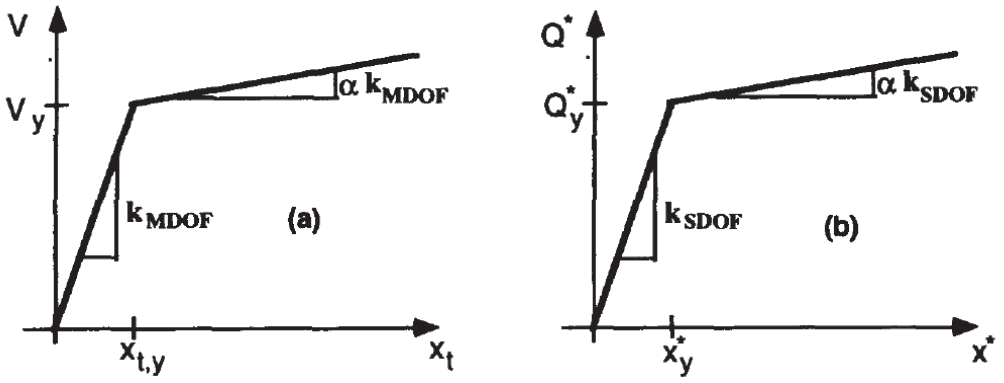


Figure 4-4 (a) Courbe « force-déplacement » pour un système à plusieurs DDL ; (b) Pour système à un seul DDL **[3]**

Supposons que le vecteur de forme modale $\{\emptyset\}$ soit connu, la relation force déformation du système à un seul DDL équivalent (relation $Q^* - x^*$) illustrée sur la figure (**Figure 4-4.b**), peut être déterminée à partir des résultats de l'analyse statique non linéaire incrémentale du

système à plusieurs DDL, souvent interprétés sous forme d'une courbe effort tranchant à la base-déplacement au sommet ($x_t \; ou \; \delta_t$) comme il est illustré sur la figure suivante (**Figure 4-5**) :

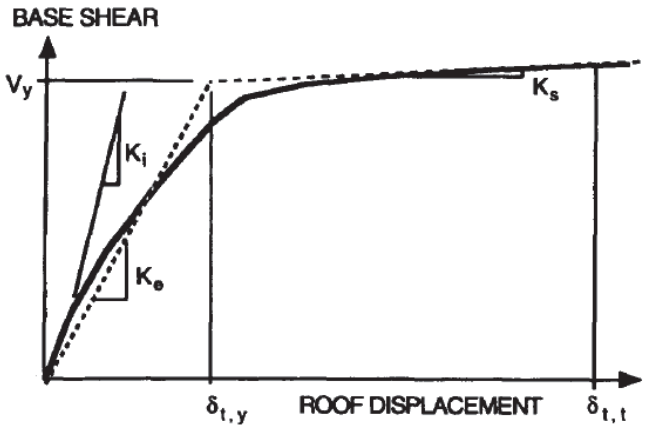


Figure 4-5 Courbe « Effort tranchant à la base –Déplacement en tête » **[3]**

Afin d'identifier les forces globales et les déplacements, cette courbe $V - \delta_t$ multilinéaire sera représentée par une courbe bilinéaire définissant les valeurs suivantes :

- V_y **:** La résistance limite élastique (yield strength)
- $K_e = \frac{V_y}{\delta_{t,y}}$: La rigidité effective élastique (effective elastic stifness).
- $K_s = \alpha K_e$: La rigidité d'écrouissage ou d'adoucissement (hardening or softening stiffness).

De même, une courbe « effort tranchant à la base – déplacement en tête » du système à plusieurs DDL, simplifiée et bilinéaire est nécessaire pour définir les propriétés du système à un seul DDL équivalent (**Figure 4-4.a**).

La résistance limite élastique (V_y) et le déplacement en tête correspondant (x_t) déterminés à partir de la courbe (**Figure 4-4.a**), sont utilisés ensemble dans les équations (eq2) et (eq7) pour déterminer la relation force-déplacement du système à un seul DDL équivalent, comme suit :

$$x_y{}^* = \frac{\{\emptyset\}^T M \{\emptyset\}}{\{\emptyset\}^T M \{1\}} x_{t,y} \qquad\qquad Q_y{}^* = \{\emptyset\}^T Q_y \qquad (eq9)$$

Où :

Q_y : Désigne la force au niveau d'étage correspondant à la limite élastique, i.e. $V_y = \{1\}^T Q_y$.

La période initiale du système à un seul DDL équivalent est déterminée comme suit :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{{x_y}^* M^*}{{Q_y}^*}} \qquad (eq10)$$

Ainsi, les propriétés de base du système à un seul DDL équivalent sont connues et la question importante qui se pose maintenant pour exécuter l'analyse statique non linéaire Pushover est la détermination de la valeur du déplacement cible correspondant au niveau de performance fixée pour la structure.

Le déplacement cible représente la valeur prévue pour le déplacement global de la structure suite à une excitation sismique. Plusieurs facteurs interviennent dans sa détermination, en particulier :

- La période,
- L'accélération spectrale,
- Le niveau de performance,
- Les caractéristiques spectrales des systèmes inélastiques à un seul DDL.

L'utilisation du spectre inélastique implique l'introduction de la notion du facteur de comportement R. Le spectre inélastique est souvent obtenu pour un système à masse unitaire.

On divise l'équation (eq8) par M^* pour obtenir l'équation différentielle du système à un seul DDL équivalent avec une masse unitaire comme suit :

$$\ddot{x}_t{}^* + \frac{C^*}{M^*}\dot{x}_t{}^* + \frac{Q^*}{M^*} = -\ddot{x}_g{}^* \qquad (eq11)$$

Cette équation décrit la réponse d'un système à un seul DDL équivalent avec masse unitaire d'une période T_{eq} et limite élastique $F_{y,eq}$ donnée comme suit :

$$F_{y,eq} = \frac{{Q_y}^*}{M^*}$$

Si le spectre de réponse élastique est connu, la demande de la résistance élastique du système à un seul DDL équivalent avec masse unitaire pourrait être obtenue par la relation suivante :

$$F_{y,eq} = S_a(T_{eq})$$

Avec $S_a(T_{eq})$: est l'ordonnée spectrale du spectre de réponse élastique en accélération correspondant à T_{eq}.

Le facteur de comportement appelé aussi le facteur de réduction des forces R pourrait être obtenu maintenant par la relation suivante :

$$R = \frac{F_{e,eq}}{F_{y,eq}} = \frac{S_a(T_{eq})M^*}{Q_y{}^*}$$

Le facteur R ainsi que le déplacement cible dépendent du choix du vecteur de forme $\{\emptyset\}$.

Dans tous les cas étudiés, l'utilisation d'un simple vecteur de forme (tel que le vecteur du premier mode élastique) mène à de bonnes prédictions du déplacement cible.

La précision des résultats donnés par l'analyse Pushover est, donc, liée à plusieurs considérations dont les principales sont la bonne estimation du déplacement cible ainsi qu'une meilleure distribution des forces latérales et verticales déformant la structure d'une manière similaire à une excitation sismique. Les principaux points concernant ces deux notions sont mentionnés ci-après.

4.5 Formulation de la méthode PUSHOVER

La méthode Pushover suit les pas généraux suivants : [12]

1. Construction de la courbe de capacité à partir de la courbe de Pushover de la structure.
2. Conversion du spectre de réponse élastique ou spectre de demande.
3. Détermination du point de performance de la structure.
4. Détermination du déplacement global de la structure (système à plusieurs degrés de liberté).
5. Les détails et les options pour chaque pas de la méthode sont traités par la suite.

4.5.1 Courbe de capacité

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe. [13]

La construction de la courbe de capacité démarre avec l'obtention de la courbe de Pushover. Les différentes étapes de la construction de la courbe de push-over et la courbe de capacité sont démontrées dans ce qui suit.

- **Procédures d'exécution d'une analyse pushover :**

L'analyse par la méthode de Pushover peut être réalisée par le contrôle la force ou du déplacement en fonction de la nature de la charge réelle et du comportement prévu de la structure. La première option, contrôle la force, est utile lorsque la charge est connue (comme le chargement gravitaire) et on s'attend à ce que la structure puisse résister à cette charge **(Figure 4-7)** [9]

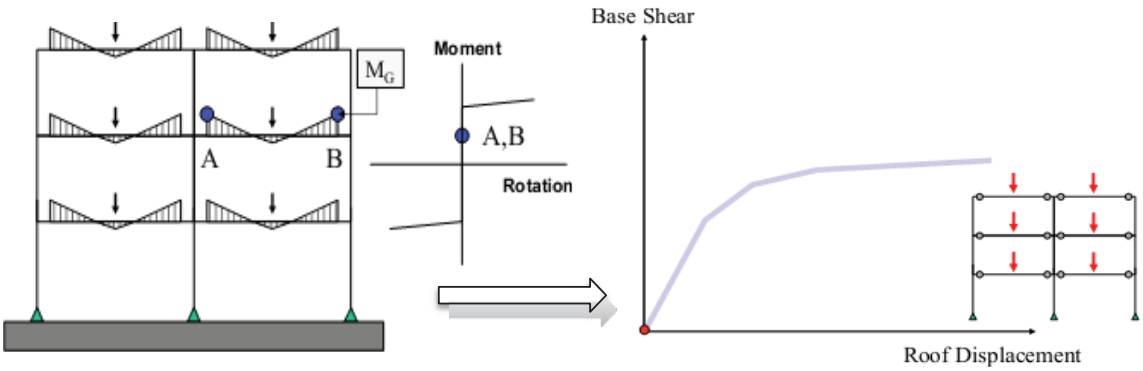


Figure 4-6 Analyse initiale par la charge gravitaire « contrôle de la force » **[9]**

La deuxième procédure, contrôle du déplacement, doit être utilisée quand les spécifiées courantes sont demandées (par exemple dans le chargement sismique), où l'importance de la

charge appliquée n'est pas connue à l'avance, ou lorsque la structure peut être prévue pour perdre sa résistance ou devient instable **(Figure 4-8).** [9]

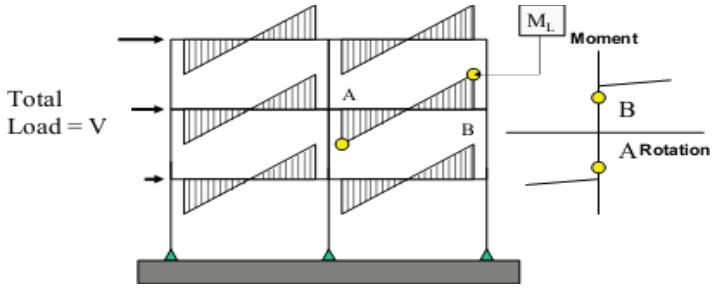


Figure 4-7 Analyse par la charge Latérale seule « contrôle du déplacement » **[9]**

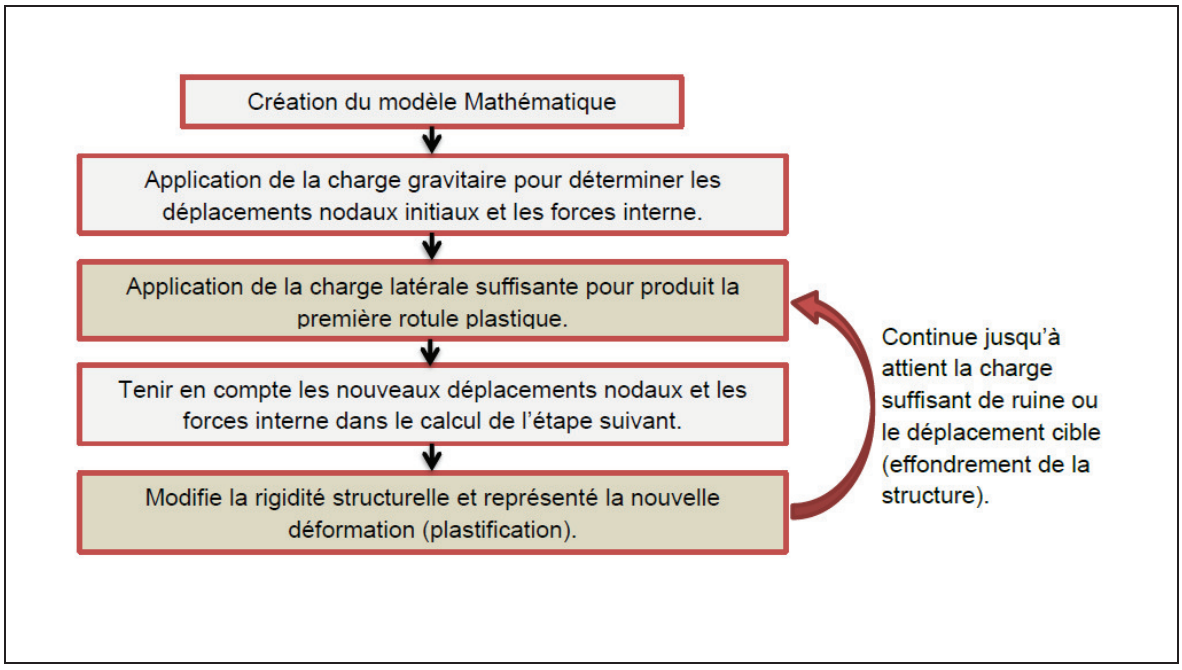
Une analyse par la méthode de Pushover de contrôler le déplacement est essentiellement composé des étapes suivantes :

1. Créé de deux ou trois dimensions du modèle qui représente le comportement structural global ;
2. Des diagrammes bilinéaire ou tri-linéaire de charge-déformation de tous les éléments importants qui influent sur la réponse latérale sont définis ;
3. Charges par gravité (composée des charges permanentes et des charges d'exploitations) est appliquées d'abord au modèle structurel ;
4. Un modèle prédéfini de charge latérale qui est distribué le long de la hauteur du bâtiment est alors appliquée ;
5. Les charges latérales sont augmentées jusqu'à une performance des éléments de sous effets combinés de la gravité et les charges latérales ;
6. L'effort de cisaillement à la base et le déplacement de la terrasse sont enregistrés dans un premier temps à partir de l'écoulement ;
7. Le modèle structurel est modifié pour tenir compte la rigidité réduite des éléments ;
8. Des charges de gravité sont supprimées et un nouvel incrément de la charge latérale est appliqué au modèle structural modifié telle que la nouvelle performance des éléments. On note qu'une analyse séparée avec zéro (condition initiale) est effectuée sur le modèle de structure modifiée sous chaque incrémentation de chargement latéral. Ainsi, les forces d'éléments à la fin d'une analyse incrémentielles des charges latérales sont obtenues en additionnant les forces de l'analyse actuelle à la somme de ceux des incréments précédents.

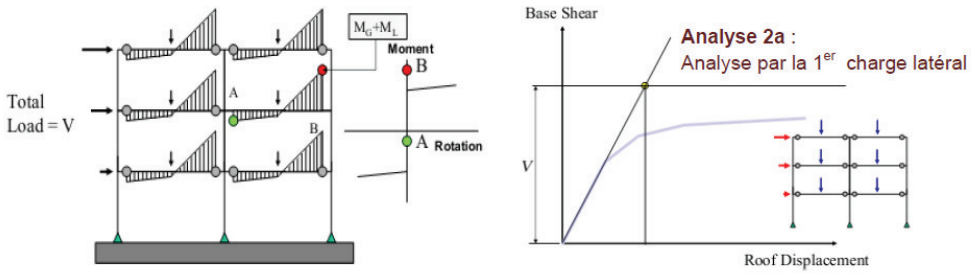
En d'autres termes, les résultats de chaque analyse des charges latérales incrémentielles sont superposés ;

9. De même, l'incrément de la charge latérale et l'incrément de déplacement de la terrasse sont ajoutés à toutes les valeurs précédentes correspondantes pour obtenir les valeurs cumulées du cisaillement à la base et le déplacement de terrasse ;
10. Les étapes 7, 8 et 9 sont répétées jusqu'à ce que le déplacement de la terrasse atteigne un certain niveau de déformation ou la structure devienne instable ;
11. Le déplacement de la terrasse est tracé avec le cisaillement à la base pour la courbe globale de capacité (Pushover) de la structure.

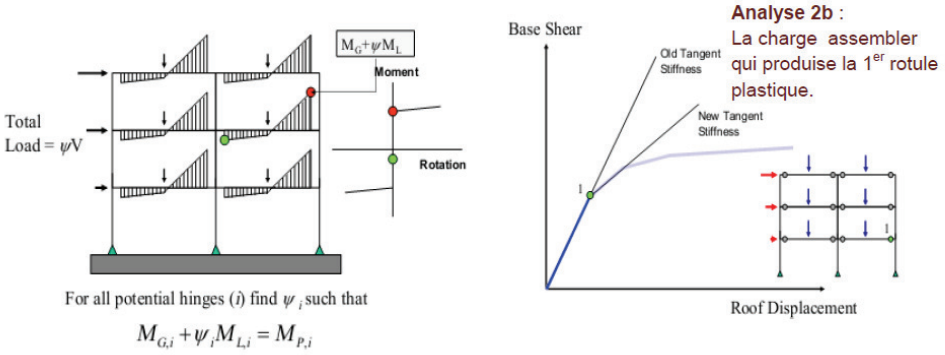
Les différentes étapes sont illustrées sur les schémas suivant : [9]



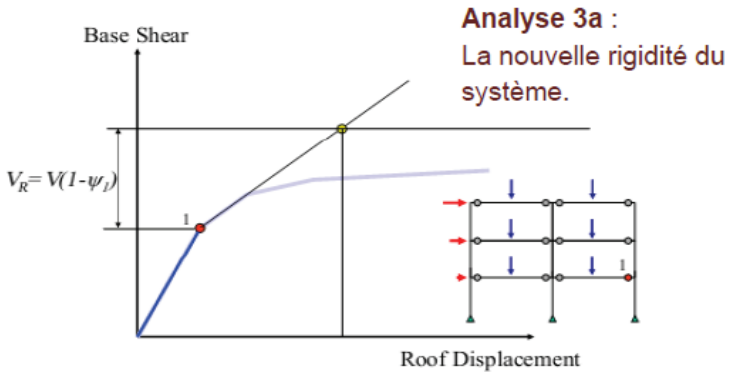
1) Analyse avec la combinaison des charges (gravitaire + Latéral V)



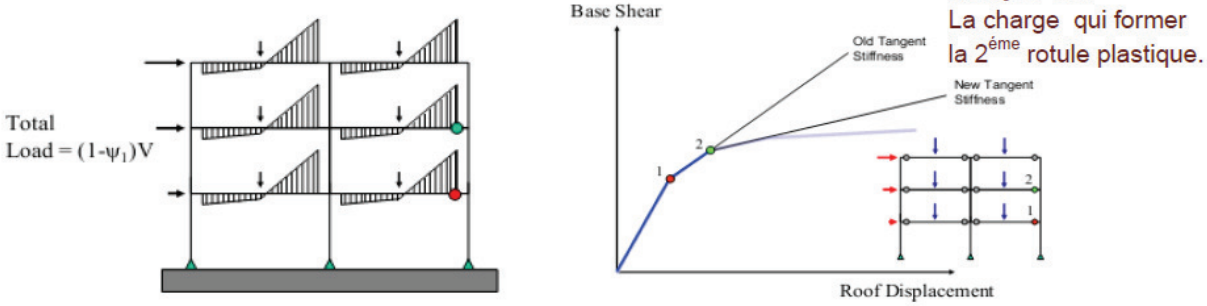
2) Détermination de la charge latérale nécessaire qui former la 1ère rotule plastique.



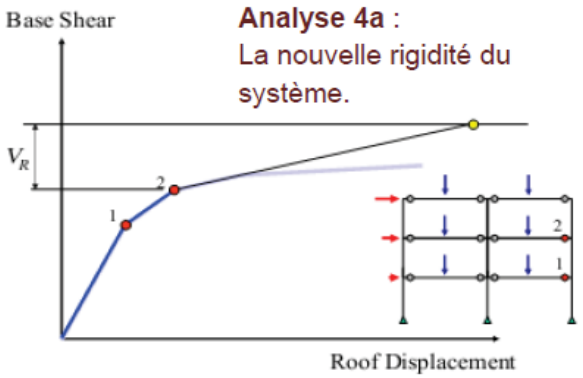
3) Modification de la rigidité de système par l'application de la charge rester V_R.



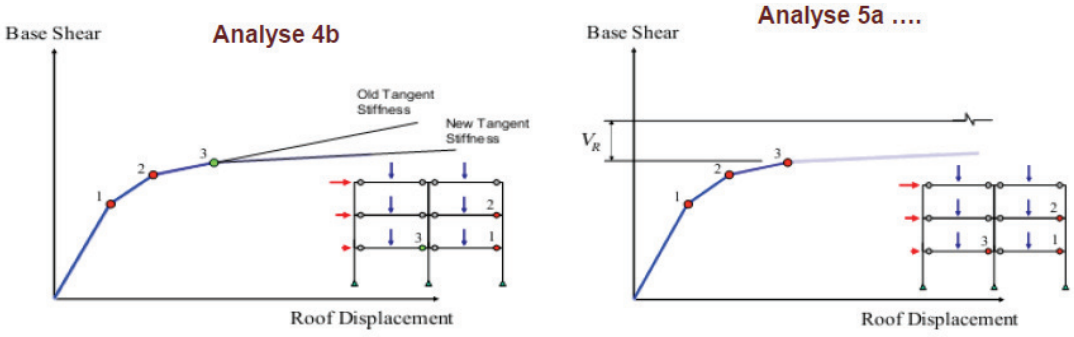
4) Détermination de la charge latérale nécessaire pour former la deuxième rotule.



5) Modification de la rigidité de système par l'application de la nouvelle charge V_R.



6) Détermination de la charge latérale nécessaire pour former la 3éme, 4éme, 5éme rotule et ainsi de suite.



7) La procédure continue jusqu'à ce que le déplacement cible soit obtenu.

Une fois la courbe de Push-over obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un degré de liberté à son déplacement. Pour obtenir cette équivalence on commence par l'équation d'équilibre dynamique linéaire suivante du système réel soumis à une accélération sismique à sa base : [9]

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t)$$

Tel que :

- ω : la pulsation propre du système à 1DDL.
- ξ : l'amortissement relatif du système.

Pour une instante donnée, la relation entre le déplacement du toit x_t et le déplacement correspondant au premier mode est :

$$D_1 = \frac{x_t}{\phi_{N,1}\Gamma_1}$$

L'effort tranchant à la base V_b peut-être approximé selon :

$$A_1(t) = \frac{V_b(t)}{M_1^*}$$

On obtient ainsi une expression pour transformer l'effort tranchant à la base de l'analyse Pushover à l'accélération correspondante à un système d'un degré de liberté (**figure 4-9**). La courbe ($D_1 - A_1$) est connue sous le nom de ***diagramme de capacité*** de la structure.

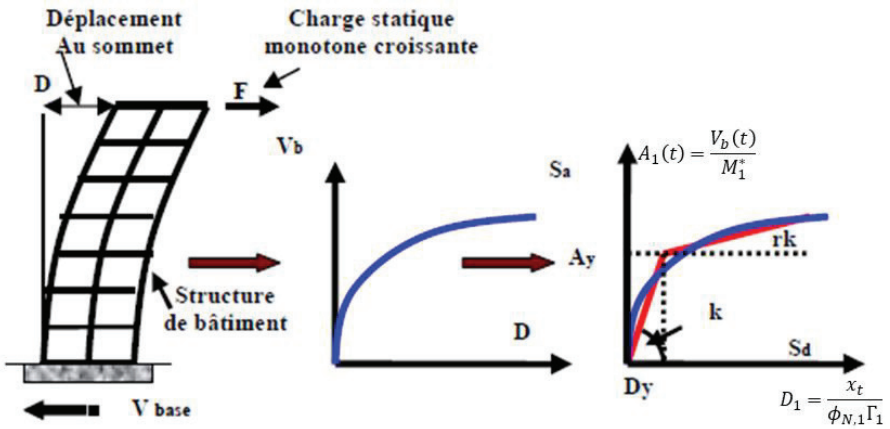


Figure 4-8 Conversion de la courbe de push-over vers la courbe de capacité **[9]**

4.5.2 Rotules plastiques :

Les propriétés des rotules plastiques ont été utilisées pour exécuter l'analyse de pushover.

Pour définir les propriétés de rotule par le concepteur, la procédure se fera par la détermination de la courbe moment –courbure. Dans cette procédure, on assume que le moment varie linéairement le long des poutres et des poteaux avec un point d'inflexion se dirigeant au milieu des éléments, sur la base de cette hypothèse, la relation entre la courbure et la relation d'écoulement est obtenue comme suit :

$$\theta_y = L\ \varphi_y$$

Avec :

- L : longueur de l'élément.
- φ_y : Courbure à l'écoulement.
- θ_y : Rotation à l'écoulement.

La capacité de rotation des rotules plastiques des éléments est estimée en utilisant l'équation suivante proposée par l'**ATC-40** et la valeur du moment ultime de rotation est obtenue en ajoutant de rotation plastique à la rotation de l'écoulement.

$$\theta_p = (\varphi_{ult} - \varphi_y) \times I_p$$

Avec :

- I_p : longueur de la courbure plastique.
- φ_{ult} : rayon de courbure ultime.
- θ_p : la rotation plastique.

ATC-40 suggère que la longueur de la rotule plastique est égale à la moitié de la profondeur de la coupe dans le sens de chargement, qui donne généralement des résultats conservateurs. [14]

4.6 Modélisation et définition du comportement non linéaire de la structure

4.6.1 Définition du comportement non linéaire des poteaux et poutre

Après la modélisation de la structure par logiciel SAP 2000 détaillée dans le chapitre III, Les poutres et les poteaux étaient modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. Le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques 'Plastic Hinge' aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

L'utilisation du logiciel SAP2000 passe par l'introduction des rotules dans les poutres qui sont définies ci-après :

Les poteaux : (des rotules plastiques de cisaillement)

Define ==> section properties ==> Hinges properties ==> Add new property==>choisie P-M2-M3

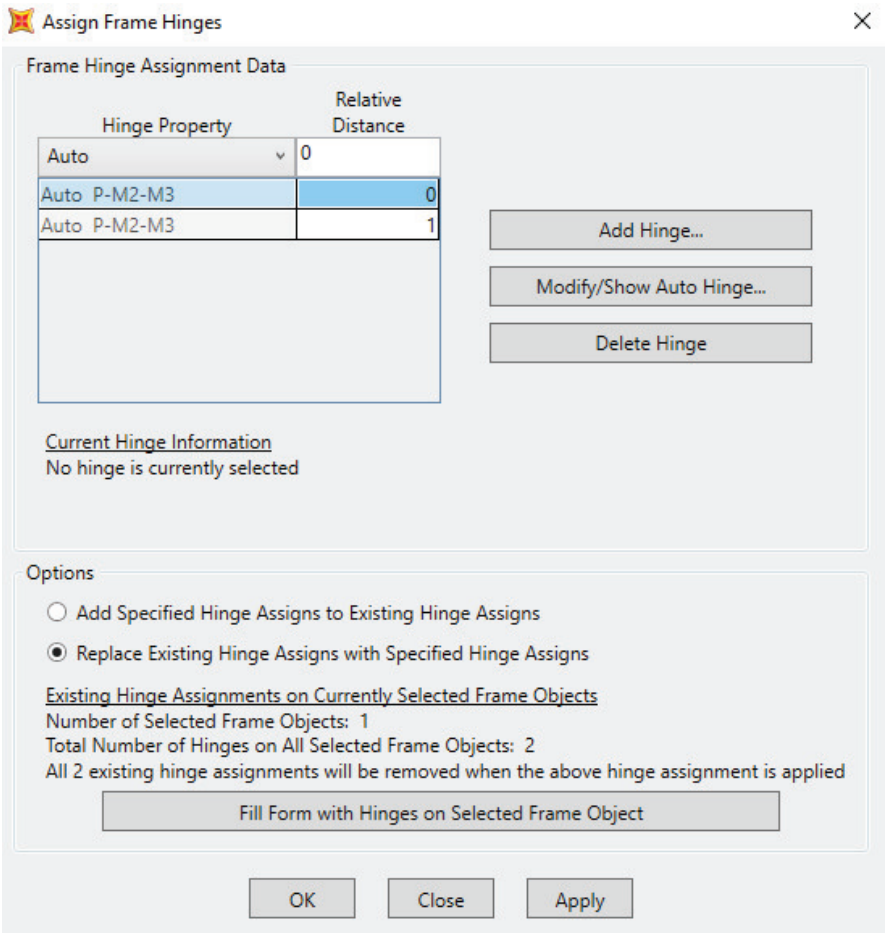


Figure 4-9 Introduction des rotules plastiques des poteaux

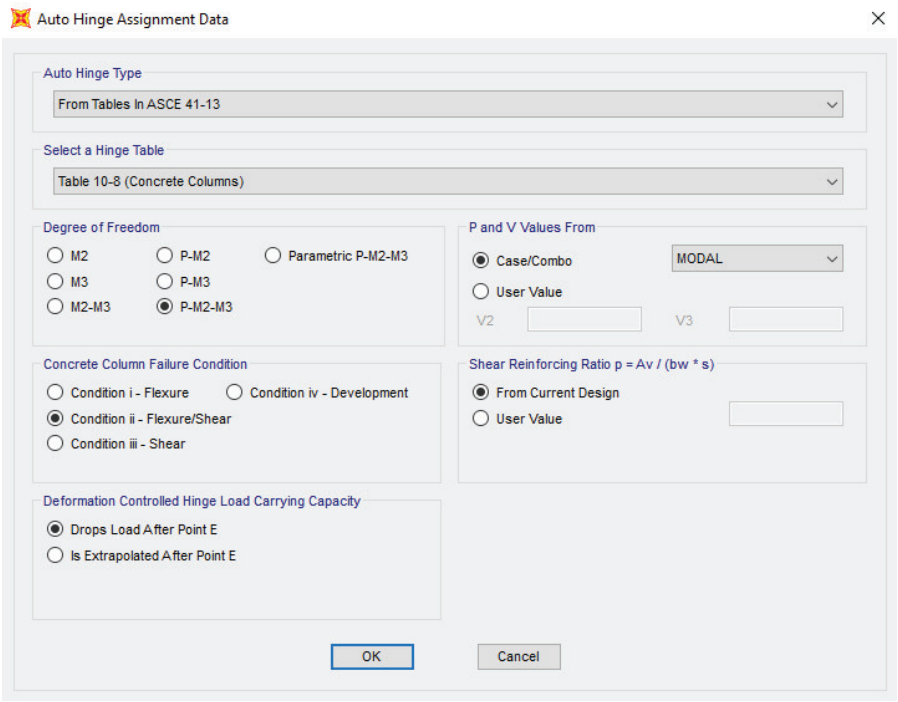


Figure 4-10 Introduction des rotules plastiques des poteaux

Les poutres : (des rotules plastiques de flexion)

Define ==> section properties ==> Hinges properties ==> Add new property==>choisie M3

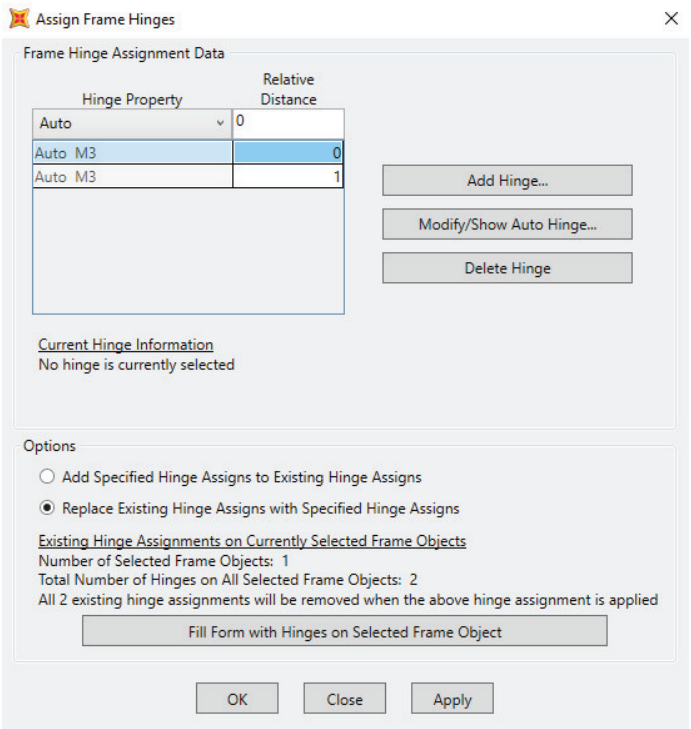


Figure 4-11 Introduction des rotules plastiques des poutres

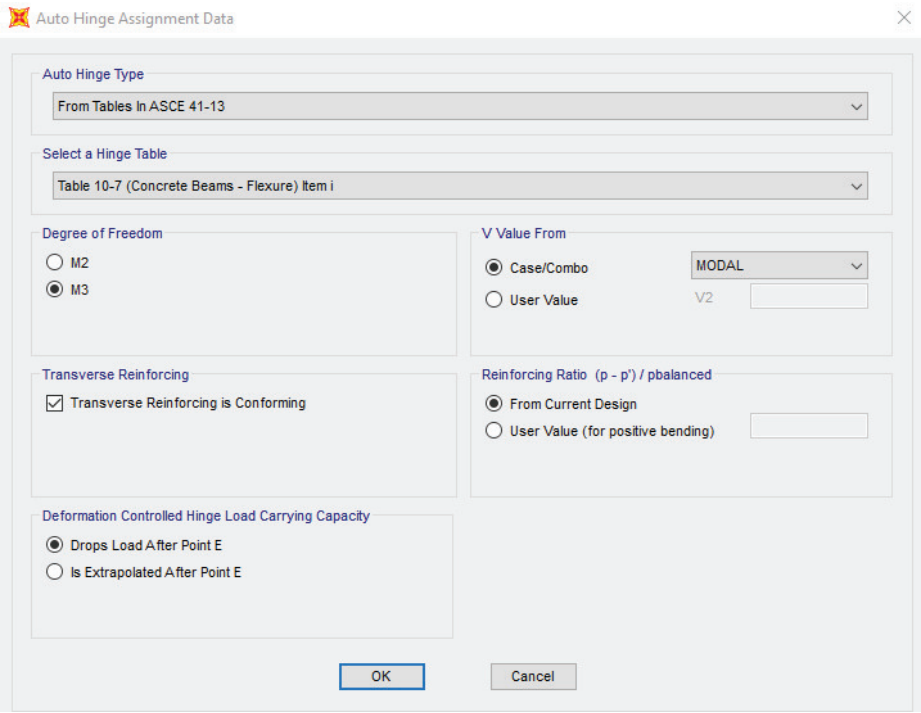


Figure 4-12 Introduction des rotules plastiques des poutres

4.6.2 Définition du comportement non linéaire des voiles :

Le problème se pose pour la **modélisation des voiles**, plusieurs recherches ont été menées dans l'optique de déterminer la meilleure approche pour modéliser le comportement non linéaire d'un voile.

Dans notre étude on a utilisé la méthode de MULTICOUCHE pour créer le comportement non linéaire des voiles parce que SAP2000 permet d'introduire les rotules seulement aux éléments frame, pour cela on va suivre le chemin suivant :

- Définir un matériau non linéaire pour le béton confiné et l'acier :

Define ==>Materiels Define ==> section propreties ==> area section==> modify ==> shell-Layred/Nonlinear.

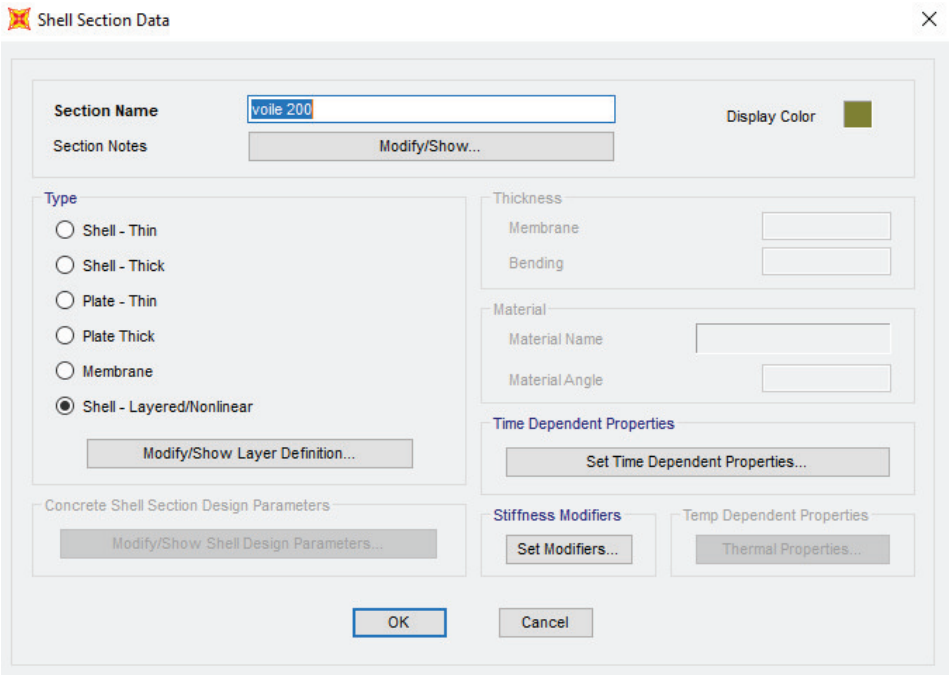


Figure 4-13 Introduction non linéarité des voiles

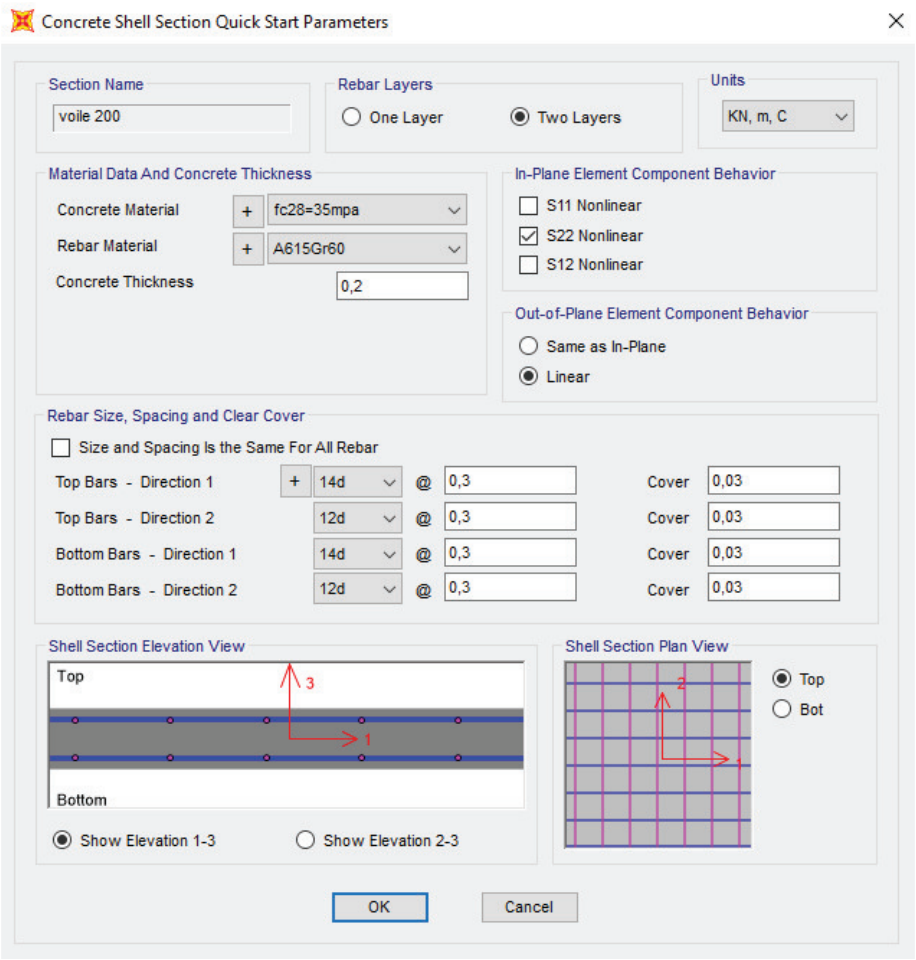


Figure 4-14 Introduction des donnés des voiles

4.6.3 Définition du chargement de l'analyse push over

Après avoir défini le comportement non linéaire des éléments de la structure, on peut à présent passer à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse push over.

L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode « 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 appliquées à la structure sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure (**ex** : Charges gravitaires).

1. Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Cette analyse consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire le chemin pour y accéder est :

load cases == >add new load cases== >dans la case (load case name) on met (gravity) → le type de cette chargement est (static nonlinear) → Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA 2003 pour la détermination des charges sismiques : (G+0,2Q).

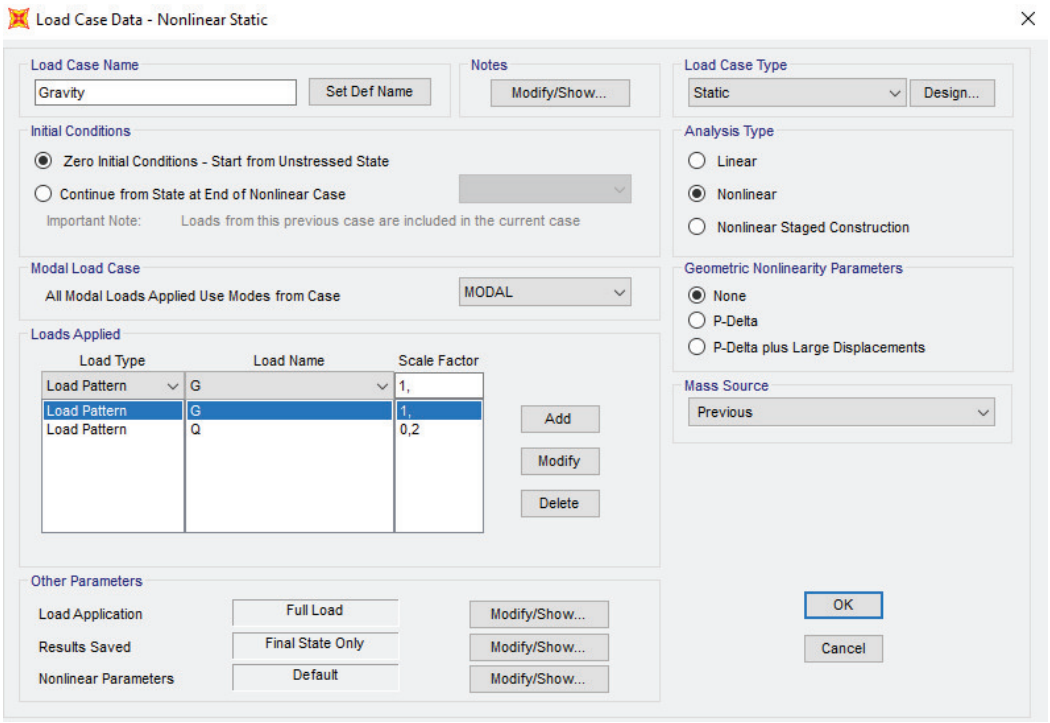


Figure 4-15 Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales

2. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales :

A présent que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales. La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode push over, car elle est basée sur l'hypothèse

que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique.

Le chemin est : Define ==>Load cases ==> add new load case dans le case (load case name) on met (pushover x), le type de ce chargement est (static nonliear) ==>dans la boite (initial conditions) on choisit (continue from stat at end of nonlinear case, gravity) ==> l'analyse est effectuée en mode « Déplacement contrôlé », le déplacement cible est défini par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage.

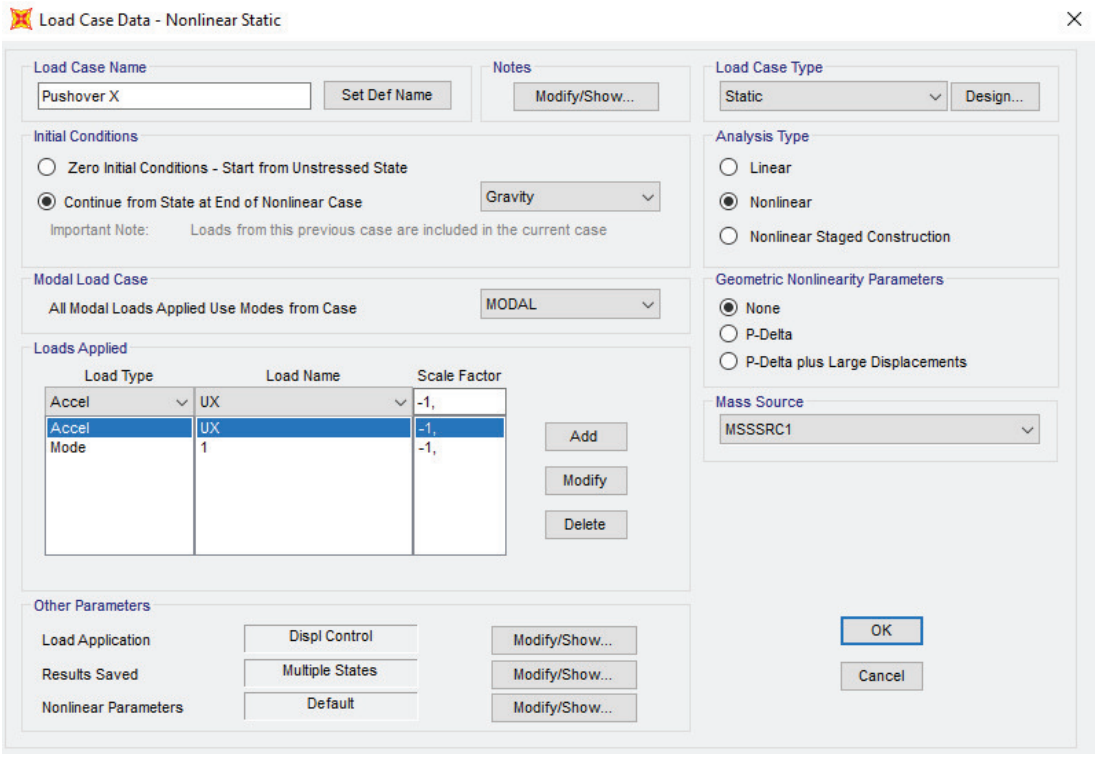


Figure 4-16 Définition du chargement horizontal de l'analyse push over

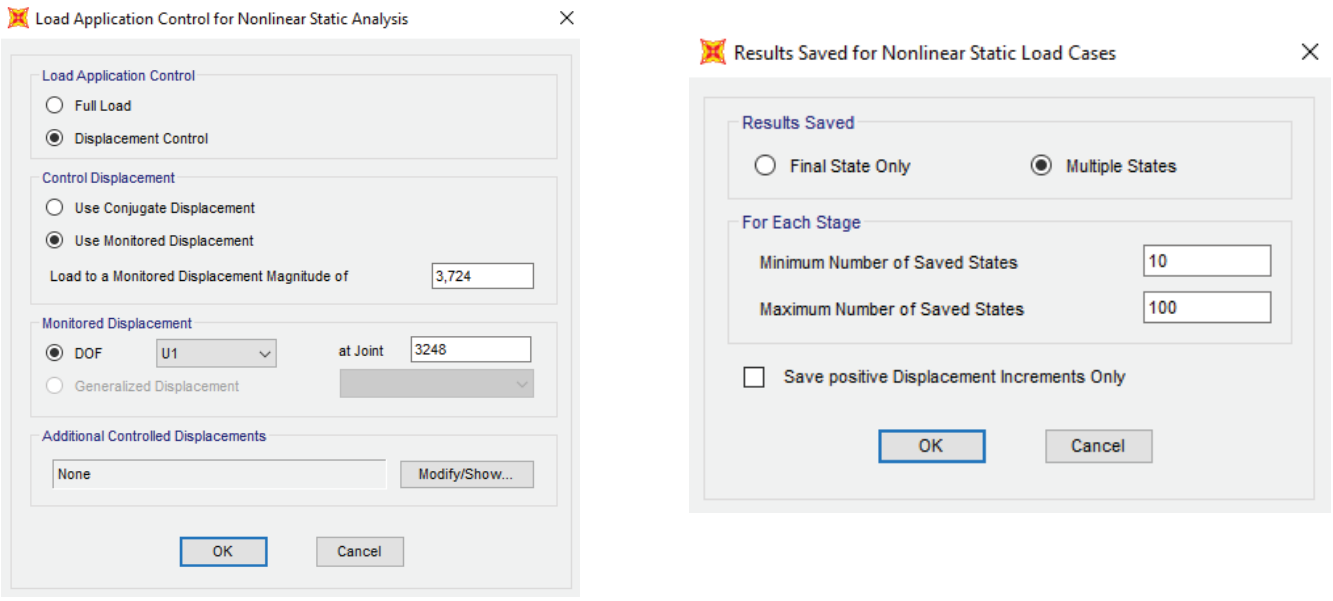


Figure 4-17 le déplacement cible de pushover horizontal

4.6.4 Résultats obtenus par l'analyse pushover

4.6.4.1 Selon X :

4.6.4.1.1 La courbe de capacité de la structure (déplacement – Effort tranchant à la base) :

La courbe de capacité de la structure représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement suivant X, elle est formée d'une phase à caractère élastique linéaire (figure 4-23), suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture.

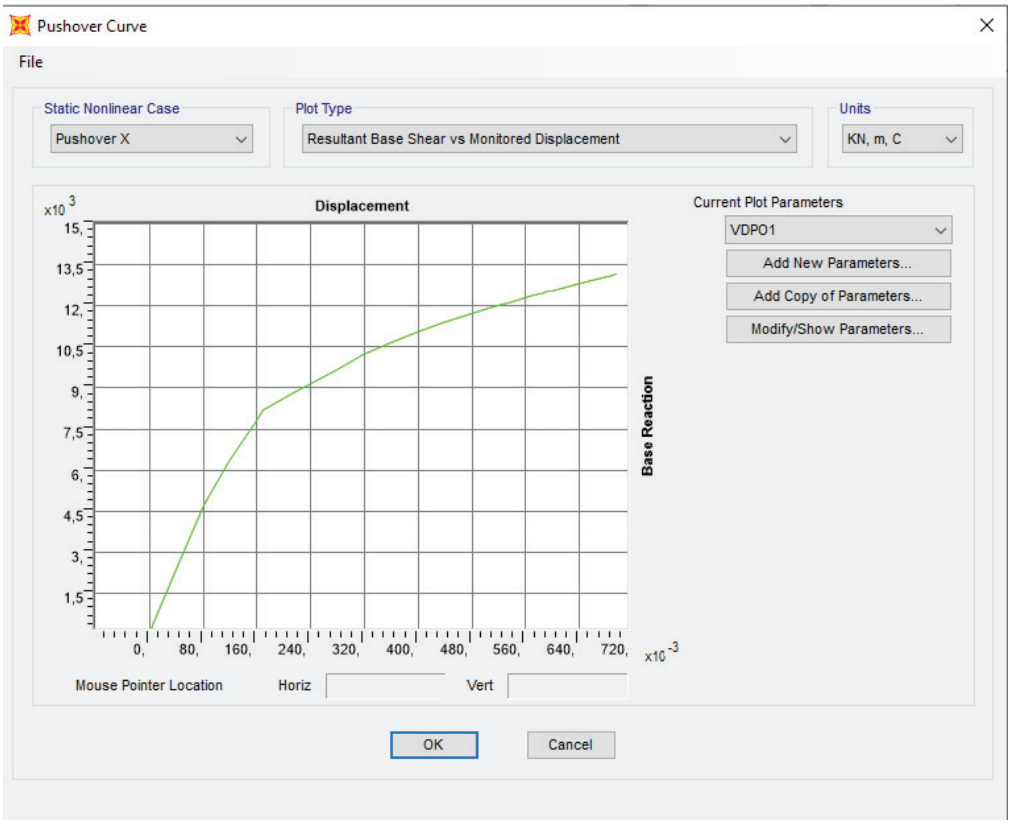


Figure 4-18 Courbe de capacité de la structure selon x-x

4.6.4.1.2 Transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté :



Figure 4-19 Courbe Pushover bilinéaire idéalisée suivant xx

Cette courbe bilinéaire simplifiée en rouge, qui est montrée sur la figure (4-24), est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent, donc on a :

$$K_e = \frac{V_e}{D_e}$$

- K_e : La rigidité élastique effective.
- V_e : L'effort tranchant à la base dans le domaine élastique.

$$K_e = \frac{8585{,}2}{0{,}15} = 57234{,}66\ KN/m$$

$$K_p = \frac{V_p - V_e}{D_p - D_e}$$

- K_p : La rigidité plastique effective raidie.
- V_e :L'effort tranchant à la base dans le domaine plastique.

$$K_p = \frac{12619{,}6 - 8585{,}2}{0{,}609 - 0{,}15} = 8789{,}54\ KN/m$$

Interprétation des résultats :

- On a enregistré une diminution de 84% en terme de capacité en rigidité structurale en passant du domaine élastique au domaine plastique.
- On a enregistré une augmentation de 47% en terme de capacité en effort tranchant maximal à la base en passant du domaine élastique au domaine plastique.
- On a enregistré une augmentation de 306% en terme de capacité de déplacement enregistrée au dernier étage, en passant du domaine élastique au domaine plastique.

4.6.4.1.3 Demande en ductilité (μd)

Quand une structure est soumise à un tremblement de terre sévère, les éléments constituant la structure sont soumis à de grandes déformations. Si les éléments n'ont pas assez de ductilité, ils subiront des dommages et la structure pourrait s'effondrer. La ductilité ou « la capacité de déformation » est souvent utilisée dans le concept d'ingénierie sismique et est considérée comme l'un des paramètres les plus critiques dans l'évaluation de la performance sismique des structures. Dans la présente étude, le rapport de ductilité a été choisi comme un indicateur pour quantifier la capacité de ductilité [15].

$$\mu_{dx} = \frac{D_p}{D_e}$$

- De : Le déplacement de la structure à l'état élastique limite.
- DP : Le déplacement de la structure à l'état plastique limite.

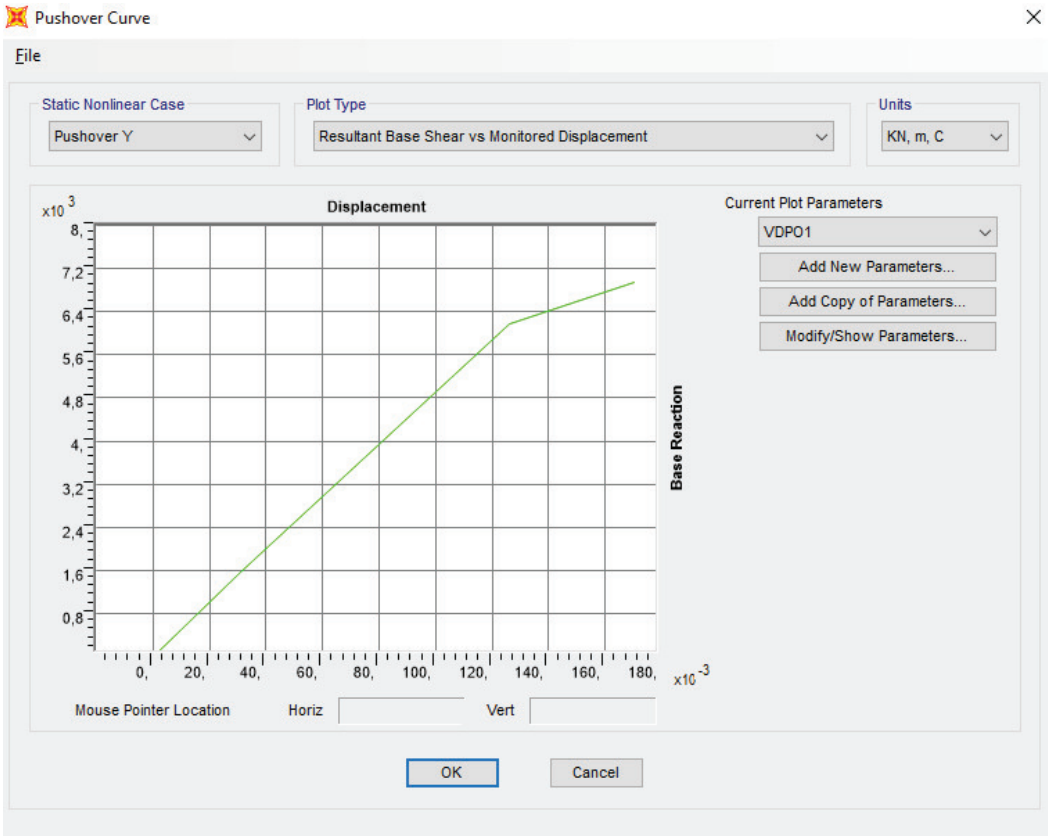
$$\mu_{dx} = \frac{0{,}609}{0{,}15} = 4{,}06$$

A mesure que le facteur (μd) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important.

4.6.4.2 Selon Y :

4.6.4.2.1 La courbe de capacité de la structure (déplacement – Effort tranchant à la base) :

La courbe de capacité de la structure représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement suivant Y, elle est formée d'une phase à caractère élastique linéaire (figure 4-23), suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture.



4.6.4.2.2 Transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté :

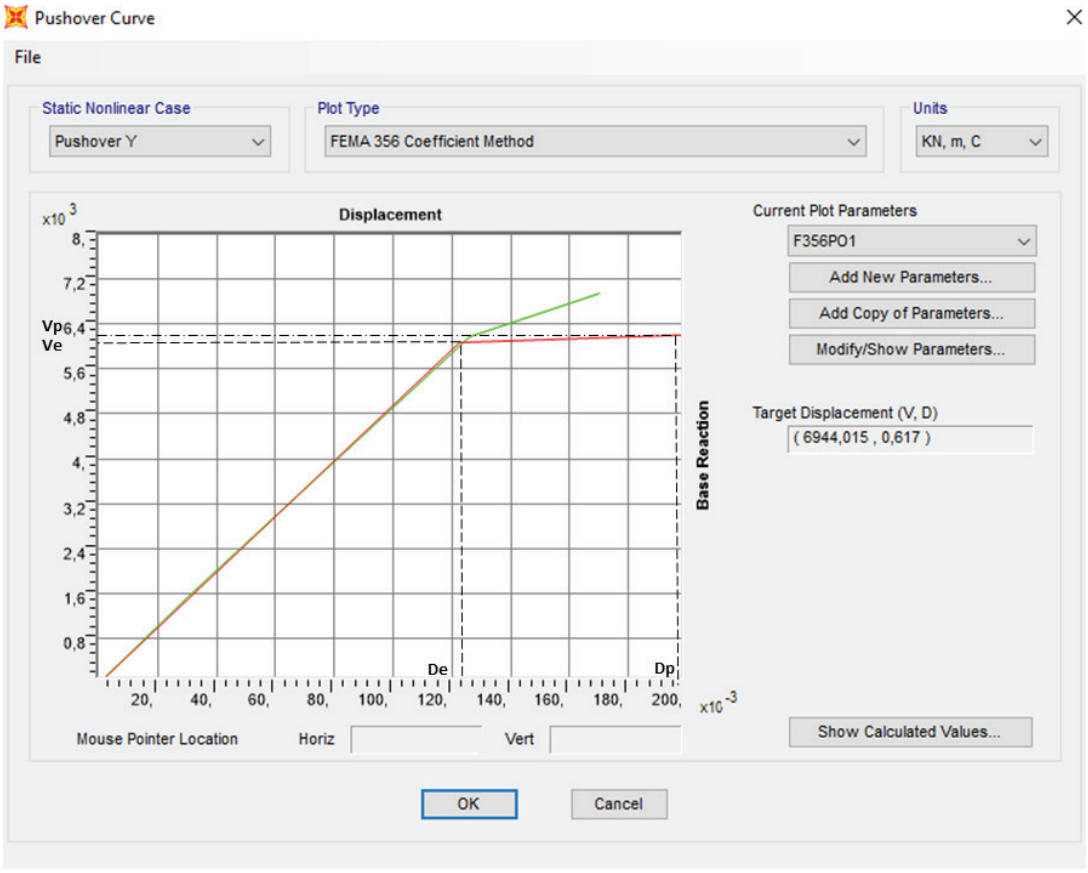


Figure 4-21 Courbe Pushover bilinéaire idéalisée suivant yy

Figure 4-20Courbe de capacité de la structure selon y-y

$$K_e = \frac{V_e}{D_e}$$

K_e : La rigidité élastique effective.

$$K_e = \frac{6070{,}73}{0{,}12} = 50589{,}41\ KN/m$$

$$K_p = \frac{V_p - V_e}{D_p - D_e}$$

K_p : La rigidité plastique effective raidie.

$$K_p = \frac{6944{,}015 - 6070{,}73}{0{,}617 - 0{,}12} = 1757{,}11\ KN/m$$

4.6.4.2.3 Demande en ductilité (μd)

$$\mu_{dy} = \frac{D_p}{D_e}$$

- De : Le déplacement de la structure à l'état élastique limite.
- DP : Le déplacement de la structure à l'état plastique limite.

$$\mu_{dy} = \frac{0{,}617}{0{,}12} = 5{,}14$$

A mesure que le facteur (μd) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important.

Interprétation des résultats :

- On a enregistré une diminution de 96% en terme de capacité de rigidité structurale en passant du domaine élastique au domaine plastique.
- On a enregistré une augmentation de 14% en terme de capacité d'effort tranchant maximal à la base en passant du domaine élastique au domaine plastique, chose qui doit être prise en compte.
- On a enregistré une augmentation de 414% en terme de capacité du déplacement enregistré au dernier étage, en passant du domaine élastique au domaine plastique.

Conclusion

Dans le cadre de cette partie d'étude, l'attention était principalement portée sur la détermination de la courbe de capacité, présentée précédemment dans les deux sens longitudinal et transversal illustrant ainsi un comportement non linéaire proche de celui de la réalité.

Ces courbes sont caractérisées d'abord par une partie élastique correspondante à la fissuration du béton jusqu'à la limite désignée par le premier point de plastification des aciers, et une deuxième partie plastique. La dégradation de la rigidité témoigne d'un comportement non linéaire, et cela identiquement au comportement non linéaire des matériaux (béton et acier). Autrement dit, la courbe de capacité qui a été trouvée est identique en forme à la courbe de comportement non-linéaire des voiles.

On a aussi mis en évidence l'importance et l'utilité du logiciel SAP2000, dans le calcul numérique des structures, notamment pour ces résultats en analyse "Pushover". Ce logiciel est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquat durant de futurs séismes, ça permet donc de réaliser des économies sur le coût de réalisation tout en gardant un usage sûr de la structure.

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'études a été une occasion de revoir des notions de bases de notre cursus d'ingénieur, mais aussi d'en découvrir bien d'autres. Des concepts généraux de la construction parasismique, nous avons pu, et comme voulu, approfondir nos connaissances dans la branche du génie parasismique. Une branche d'une importance primordiale dans le domaine des travaux publics puisqu'elle permet de pallier au risque sismique qui est le plus mortel du domaine.

Tout ça n'a été possible qu'à l'aide des logiciels de modélisation et de calculs numériques qui ont permis une approche réaliste, et de la structure, et de sa réponse sismique.

Ce travail fut donc une expérience de recherche très riche, non seulement de par son apport en notions théoriques et pratiques du domaine des travaux publics en général, et celui du génie parasismique en particulier, mais aussi par les techniques de recherche, analyse et synthèse. Notre mémoire, de par la richesse et la diversité de son contenu a très bien clôturé les cinq années de notre cursus, ce qui, à coup sûr, va nous permettre d'aborder le monde professionnel ou post-graduel avec un savoir et un savoir-faire qualifiants.

5 CHAPITRE V, Master : Calcul de la réponse sismique de la tour en prenant en compte l'interaction sol-structure selon le ASCE 7-16

5.1 Introduction

Le sol est un facteur important dans l'analyse du comportement des structures et de ce fait dans la mitigation et la maîtrise du risque sismique.

Une construction fondée sur un sol meuble subit généralement des déformations plus importantes que la même construction implantée sur un sol rocheux et des désordres de toute nature peuvent survenir (fissurations causées par les tassements différentiels…). De même la répartition des efforts dans les éléments composant la construction est également modifiée lors d'une analyse qui souhaite tenir compte de l'interaction sol-structure. De ce fait les coûts de construction engendrés, de par les sections et les fondations choisies en sont favorablement ou défavorablement affectés.

5.2 Généralités

Lors d'un séisme les charges appliquées sur une fondation proviennent des forces d'inerties se développant dans la superstructure et des déformations du sol, provoquées par le passage des ondes sismiques, imposées à la fondation. Ces deux types de chargement sont nommés :

- **Chargement inertielle**
- **Chargement cinématique**

L'importance de ces chargements dépend des caractéristiques de la fondation ainsi que de la nature des ondes sismiques. Le terme générique englobant ces deux phénomènes est appelé Interaction Sol-Structure (ISS). Cependant le plus souvent les ingénieurs emploient ce terme pour désigner le chargement inertiel en ignorant la part due au chargement dynamique. Cela provient du fait que :

- dans certains cas l'interaction cinématique est négligeable
- la plupart des règlements parasismiques, excepté certains dont le RPA99/2003, ne le mentionne pas

- les effets de l'interaction cinématique sont plus difficiles à évaluer rigoureusement que les effets inertiels.

La réponse d'une structure à une action sismique dépend de nombreux paramètres tels que :

- La nature du mouvement sismique
- Les propriétés dynamiques de l'ouvrage
- Les propriétés dynamiques du sol.

Il existe donc une interaction entre la structure et le milieu extérieur, c'est l'interaction sol-structure (ISS). La Figure 4-1 illustre bien le problème de l'ISS. Ce schéma montre le cas général d'une fondation, de type radier, encastrée dans le sol et supportée par des pieux traversant plusieurs couches de sol et se reposant sur une couche rigide ou rocheuse. Le problème de l'ISS reste cependant le même pour tous les types de fondations. La couche de sol autour de la structure est soumise à plusieurs types d'ondes sismiques :

- Des ondes de cisaillement : onde S
- Des ondes de dilatation : onde P
- Des ondes de surfaces : onde R ou L

La nature des ondes est dictée par des conditions sismologiques, cependant la géométrie, la raideur et l'amortissement du sol modifient le mouvement de ce dernier sous sollicitations sismiques. Ce mouvement modifié correspond au mouvement en champ libre dont la détermination est complexe.

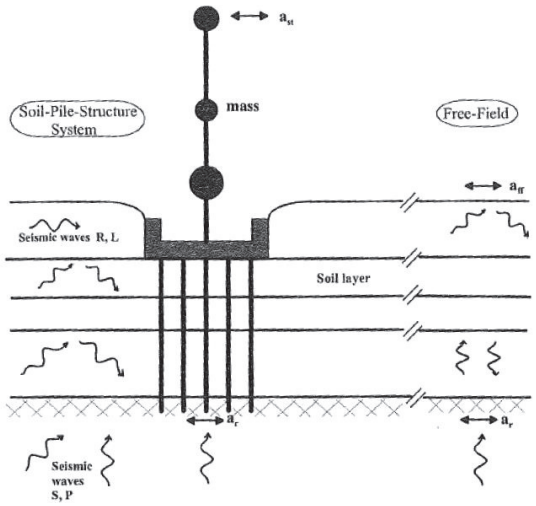


Figure 5-1 illustration de l'ISS

Le mouvement des fondations est différent du mouvement du sol en champ libre. En effet, sous sollicitations sismiques, la déformation du sol va obliger les fondations à se déplacer et par conséquent entrainer la structure supportée. Même sans superstructure, le mouvement de la fondation sera différent de celui du sol en champ libre à cause de la différence de rigidité entre le sol d'une part et les fondations d'autre part. Les ondes incidentes sont également reflétées et dispersées par la fondation qui en retour développe des efforts mécaniques. C'est l'interaction cinématique. Le mouvement des fondations génère des oscillations dans la superstructure qui développe des efforts inertiels et des moments à sa base. Ainsi la fondation, et éventuellement le sol aux alentours subissent des forces dynamiques et des déplacements supplémentaires. C'est le phénomène d'interaction inertielle.

Le moyen le plus radical pour s'affranchir du problème de l'ISS est de considérer que l'ouvrage que l'on cherche à dimensionner est parfaitement encastré dans le sol, cette hypothèse est d'autant plus valable que le sol de fondation est peu déformable vis-à-vis de la structure .Les bâtiments courants, réguliers et faisant l'objet des méthodes de calcul simplifiées sont en général considérés comme parfaitement encastrés dans le sol de fondation.

Il n'y a pas non plus d'interaction dans le cas d'un bâtiment rigide sur un sol rocheux. En effet, les déformations du sol au droit du bâtiment sont négligeables devant les déformations du bâtiment dues à l'action sismique

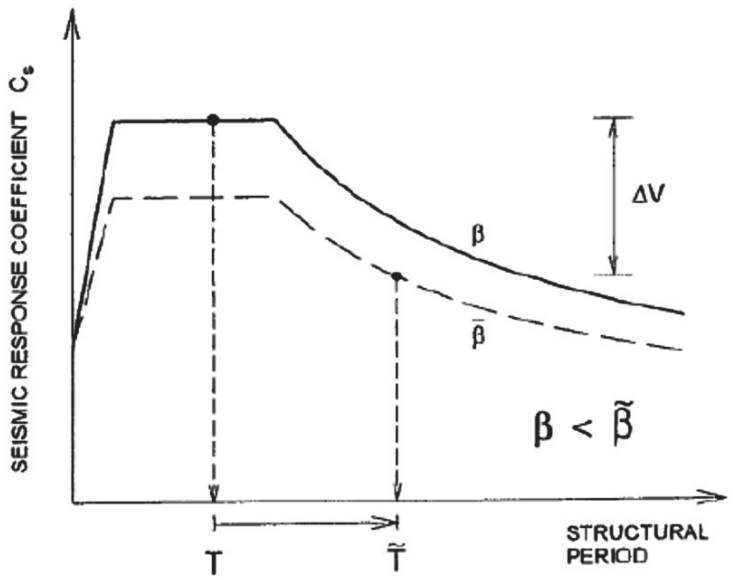
En général, et plus particulièrement dans le cas de bâtiments massifs sur des sols moyennement ou faiblement raides, les effets de l'ISS ne sont pas négligeables et modifient de façon considérable la réponse de la structure à une action sismique.

Il existe également de nombreuses situations intermédiaires pour lesquelles la prise en compte de l'ISS où non doit être choisit au cas par cas. Par exemple quand les niveaux supérieurs d'un ouvrage sont plus souples que les niveaux inférieurs. En effet, cette situation peut provoquer un effet « coup de fouet » qui sera amplifié par les mouvements du sol, la prise en compte de l'ISS est donc nécessaire dans la modélisation de ces ouvrages

5.3 Les effets de l'ISS

En général, l'ISS entraine :

- Un allongement de la période de vibration du 1er mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre élastique.
- Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau-sol) puisque toujours supérieur à celui des matériaux de la structure. Ne pas le prendre en compte conduit à surestimer la réponse.
- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment.
- Un mouvement du sol à la base du bâtiment supposé identique à celui du champ libre ; dans les cas courants cette approximation est considérée comme acceptable.



Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendance à être bénéfiques puisqu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les différents éléments de la structure.

5.4 L'interaction sol structure inertielle

L'interaction sol structure est un phénomène complexe à modéliser vu le nombre de paramètres à prendre en considération et la difficulté à les assembler. Cette complexité rend sa modélisation couteuse ce qui pousse les ingénieurs à se demander même si la prise en compte de l'ISS est vraiment indispensable. Des recherches ont été effectuées, afin de déterminer si oui ou non une modélisation de la structure avec ISS est nécessaire et ce à partir des paramètres du sol et de la structure. Cette vérification est expliquée ci-dessous.

Commençons par définir le rapport de rigidités entre la structure et le sol :

$$\frac{h}{V_s \times T}$$

- h : hauteur de la structure.
- Vs : vitesse des ondes de cisaillement dans le sol.
- T : période de la structure à base fixe.

Nous remarquons que ce ratio implique deux termes :

- La fraction $\left({}^{h}/_{T}\right)$: exprime la rigidité de la structure. En effet plus la période est petite, plus la structure est rigide.
- La vitesse des ondes de cisaillement Vs : Plus la vitesse est grande, plus le sol est rigide.

Ce ratio exprime donc le rapport de rigidités de la structure et celle du sol. Plusieurs recherches ont démontré qu'il y'a interaction entre le sol est la structure si :

$$\frac{h}{V_s \times T} > 0{,}05$$

Même dans le cas où l'interaction sol structure doit être prise en compte, il existe des méthodes qui permettent d'approximer le comportement réel de la structure sur base flexible.

Ces méthodes, comme celle des sous-structures, sont certes moins précises que les méthodes globales mais réduisent considérablement le cout de l'étude.

5.4.1 Modèle généralisé à un seul degré de liberté

La démarche consiste à fusionner les caractéristiques du sol à celles d'un oscillateur a un (1) seul D.D.L à base fixe représentatif de la structure, pour avoir un oscillateur à base fixe représentatif du système sol structure, puis calculer les efforts sismiques.

5.4.1.1 Modélisation de la structure

Pour obtenir le modèle généralisé à un seul degré de liberté d'une structure, on doit tout d'abord l'assimiler à un oscillateur à plusieurs D.D.L (modélisation complète de la structure par le logiciel SAP2000) détaillé dans le chapitre III.

A la suite d'une analyse modale et la détermination des déformées (vecteurs propres) et périodes (valeurs propres) de chaque mode de vibration de cette structure, il sera assimilé à un oscillateur représentatif à un (1) seul D.D.L. Le problème qui se pose est le choix des paramètres (M, K, h, β_i) qui caractérisent cet oscillateur représentatif.

Comme le premier mode de vibration (le mode ayant la plus grande période), aussi appelé mode fondamental, est connu pour avoir le plus grand degré de participation (valeur énergétique), on utilise ses paramètres modaux (masse, rigidité, et hauteur effectives) et donc sa période pour caractériser notre oscillateur représentatif.

Pour déterminer ces paramètres on procède comme suit :

$$M_1 = \frac{{L_i}^2}{\overline{m_1}}$$

- M_1 : Masse effective de la structure liée au 1er mode (le plus dissipatif).
- $\overline{m_1}$: Masse généralisée du 1er mode.
- L_i : Vecteur de coefficient de participation modale correspondant au 1er mode.

Tel que :

$$L_i = {\emptyset_1}^t [M]\{r\}$$

$$\overline{m_1} = {\emptyset_1}^t [M]\{\emptyset_1\}$$

Avec :

- $[M]$: Matrice de masse de de l'oscillateur.
- $\emptyset_1$: Vecteur propre représentant la déformée de l'oscillateur au 1er mode.
- $\{r\}$: Vecteur d'influence de la structure.

La rigidité effective est calculée à partir de la fréquence fondamentale de la structure comme suit :

$$K_1 = M_1 \times {\omega_1}^2$$

Enfin, la hauteur effective correspondant au 1er mode h_1 :

$$h_1 = \frac{{L_i}^\theta}{L_1}$$

Avec :

$${L_i}^\theta = {\emptyset_1}^t [M]\{h\}$$

$\{h\}$: Vecteur hauteur d'étage.

Remarque :

- Pour un souci de calcul la hauteur effective sera estimée à 70% de la hauteur totale de la structure $h_1 = 0{,}7h$

- L'amortissement β_i de l'oscillateur est pris équivalent à celui de la structure on le prend égale à 10% selon **le tableau 4-2 dans le RPA** pour une structure contreventée par voiles en béton armé.
- Les masses modales effectives seront prises selon les résultats de l'analyse modale effectuée dans le chapitre III suivant chaque sens, comme suit :

- **Selon X :**

$$M_{1x} = 0{,}69\, W$$

- **Selon Y :**

$$M_{1x} = 0{,}6\, W$$

W : La masse totale de la structure en KN.

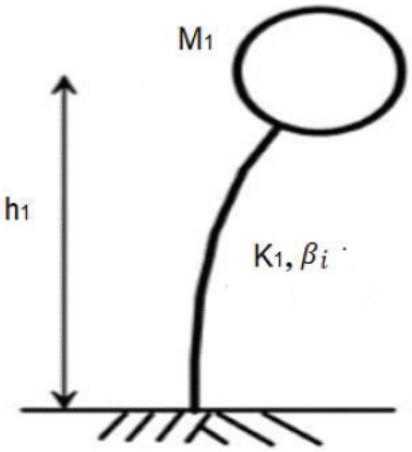


Figure 5-2 Modèle généralisé à 1 degré de liberté de la structure utilisé pour le calcul de la résultante sismique.

Remarque :

Pour le calcul de l'effort sismique suivant les deux directions X et Y, on prendra en considération les deux premiers modes fondamentaux, le premier suivant X et le deuxième suivant Y. De ce fait, pour le deuxième mode ça sera une masse modale M_2, une rigidité K_2, et une hauteur effective h_2.

L'effort tranchant à la base sera calculé en utilisant la MSE préconisée par **l'ASCE 7-16**

$$V = C_s \times W \qquad (\mathbf{ASCE\ 12.8-1})$$

Le coefficient de réponse sismique C_s sera adapté au **RPA99/03** comme suit :

$$C_s = \frac{A \times D \times Q}{R} \qquad (\textbf{RPA Art 4. 2. 3})$$

Avec :

- W : Poids de la structure.

La réduction de l'effort tranchant due à l'ISS est notée ΔV . Elle est calculée comme suit :

$$\Delta V = \left(C_s - \frac{\widetilde{C_s}}{B_{SSI}}\right)\bar{W} \qquad (\textbf{ASCE 19. 2 - 1})$$

Avec :

$$\bar{W} = M_1 \times g$$

- g : Accélération gravitationnelle estimée à 9,81m/s
- $\widetilde{C_s}$: Coefficient de réponse sismique avec ISS.
- $\bar{W}$: Poids effectif de la structure correspondant au mode fondamental de vibration.
- B_{SSI} : Facteur d'ajustement du spectre de réponse.

$$B_{SSI} = \frac{4}{5{,}6 - \ln(100\beta_0)} \qquad (\textbf{ASCE 19. 2 - 4})$$

- β_0 : Amortissement total du système sol structure.

$$\beta_0 = \frac{1}{\left(\tilde{T}/T\right)_{eff}^{\,2}}\beta_i + \beta_f \qquad (\textbf{ASCE 19. 3 - 1})$$

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff} = \left\{1 + \frac{1}{\mu}\left[\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1\right]\right\}^{0,5} \qquad (\textbf{ASCE 19. 3 - 2})$$

- $\mu = \frac{R}{\Omega}$ pour une structure contreventée par voiles et selon **le tableau 12.2-1 ASCE**, on aura R=3,5 et $\Omega = 2{,}5$ ce qui donne un $\mu = 1{,}4$.
- $\tilde{T}$: Période allongée (période du système sol structure).
- β_f : Amortissement des fondations.

L'effort tranchant réduit en conséquence à l'ISS est calculé comme suit :

$$\tilde{V} = V - \Delta V \qquad (\mathbf{ASCE\ 19.2-1})$$

- $\tilde{V}$: Effort tranchant réduit (à la base de la structure à base flexible).
- V : Effort tranchant à la base de la structure à base fixe.

Notons par G le module de cisaillement effectif du sol et G_0 module de cisaillement et V_s la vitesse des ondes de cisaillement du sol tel que :

$$G_0 = {V_s}^2 * \rho \qquad (4.9)$$

- V_s : Vitesse des ondes de cisaillement dans le sol en m/s.
- ρ : Masse volumique du sol en t/m^3.

Le rapport G/G_0 et V_s/V_{s0} sont définis dans le tableau 19.3-2 et 19.3-1 de l'***ASCE 7-16*** respectivement, en fonction de la classe du sol et du spectre de déplacement.

Valeurs du rapport du module de cisaillement effectif (Vs/Vs0)

Classe du site	$S_{DS}/2.5=0$	$S_{DS}/2.5=0.1$	$S_{DS}/2.5=0.4$	$S_{DS}/2.5 > 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.97	0.95
C	1.00	0.97	0.87	0.77
D	1.00	0.95	0.71	0.32
E	1.00	0.77	0.22	/
F	/	/	/	/

Valeurs du rapport du module de cisaillement effectif (G/G0)

Classe du site	$S_{DS}/2.5=0$	$S_{DS}/2.5=0.1$	$S_{DS}/2.5=0.4$	$S_{DS}/2.5 > 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	/
F	/	/	/	/

Classe du site : C

➢ Remarque :

On considère que la classe du site est une Classe C pour un sol meuble, et cela pour mettre en évidence l'effet important de l'interaction Sol Structure

$$0.1 < SDS/2.5 < 0.4$$

A partir des tableaux et après interpolation on déduit que :

$$\frac{V_s}{V_{s0}} = 0.905$$

$$\frac{G}{G_0} = 0.82$$

En sachant que :

$V_{s0} = 300\ m/s$ Cette valeur est justifiée par la nature meuble du sol.

$$V_s = V_{s0} \times 0.905 = 300 \times 0.905 = 271.5\ m/s$$

$$G_0 = 300^2 \times 1{,}73 = 155700\ KPa$$

Alors :

$$G = 127674 \text{ KPa}$$

Le calcul du rapport de rigidités entre la structure et le sol $\frac{h}{V_s \times T}$:

- Suivant X :

$$\frac{h}{V_s \times T_x} = \frac{93{,}1}{276 \times 1{,}95} = 0{,}17 > 0{,}05$$

- Suivant Y :

$$\frac{h}{V_s \times T_x} = \frac{93{,}1}{276 \times 1{,}91} = 0{,}17 > 0{,}05$$

Avec :

- h : hauteur de la structure.

- Vs : vitesse des ondes de cisaillement dans le sol.
- T : période de la structure à base fixe en seconde.

Ce ratio exprime donc le rapport de rigidités de la structure et celle du sol. Plusieurs recherches ont montré qu'il y'a interaction entre le sol et la structure si le ratio de rigidité est supérieure à 0.05, donc dans notre cas l'interaction sol structure est présente et on va la calculer ci-dessous :

5.4.1.2 **Calcul de la période allongée $\tilde{T}$**

On suppose un oscillateur à base flexible avec une aptitude à la translation suivant l'axe x, et une aptitude à la rotation autour de l'axe y. Le période allongée se calcule par :

$$\tilde{T}_x = T_x\sqrt{1+\frac{k_1}{k_x}+\frac{k_1\,h^2}{k_{yy}}} \quad ; \quad \tilde{T}_y = T_y\sqrt{1+\frac{k_2}{k_y}+\frac{k_2\,h^2}{k_{xx}}}$$

- $T_{x,y}$: la période du mode fondamental de vibration de l'oscillateur.
- k : Rigidité de l'oscillateur a base fixe ($k = K_1$)
- k_x : Raideur dynamique d'une fondation rectangulaire pour le mouvement de translation selon l'axe x.
- k_{yy} : Raideur dynamique d'une fondation rectangulaire pour le mouvement de rotation selon l'axe y.
- k_y : Raideur dynamique d'une fondation rectangulaire pour le mouvement de translation selon l'axe y.
- k_{xx} : Raideur dynamique d'une fondation rectangulaire pour le mouvement de rotation selon l'axe x.
- h : hauteur de l'oscillateur a base fixe (h = h_1)

Tel que :

$$k_x = K_x \times \alpha_x \quad ; \quad k_{yy} = K_{yy} \times \alpha_{yy} \; ; \quad k_y = K_y \times \alpha_y \; ; \quad k_{xx} = K_{xx} \times \alpha_{xx}$$

- α_x : Coefficient d'amplification dynamique pour la translation suivant x.
- α_{yy} : Coefficient d'amplification dynamique pour le balancement autour de y.
- α_y : Coefficient d'amplification dynamique pour la translation suivant y.

- α_{xx} : Coefficient d'amplification dynamique pour le balancement autour de x.
- K_x : Raideur statique d'une fondation rectangulaire pour le mouvement de translation selon l'axe x.
- K_{yy} : Raideur statique d'une fondation rectangulaire pour le mouvement de rotation selon l'axe y.
- K_y : Raideur statique d'une fondation rectangulaire pour le mouvement de translation selon l'axe y.
- K_{xx} : Raideur statique d'une fondation rectangulaire pour le mouvement de rotation selon l'axe x.

Avec :

$$K_x = \frac{GB}{2-\vartheta}\left[6.8\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 2.4\right]$$

$$K_y = \frac{GB}{2-\vartheta}\left[6.8\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.8\left(\frac{L}{B}\right) + 1.6\right]$$

$$K_{yy} = \frac{GB^3}{1-\vartheta}\left[3.73\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.27\right]$$

$$K_{xx} = \frac{GB^3}{1-\vartheta}\left[3.2\left(\frac{L}{B}\right) + 0.8\right]$$

- Et :

$$\alpha_x = \alpha_y = 1$$

$$\alpha_{yy} = 1 - \left[\frac{0.55\, a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2}\right]$$

$$\alpha_{xx} = 1 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B - 1}\right)a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2}\right]$$

- G : Module de cisaillement du sol.
- ϑ : Coefficient de Poisson.
- B : Largeur de la fondation (dimension selon l'axe y) ;
- L : Longueur de la fondation (dimension selon l'axe x) ;
- a_0 : Fréquence adimensionnelle du système sol structure ;

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s} \qquad \boldsymbol{ASCE\ (4.8)}$$

- V_s : Vitesse d'ondes de cisaillement ;
- ω : Fréquence du système sol structure ;

Avec :

- G : Module de cisaillement dynamique du sol
- ϑ : Coefficient de Poisson

Remarque :

Dans notre cas, les fondations adoptées sont des fondations encastrées.

$a_0 = \omega B/V_s$

5.4.1.3 Calcul de l'amortissement des fondations $\boldsymbol{\beta_f}$:

$$\beta_f = \left(1 - \frac{1}{\left(\tilde{T}/_T\right)^2}\right)\beta_s + \beta_{rd} \qquad (\mathbf{ASCE\ 19.3-3})$$

- β_s : Amortissement matériel du sol.
- β_{rd}: Amortissement radiatif de la fondation.

Où β_s est l'amortissement hystérétique du sol, β_x et β_y sont les ratios de l'amortissement liés à l'amortissement radiatif provenant des modes de translation et de rotation respectivement.

Avec :

$$\beta_{rd,x} = \frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T_x}\right)^2}\beta_x + \frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T_{yy}}\right)^2}\beta_{yy} \qquad (\mathbf{ASCE\ 19.3-5})$$

$$\beta_{rd,y} = \frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T_y}\right)^2}\beta_y + \frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T_{xx}}\right)^2}\beta_{xx}$$

- β_x : Amortissement radiatif pour fondation rectangulaire pour une translation suivant l'axe x.

- β_y : Amortissement radiatif pour fondation rectangulaire pour une translation suivant l'axe y.
- β_{yy} : Amortissement radiatif pour fondation rectangulaire pour une rotation autour de l'axe y.
- β_{xx} : Amortissement radiatif pour fondation rectangulaire pour une rotation autour de l'axe x.

$$\beta_x = \left[\frac{4\,(L/B)}{(K_x/GB)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_x}\right]$$

$$\beta_y = \left[\frac{4\,(L/B)}{(K_y/GB)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_y}\right]$$

$$\beta_{yy} = \left[\frac{(4\psi/3)\,(L/B)^3 {a_0}^2}{(K_{yy}/GB^3)\left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)^{0.7}}\right)+\,a_0^2\right]}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}}\right]$$

$$\beta_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3)\,(L/B){a_0}^2}{(K_{xx}/GB^3)\left[\left(2.2-\frac{0.4}{(L/B)^3}\right)+\,a_0^2\right]}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}}\right]$$

Et :

$$T_x = 2\pi\sqrt{\frac{M_{1x}}{k_x}} \quad ; \quad T_{yy} = 2\pi\sqrt{\frac{M_{1x}}{k_{yy}}}$$

$$T_y = 2\pi\sqrt{\frac{M_{1y}}{k_y}} \quad ; \quad T_{xx} = 2\pi\sqrt{\frac{M_{1y}}{k_{xx}}}$$

Calcul de β_s est l'amortissement hystérétique du sol :

La valeur de β_s est définie dans le tableau 19.3-3 de l'***ASCE 7-16*** en fonction de la classe du sol et du spectre de déplacement.

Classe du site	$S_{DS}/2.5=0$	$S_{DS}/2.5=0.1$	$S_{DS}/2.5=0.4$	$S_{DS}/2.5 > 0.8$
C	0.01	0.01	0.03	0.05
D	0.01	0.02	0.07	0.15
E	0.01	0.05	0.20	/

F	/	/	/	/

Classe du site : C

$$0.1 < SDS/2.5 < 0.4$$

Du tableau précédant et après interpolation on déduit que :

$$\beta_s = 0.023 = 2.3\%$$

5.4.1.4 Calcul de la réduction de l'effort tranchant due à l'ISS inertielle

Le calcul de la réduction de l'effort tranchant due à l'ISS passe par cinq (5) étapes principales.

5.4.1.4.1 Calcul C_{sx} de et C_{sy} :

Dans cette étape nous allons calculer le coefficient de réponse sismique C_s de l'oscillateur à base fixe, pour chaque sens de la force sismique (x et y). Rappelons que son expression est de :

$$C_s = \frac{A \times D \times Q}{R}$$

En se basant sur les données de la méthode statique équivalente effectuée au chapitre III, nous aurons les résultats données ci-dessous :

Coefficient	A	D_x	D_y	Q	R
Valeur	0.3	0,89	0,75	1.05	3.5

Le calcul de C_{sx} de et C_{sy} donne :

$$C_{sx} = 0{,}0801$$

$$C_{sy} = 0{,}0675$$

5.4.1.4.2 Calcul de la période allongée $\widetilde{T}$ et de l'amortissement total β_0

Afin de calculer les coefficients de réponse sismique de l'oscillateur à base flexible, il nous est indispensable de calculer la période allongée et l'amortissement total du système sol structure dans les sens x et y de cet oscillateur. Pour ce faire, nous allons démarrer des paramètres de l'oscillateur à base fixe, puis introduire les données du sol par les fonctions d'impédance données comme suit :

Les raideurs qu'on prendra en compte pour le calcul de la période allongée suivent chaque axe sont :

Selon X :

KX (KN/M)	KYY (KN/M)
12171033	5831330200

Selon Y :

KY (KN/M)	KXX (KN/M)
12693745	2866810219

5.4.1.4.3 Paramètres de l'oscillateur à base fixe :

Paramètres	Sens-X	Sens-Y
Période (s)	1.95	1.91
Masse modale effective (t)	274916,8311	239058,114
Rigidité effective (KN/m)	2851355,674	2584378,038
Hauteur effective (m)	65,17	65,17
Amortissement structurel (%)	10	10

Rappelons que la période allongée suivent les deux axes est comme suit :

$$\tilde{T}_x = T_x \sqrt{1 + \frac{k_1}{k_x} + \frac{k_1 h^2}{k_{yy}}}$$

$$\tilde{T}_y = T_y \sqrt{1 + \frac{k_2}{k_y} + \frac{k_2 h^2}{k_{xx}}}$$

5.4.1.4.4 Introduction des paramètres dynamiques du sol

Nous allons utiliser le logiciel EXCEL et les fonctions d'impédances pour calculer les périodes allongées et les amortissements totaux pour les modes de translation selon x et y.

- Pour la translation selon l'axe X :

Données du sol :

L(m)	**B(m)**	**h_{1x}(m)**	**υ**	**G** (KPa)	**Vs(m/s)**	**ρ(t/m^3)**
22,5	13,8	65,17	0,3	127674	271.5	1,73

Selon les tableaux, les ratios d'amortissement radiatifs du sol par rapport à la translation selon x sont de :

Tableau 5-1 les ratios d'amortissement radiatifs du sol par rapport à la translation selon x

Amortissement radiatif		**%**
$\beta_{x\ emb}$	**0,0696**	6,96
$\beta_{yy\ emb}$	**0,00119**	0,11

- Pour la translation selon l'axe Y :

Données du sol :

L(m)	**B(m)**	**h_{1y}(m)**	**υ**	**G** (KPa)	**Vs(m/s)**	**ρ(t/m^3)**
22,5	13,8	65,17	0,3	127674	271.5	1,73

Selon les tableaux, les ratios d'amortissement radiatifs du sol par rapport à la translation selon y sont de :

Tableau 5-2 Les ratios d'amortissement radiatifs du sol par rapport à la translation selon y

Amortissement radiatif		**%**
$\beta_{y\ emb}$	**0,0637**	6,37
$\beta_{xx\ emb}$	**0,00031**	0,031

Calcul des périodes allongées et amortissement totaux :

$$\beta_0 = \frac{1}{(\tilde{T}/_T)^2}\beta_i + \beta_f$$

Avec $\beta_f = \left(1 - \frac{1}{(\tilde{T}/_T)^2}\right)\beta_s + \beta_{rd}$

- **Translation selon X :**

Données de la structure :

T_x(s)	a_0	M_{1x}(t)	K_{1x} (KN/m)
1,95	0,148	27491,683	2851355,674

Avec :

$$a_0 = \frac{2\pi B}{\tilde{T}_n V_s}$$

a_0 : Fréquence adimensionnelle on l'obtient par l'intération de la variable $\tilde{T}_n$ allongée.

Résultats :

Tableau 5-3 Période allongée et amortissement total du système sol structure suivant l'axe de translation x

Paramètre	**Annotation**	**Valeur**
Période allongée (sec)	$\tilde{T}_x$	2,16
Amortissement structurel(%)	β_i	10%
Amortissement radiatif du sol (%)	β_{rd}	0,15%
Amortissement des fondations (%)	β_f	0,58%
Amortissement total (%)	β_0	9,16%

Interprétation des résultats :

- Nous remarquons un allongement de la période, estimé à 10,95 % dû à l'ISS.
- Nous avons enregistré une diminution de l'amortissement de 8,4 % et cela est dû à l'effet amortissant qu'on a pris en compte.

- **Translation selon Y :**
  Données de la structure :

T_y(s)	a_0	M_{1y}(t)	K_{1y} (KN/m)
1.91	0,141	23905,811	258435,804

Résultats :

Tableau 5-4 Période allongée et amortissement total du système sol structure suivant l'axe de translation y

Paramètre	**Annotation**	**Valeur**
Période allongée	$\widetilde{T}_y$	2,26
Amortissement structurel(%)	β_i	10
Amortissement radiatif du sol (%)	βrd	0,10
Amortissement des fondations (%)	β_f	0,77
Amortissement total (%)	$\beta 0$	8,5

Interprétation des résultats :

- Nous remarquons un allongement de la période, estimé à 18,77% dû à l'ISS.
- Nous avons enregistré une diminution de l'amortissement de 15% et cela est dû à l'effet amortissant qu'on a pris en compte.

5.4.1.4.5 Calcul de $\widetilde{C_{sx}}$et de $\widetilde{C_{sy}}$

Comme les coefficients A, Q, R sont indépendants de l'amortissement et de la période, on n'enregistrera aucun changement les concernant par rapport à l'oscillateur à base fixe. Par contre le facteur D dépend de la période, et de l'amortissement total.

$\widetilde{C_s}$: Le coefficient de la réponse sismique déterminé par utilisation de la période effective de la structure à base flexible.

Calcul des coefficients d'amplification dynamique D_x et D_y :

En suivant la même démarche de la méthode statique équivalente explicitée dans le chapitre III, nous allons calculer les coefficients d'amplification dynamique pour chaque sens.

- Suivant l'axe x :

Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

$$\tilde{\eta} = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+9{,}16}} = 0{,}791$$

$$\widetilde{D_x} = 0{,}999$$

- Suivant l'axe y :

Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

$$\tilde{\eta} = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+8{,}5}} = 0{,}815$$

$$\widetilde{D_y} = 0{,}744$$

Après avoir calculé les facteurs d'amplification dynamiques, les coefficients de réponse sismique sont calculés et donnés ci-dessous :

$$\breve{C_s} = \frac{A \times \widetilde{D} \times Q}{R}$$

$$\widetilde{C_{sx}} = 0{,}086$$

$$\widetilde{C_{sy}} = 0{,}067$$

5.4.1.5 Calcul de B_{SSI}

- Suivant l'axe x :

$$B_{SSIx} = \frac{4}{5.6 - \ln(9{,}16)} = 1{,}181$$

- Suivant l'axe y :

$$B_{SSIy} = \frac{4}{5.6 - \ln(8{,}5)} = 1{,}156$$

5.4.1.5.1 Calcul de la réduction de l'effort tranchant due à l'ISS inertielle

- Suivant l'axe x :

$$\Delta V_x = \left(C_{sx} - \frac{\widetilde{C_{sx}}}{B_{SSIx}}\right)\bar{W}_{1x} = 1498{,}21\ \ KN$$

- Suivant l'axe y :

$$\Delta V_y = \left(C_{sy} - \frac{\widetilde{C_{sy}}}{B_{SSIy}}\right)\bar{W}_{1y} = 3376{,}83\ KN$$

L'effort tranchant réduit à la base sera alors :

$$\widetilde{V_x} = V_x - \Delta V_x = 23464{,}48\ KN$$

$$\widetilde{V_y} = V_y - \Delta V_y = 15836{,}12\ KN$$

Après prise en compte de l'ISS, on a enregistré une réduction de :

- 6 % de la résultante des forces sismiques suivant l'axe x.
- 17,57 % de la résultante des forces sismiques suivant l'axe y.

5.4.1.6 Calcul du déplacement au sommet de la structure

Selon l'ASCE 7-16, le déplacement au sommet de la structure à base flexible est calculé comme suit :

$$\tilde{\Delta} = \frac{\widetilde{V}}{V}\left(\Delta + \frac{M \times h_1}{k_\theta}\right) \qquad (4.10)$$

- $\tilde{\Delta}$: Déplacement au sommet de la structure à base flexible.
- Δ : Déplacement au sommet de la structure à base fixe.
- M : Moment de renversement à la base de la structure à base fixe.
- K_θ : Rigidité au balancement de la fondation.

Remarque :

- Les valeurs des déplacements au sommet $\Delta_x \ et \ \Delta_y$, ainsi que les moments renversants $M_x \ et \ M_y$ ont été calculées en chapitre III.

- Suivant l'axe x :

$$\Delta_x = 13{,}01\ cm$$

$$M_y = 1851889.6715\ KN.m$$

Donc :

$$\tilde{\Delta}_x = \frac{\tilde{V_x}}{V_x}\left(\Delta_x + \frac{M_y \times h_{1x}}{k_{yy}}\right)$$

$$\tilde{\Delta}_x = \frac{22363{,}48}{24962{,}695}\left(0.13 + \frac{1851889.6715 \times 65.17}{5833820363}\right)$$

$$\tilde{\Delta}_x = 14{,}17\ cm$$

$$\tilde{\Delta}_x > \Delta_x$$

- Suivant l'axe y :

$$\Delta_y = 13.36\ cm$$

$$M_x = 1822369.007\ KN.m$$

Donc :

$$\tilde{\Delta}_y = \frac{\tilde{V_y}}{V_y}\left(\Delta_y + \frac{M_x \times h_{1y}}{k_{xx}}\right)$$

$$\tilde{\Delta}_y = \frac{15836{,}12}{19212{,}925}\left(0.1336 + \frac{1822369.007 \times 65.17}{2868820500}\right)$$

$$\tilde{\Delta}_y = 14{,}42\ cm$$

$$\tilde{\Delta}_y > \Delta_y$$

Après prise en compte de l'ISS, on a enregistré :

- une augmentation de 8,94% du déplacement au dernier étage suivant l'axe x.
- une augmentation de 7,96% du déplacement au dernier étage suivant l'axe y.

- Remarque :

- Que ce soit suivant l'axe x ou l'axe y, nous remarquons une augmentation du déplacement au sommet de la structure due à l'augmentation de la réponse sismique de

la structure causée par l'ISS. (Le rapport $\frac{\tilde{V}}{V}$ étant suffisamment grand pour augmenter le déplacement au sommet de la structure à base flexible par rapport à celui de la structure à base fixe).

- Afin d'avoir le déplacement réel, on doit multiplier par le facteur de comportement de la structure R :

$$\tilde{\Delta}_x = 14{,}17 \times 3.5 = 49{,}60\ cm$$

$$\tilde{\Delta}_y = 14{,}42 \times 3.5 = 50{,}48\ cm$$

5.5 L'interaction sol structure cinématique :

L'influence de la structure sur le sol et celle du sol sur la structure existent de manière concomitante. Plus généralement, l'interaction sol-structure résulte de l'interaction cinématique et de l'interaction inertielle. En effet, l'étude de la réponse dynamique du système sol-fondation sous l'effet de l'interaction inertielle nécessite une analyse cinématique préalable en vue d'obtenir le mouvement à la base de la structure pour déduire les efforts d'inertie induits par la superstructure

L'interaction cinématique se traduit par la différence entre le mouvement sismique en champ libre et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques. Elle ne résulte que de la différence de raideur entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol.

L'interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques, dans notre étude on va se servir du code américain **ASCE 7-16** qui appose en place des équations simplifiées afin de calcul l'effort sismique engendré de l'interaction cinématique.

5.5.1 Le calcul des facteurs d'ajustement spectrale

Afin de prendre en compte l'interaction cinématique SSI, on doit passer par un ajustement du spectre de réponse spécifique au site adapté par le RPA, en multipliant les ordonnées d'accélération spectrale à chaque période par le rapport de deux facteurs de réponse correspondants à la modification spectrale, qui spécifie le filtrage des super fréquences

entrantes ($RRSbsa$), et un autre facteur de modification spectrale qui définit l'encrage de fondation dans le sol ($RRSe$).

5.5.1.1.1 Le calcul de facteur $RRSbsa$:

Le facteur RRS_{bsa} est déterminé en utilisant l'équation suivante :

$$RRS_{bsa} = 0.25 + 0.75\sqrt{\frac{1}{b_o^2}\left[1 - (e^{-2b_o^2}) \times B_{bsa}\right]} \qquad \boldsymbol{ASCE\ (19.4-1)}$$

Avec :

$$B_{bsa} = \begin{cases} 1 + b_o^2 + b_o^4 + \frac{b_o^6}{2} + \frac{b_o^8}{4} + \frac{b_o^{10}}{12} & \text{pour } b_o \leq 1 \\ e^{2b_o^2} \times \left[\frac{1}{\sqrt{\pi}\, b_o} \times \left(1 - \frac{1}{16 b_o^2}\right)\right] & \text{pour } b_o > 1 \end{cases} \qquad \boldsymbol{ASCE\ (19.4-2)}$$

$$b_o = 0.0023\left(\frac{b_e}{T}\right) \qquad \boldsymbol{ASCE(19.4-3)}$$

$$b_e = \sqrt{A_{base}} \qquad \boldsymbol{ASCE\ (19.4-4)}$$

- b_e : la dimension effective de la fondation en mètre.
- A_{base}: l'aire de la base de la structure en mètre^2.
- T : la période fondamentale de la structure suivant chaque axe en seconde.

Les résultats obtenus :

- **Selon X :**

Tx (sec)	**1,95**
$\boldsymbol{b_e(m)}$	35,24202037
$\boldsymbol{b_o(\frac{m}{s})}$	0,01283171
$\boldsymbol{B_{bsa}}$	1,000173
$\boldsymbol{RRS_{bsa}x}$	0,999352

- **Selon Y :**

Ty	**1,91**

$\mathbf{b_e(m)}$	35,24202037
$\mathbf{b_o(\frac{m}{s})}$	0,04243
$\mathbf{B_{bsa}}$	1,00180
$\mathbf{RRS_{bsa}y}$	0,999325

5.5.1.1.2 Le calcul de facteur $RRSe$

Le facteur $RRSe$ est déterminé à son tour par l'équation suivante

$$\mathrm{RRS_e} = 0.25 + 0.75 \times \cos\left(\frac{2\pi e}{T v_s}\right) \qquad \boldsymbol{ASCE\ (19.4-5)}$$

- T : la période fondamentale de la structure suivant chaque axe en seconde.
- v_s : Vitesse des ondes de cisaillement dans le sol en m/s prise 300m/s pour un sol meuble.
- e : la profondeur d'ancrage de la fondation en mètre, dans notre cas c'est égale à 8,6m.

Les résultats obtenus :

- **Selon X :**

Tx (sec)	**1,95**
$\boldsymbol{RRSe}$**x**	0,9961

- **Selon Y:**

Ty (sec)	**1,91**
$\boldsymbol{RRSe}$**y**	0,9959

5.5.1.1.3 La multiplication des deux facteurs $RRS_{BSA} \times RRS_e$

Selon X :

$$RRS_{BSA}x \times RRS_e x = 0{,}9954 \geq 0{,}7$$

Selon y :

$$RRS_{BSA}y \times RRS_e y = 0{,}9952 \geq 0{,}7$$

Remarque :

La multiplication des deux facteurs est proche de 1 cela pourrait être justifié par l'absence de l'influence cinématique dans l'interaction ISS.

5.5.2 Le calcul de l'effort tranchant réduit due à l'ISS cinématique

5.5.2.1 L'ajustement spectral

En multipliant les ordonnées d'accélération spectrale à chaque période par le rapport de deux facteurs de réponse correspondants à la modification spectrale $RRS_{BSA} \times RRS_e$, on remarquera une légère diminution de la réponse spectrale comme les montres le graphe du spectre de réponse suivent :

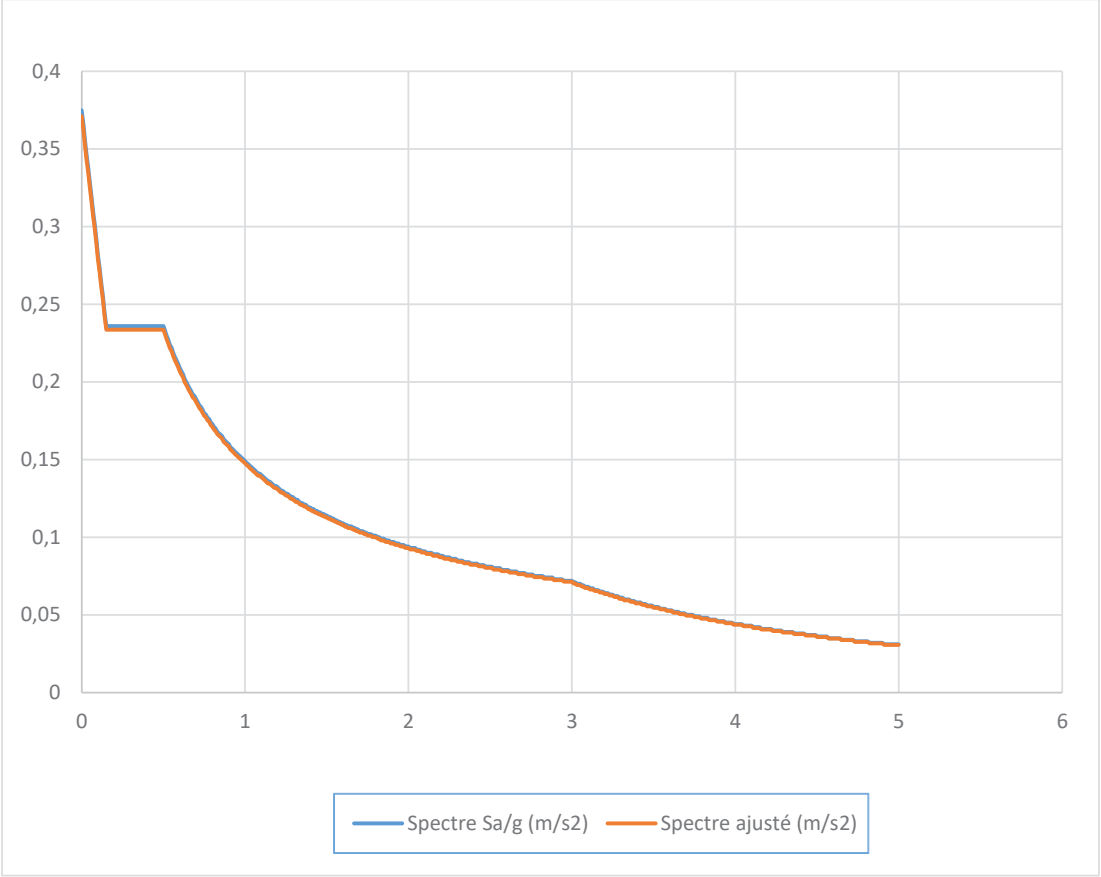


Figure 5-3 L'ajustement spectral pour le calcul de l'interaction cinématique

5.5.2.2 Le calcul de l'effort tranchant réduit

En s'appuyant sur le spectre de réponse ajusté on pourra déduire l'effort tranchant due à l'iss cinématique

$$\widetilde{V_C} = \mathrm{V} \times RRS_{BSA} \times RRS_e$$

Avec :

V : L'effort tranchant à la base calculé en se basant sur le spectre de réponse non ajusté, En KN.

Donc :

Suivant X :

$$\widetilde{V_{Cx}} = \text{Vx} \times RRS_{BSA}x \times RRS_e x = 24962{,}69 \times 0{,}99558$$

$$\widetilde{V_{Cx}} = 24849{,}26\ KN$$

Suivant Y :

$$\widetilde{V_{Cy}} = \text{Vy} \times RRS_{BSA}y \times RRS_e y = 19212{,}952 \times 0{,}99539$$

$$\widetilde{V_{Cy}} = 19121{,}96\ KN$$

Interprétation :

- Selon X : on voit une légère diminution de 0,45% de l'effort tranchant.
- Selon Y : on voit aussi une légère diminution de 0,47% de l'effort tranchant.

Dans notre cas et d'après les résultats obtenus, on pourra dire que l'interaction Sol Structure cinématique est négligée par rapport à l'interaction inertielle et cela revient à la rigidité élevée de notre sol, ce qui empêche le filtrage des fréquences et aussi le bon enterrement des fondations dans le sol ce qui a éliminé l'effet cinématique de l'interaction.

5.6 Calcul de l'interaction sol-structure selon l'ASCE 7-16 en prenant en compte la ductilité de la structure calculée par Pushover :

Il est clair que l'effort tranchant sur une base flexible et la prise en compte de l'interaction correspond à une réduction de l'effort tranchant d'une structure sur base fixe. En partant d'une équivalence de l'énergie dissipée entre une structure à base flexible et une autre à base fixe, on en déduit que le facteur de ductilité structurale ait une importance majeure à prendre en considération.

Dans ce qui suit, on va calculer la réduction de l'effort tranchant à la base dû à l'interaction sol-structure inertielle selon **l'ASCE 7-16** en prenant compte **la ductilité** calculée par **pushover** dans le **chapitre IV**, et on va comparer par la suite les résultats obtenus avec ceux de ce chapitre où la ductilité a été -fixée par le règlement **ASCE 7-16**.

Suivant l'axe X :

On reprend les mêmes formules de calcul utilisées précédemment, et adaptées par le règlement **ASCE 7-16**, on aura du coup :

On pourra mettre en place un tableau comparatif résumant notre calcul :

Tableau 5-5 comparaison des différents paramètres de L'ISS suivant xx

	Formule	Ductilité ASCE $\mu = 1{,}4$	Ductilité Pushover $\mu_x = 4{,}06$	Remarque
La période structurale à base fixe $T_x\ (s)$	$T_x = 2\pi\sqrt{\frac{M_{1x}}{k_x}}$	1,95	1,95	La période fondamentale de la structure reste **constante.**
La période allongée $\tilde{T}_x\ (s)$	$\tilde{T}_x = T_x\sqrt{1 + \frac{k_1}{k_x} + \frac{k_1 h^2}{k_{yy}}}$	2,16	2,16	La période allongée de la structure reste **constante.**
Rapport effectif de la période allongée sur la période propre du système	$\left(\frac{\tilde{T}_x}{T_x}\right)_{eff} = \left\{1 + \frac{1}{\mu}\left[\left(\frac{\tilde{T}_x}{T_x}\right)^2 - 1\right]\right\}^{0,5}$	1,07	1,02	Le rapport effectif des périodes **diminue de 4,67%**
Amortissement total du système sol structure β_0 (%)	$\beta_0 = \frac{1}{\left(\frac{\tilde{T}_x}{T_x}\right)_{eff}^2}\beta_i + \beta_f$	9,16	10,04	Amortissement total du système sol structure **augmente de 8,76%**
facteur de correction d'amortissement η	$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \beta_0}}$	0,791	0,762	facteur de correction d'amortissement **diminue de 3,81%**

coefficients d'amplification dynamique D_x	$\widetilde{D_x}$	0,999	0,962	coefficients d'amplification dynamique **diminue de 3,70%**
coefficient de réponse sismique $\breve{C}_s$	$\breve{C}_s = \frac{A \times \widetilde{D_x} \times Q}{R}$	0,102	0,099	coefficient de réponse sismique **diminue de 2,94%**
Le facteur d'ajustement spectral B_{SSIx}	$B_{SSIx} = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_0)}$	1,18	1,21	Le facteur d'ajustement spectral **augmente de 2,54%**
la réduction de l'effort tranchant ΔV_x	$\Delta V_x = \left(C_{sx} - \frac{\widetilde{C_{sx}}}{B_{SSIx}}\right)\overline{W}_{1x}$	1498,21	2980,16	la réduction de l'effort tranchant **augmente de 98,91%**
le déplacement au sommet de la structure (cm)	$\tilde{\Delta}_x = \frac{\widetilde{V_x}}{V_x}\left(\Delta_x + \frac{M_y \times h_{1x}}{k_{yy}}\right)$	14,17	13,27	le déplacement au sommet de la structure **diminue de 6,38%**

Suivant Y :

Tableau 5-6 comparaison des différents paramètres de L'ISS suivant yy

	Formule	Ductilité ASCE $\mu = 1{,}4$	Ductilité Pushover $\mu_x = 5{,}14$	Remarque
La période structurale à base fixe $T_y\ (s)$	$T_y = 2\pi\sqrt{\frac{M_{1y}}{k_y}}$	1,91	1,91	La période fondamentale de la structure reste **constante.**

La période allongée $\tilde{T}_y$ (s)	$\tilde{T}_y = T_y\sqrt{1+\frac{k_2}{k_y}+\frac{k_2\,h^2}{k_{xx}}}$	2,26	2,26	La période allongée de la structure reste **constante.**
Rapport effectif de la période allongée sur la période propre du système	$\left(\frac{\tilde{T}_y}{T_y}\right)_{eff} = \left\{1+\frac{1}{\mu}\left[\left(\frac{\tilde{T}_y}{T_y}\right)^2-1\right]\right\}^{0,5}$	1,13	1,03	Le rapport effectif des périodes **diminue de 8,84%**
Amortissement total du système sol structure β_0 (%)	$\beta_0 = \frac{1}{\left(\frac{\tilde{T}_y}{T_y}\right)_{eff}^{2}}\beta_i + \beta_f$	8,50	10,03	Amortissement total du système sol structure **augmente de 18%**
facteur de correction d'amortissement η	$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\beta_0}}$	0,816	0,762	facteur de correction d'amortissement **diminue de 6,61%**
coefficients d'amplification dynamique D_x	$\widetilde{D_y}$	0,744	0,695	coefficients d'amplification dynamique **diminue de 6,58%**
coefficient de réponse sismique $\check{C}_s$	$\check{C}_s = \frac{A \times \widetilde{D_y} \times Q}{R}$	0,076	0,071	coefficient de réponse sismique **diminue de 6,57%**
Le facteur d'ajustement spectral B_{SSIy}	$B_{SSIy} = \frac{4}{5.6-\ln(\beta_0)}$	1,156	1,214	Le facteur d'ajustement spectral **augmente de 5,01%**
la réduction de l'effort tranchant ΔV_y	$\Delta V_y = \left(C_{sy} - \frac{\widetilde{C_{sy}}}{B_{SSIy}}\right)\overline{W}_{1y}$	3376,83	5123,733	la réduction de l'effort tranchant **augmente de 51,73%**

le déplacement au sommet de la structure (cm)	$\tilde{\Delta}_y = \frac{\tilde{V}_y}{V_y}\left(\Delta_y + \frac{M_x \times h_{1y}}{k_{xx}}\right)$	14,42	12,83	le déplacement au sommet de la structure **diminue de 11,02%**

Interprétation :

La prise en compte de la ductilité structurale par les poussées progressives pushover a pu nous mener vers des résultats plus significatifs, en termes de réduction en effort tranchant qui augmente remarquablement ainsi que l'amortissement total du système sol structure, et une diminution apparente du déplacement du dernier étage, cela nous permettra de voir ses effets sur la réponse sismique à savoir, et réductions des efforts et déplacements.

Conclusion

Dans le domaine du génie parasismique, La prise en compte des non-linéarités de l'interaction sol structure permet de limiter l'action sismique transmise à l'ouvrage, et en retour les efforts sismiques appliqués sur la fondation.

Le calcul de la réponse sismique suivant l'***ASCE 7-16*** en tenant compte de l'ISS a permis de voir ses effets sur la réponse sismique à savoir, allongement de la période, et réductions des efforts et déplacements.

De plus, on a vu qu'il est possible, pratique, et même recommandé d'inclure la méthode de prise en compte de l'ISS dans le calcul de la réponse sismique d'une structure, au ***RPA99/03***. Elle pourrait avoir le même rôle que la méthode statique équivalente, à savoir, le calcul de la résultante des forces sismiques et la vérification des résultats obtenus par analyse modale spectrale des modèles 3D, dans le contexte d'une interaction sol structure.

L'Interaction du Sol avec la Structure (ISS) est un phénomène important à considérer pour espérer rendre compte du comportement réel d'une structure et donc évaluer sa vulnérabilité. Après avoir calculé la réponse sismique de la structure en prenant en compte l'ISS en nous appuyant sur le code ***ASCE 7-16***, nous avons remarqué que l'ISS a réduit la réponse sismique de la structure. Une augmentation sur le déplacement au sommet et une diminution de l'effort tranchant à la base permettent donc de réaliser des économies sur le coût de la réalisation tout en gardant un usage sûr de la structure.

Ensuite, et du fait que la méthode soit assez simple à appliquer, son intégration au ***RPA99/03*** devrait être envisageable voire recommandée puisqu'elle s'inscrit parfaitement dans

la logique de l'optimisation du coût, une des logiques maitresses de l'ingénierie en général, et l'ingénierie génie civil en particulier.

Elle peut être utilisée non seulement pour calculer la résultante sismique à la base de la structure, mais aussi pour vérifier les résultantes obtenues par l'analyse sismique par éléments finis des modèles 3D. De même, cette méthode peut offrir un ordre de grandeur concernant la variation des composantes de la réponse sismique due à l'ISS.

Ceci, à condition bien-sûr, de prendre des mesures de sécurité en fixant des marges d'erreurs et des seuils minimums à ne pas dépasser, car après tout, le comportement du sol reste assez imprévisible.

Référence bibliographique :

- [1] SAEZ Esteban, 2006,**'Conception Des bâtiments basé sur la Notion de Performance** ', Rapport sur les méthodes non linéaire. Ecole Centrale de Paris, France.
- [2] Krawinkler Helmut, **2005 "Pushover analysis: why, how, when, and when not to use it"**, structural engineers association of California, Stanford University, Stanford.
- [3] Krawinkler Helmut et autres, 1998**. "Pros and cons analysis of seismic evaluation",** Engineering Structures, Vol. 20, Nos 4-6, pp. 452-464, Elsevier Science Ltd.
- [4] Oguz Sermin, 2005**. ''Evaluation of Pushover analysis procedures for frame structure''**, thèse présentée à l'école d'études supérieures de sciences naturelles et appliquées de l'université technique du Moyen-Orient.
- [5] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, **'Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings''**, FEMA-356.
- [6] Chopra Anil. K, Goel Rakesh. K, 2004. **"A modal Pushover analysis of SAC buildings"**, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley.
- [7] EC8, ENV 1998-1-3, Eurocode 8. 1998. **"Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments**". Comité Européen de normalisation.
- [8] Nouredine Bourahla. **''Méthodes statique et dynamique non linéaires''**. Formations continue, CTC octobre 2011.
- [9] Federal Emergency Management Agency (FEMA 451), **''Structural Analysis for Performance-Based Earthquake Engineering: Nonlinear static pushover analysis''** Instructional Material Complementing FEMA 451.
- [10] M. Hemsas**, "Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en B.A soumis à une action sismique"**, Rencontres de l'AUGC, 23-25 avril 2010, Bordeaux, France.
- [11] Hemsas miloud. 2010**. "Modélisation par macroéléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique".** Thèse doctorat, université BORDEAUX 1.
- [12] Eurocode 8, **"Design of structures for earthquake résistance"**, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, Belgium, Ref n° prEN 1998-1:2004, 2004.
- [13] **'Evaluation des performances parasismiques des portiques en B.A renforces par chemisages en béton armée et par bandage en CFRP'**, Mémoire de Magistères présenté à l'université de Constantine Département de génie civil, Drouna Karima.
- [14] Mr Mahboub Lotfi, Mr Moulessehool Sid Ahmed '**étude des systèmes de contreventements des structures en béton armée par matériaux composites'**, Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil Spécialité.

- [15] « **Réponse sismique des structures des bâtiments en béton armé Configurations régulière et irrégulière** » T. Branci et Tiliouine Boualem, 2008, Département de génie civil, faculté des sciences et sciences de l'ingénieur, Université Hassiba Benbouali, Chlef, Algérie.
- [16] « **Etude sismique d'un bâtiment de R+14 avec 2 sous-sols à usage de bureaux en tenant compte de l'interaction sol structure** » AKAB Mohamed Ramzi , mémoire d'ingénieur d'état, ENSTP, 2019.
- [17] « **Etude sismique et dynamique d'une tour de R+20 avec 2 sous-sols contrevantée par un noyau central** » KHALED Lounis , mémoire d'ingénieur d'état, ENSTP, 2005.

- [18] « **ANALYSES STATIQUE NON LINEAIRE D'UN BATIMENT EN BETON ARME AVEC ET SANS MURS EN MAÇONNERIE DE REMPLISSAGE** » , Y. MEHANI, A. KIBBOUA, Benazouz CHIKH , Janvier 2018.

Les cours utilisés :

- Cours de dynamique des structures de Mr HADID.
- Cours de MEF de Mme MEHIAOUI.
- Cours de mécanique des structures de Mme MEZOUAR.
- Cours de dynamique des sols de Mr TOUNSI.
- Cours de bâtiment de Mme OUMOUSSA.

Codes utilisés :

- American Society of Civil Engineers 7-16 (2016).
- Béton armé aux états limites BAEL (1999).
- CBA Règles de conception et de calcul en béton armé (1993).
- Règlement parasismique Algérien 1999 vérifié 2003.