

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université –Ain Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Travaux Publics



Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en : génie civil
Domaine : sciences et technologies
Filière : génie civil
Spécialité : structure
Thème

**Calcul plastique d'une structure en béton
armé utilisant la méthode
pushover**

Présenté Par :

- 1) MOUSSAOUI HAYAME CHAMS EL HOUDA.
- 2) BENSALD MAROUA.

Devant le jury composé de :

Mme MANAA	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Président
Mr SAID	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Examineur
Mme TAHAR-BERRABAH	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Encadrant

Année Universitaire 2023/2024

Dédicace

Louang à dieu seul

avec tout mes sentiments de respect, et de ma reconnaissance, je dédie ma remise de diplôme et ma joie.

À ma merveilleuse mère, aucun mot ne saurait capturer le profondeur de l'amour et l'affection que je ressens pour toi, tu est bien plus qu'une mère, tu est mon source de ma joie et mon bonheur, ma lumière qui éclairé mon chemin dans les moments sombres, merci pour ton amour inconditionnel, ton dévouement et ton soutien inébranlable.

À mon cher père, ma source de vie, d'amour et d'affection. À mon support qui était toujours à mes côtés pour me soutenir et m'encourager.

*À mes frères, Mes jumeaux **Mohamed** et **Abd El salam**, et mon petit **Mohab***

*À ma jolie sœur **Oumaima**, qui est aussi ma meilleure amie.*

*À ma chère amie **Souad**, et **Hadjer**.*

*À mon binôme **Maroua**, qui est devenue ma très chère sœur, Merci pour notre collaboration fructueuse et notre amitié, tu as été une source d'inspiration et de motivation pour moi tout au long de ce parcours.*

*À tout mes collègues de de promotion de **Master 2 génie civil structure**.*

*À **Moi-même**, presque elle jamais abandonner et avoir persévéré jusqu'à ce que ce travail soit terminé.*

Enfin, À tout ce qui en participe à ma réussite est à tout qui m'aiment.

HANANE.

DÉDICACE

Louang à dieu seul

*Ce modeste travail est dédié spécialement à mon paradis à la source de ma joie
et mon Bonheur ma lune ma moitié à ma chère maman pour sa patience son
amours et ses sacrifices*

À mon chér papa pour m'encourager.

*À ma Jolie tante " ouahiba " je vous remercie pour tous le soutien et l'amour
que vous me portez depuis mon enfance.*

À mes merveilleux grand parente.

À mes chers frères " said, leay et le villain monib "

À mes soeurs tasnime, hadjer, nesrine et ma petite princesse alaa.

*Zui je le sais ma réussite est important a leur yeux que dieu vous garde pour
moi.*

*À mon binome " heyeme chemse el houda " mon ame soeur pour sa
comprehension son soutien moral et ses encouragement depuis aussi longtempst
que je la connais.*

Et merci pour moi-meme d'etre toujours la pour moi.

Je ne sourai terminer sans citer mes amies: " manar et houda "

*À tout ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la realization de ce
mémoire.*

MAROUA

Remerciement

Tous d'abord, nous tenons à remercier ALLAH pour m'aider et donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à Dr Tahar Berrabah Amina l'encadreur de ce mémoire pour les orientations et les conseils qu'elle a su nous montrer durant l'évaluation de notre projet.

Nous voudrions aussi remercier tous les enseignants de département génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Merci aussi à tous les membres du jury trouvent ici pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner notre travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Le résumé :

La conception parasismique d'un bâtiment constitué d'un RDC et 4 étages, implantés dans la wilaya d'Ain Temouchant (**la zone sismiqueIIa**) a fait l'objet de présent projet. Le calcul linéaire utilisant la méthode statique équivalente a été abordée par le code sap2000.pour voir le comportement de la structure Object de ce travail au-delà la limite élastique, un calcul plastique utilisant la méthode pushover sur le portique le plus sollicité a été mené. La courbe de capacité ainsi que le point de performance ont été obtenus.

Mots-clés : Pushover ,point de performance , courbe de capacité .

Abstract:

The seismic design of a building consisting of a ground floor and 4 floors, located in the wilaya of Ain Temouchant (seismic zone IIa) was the subject of this project. The linear calculation using the equivalent static method was addressed by the sap2000 code. To see the behavior of the Object structure of this work beyond the elastic limit, a plastic calculation using the pushover method on the most stressed gantry was carried out. The capacity curve as well as the performance point were obtained.

Keywords : Pushover, performance point, capacity curve.

التلخيص :

كان موضوع هذا المشروع هو التصميم الزلزالي لمبنى مكون من طابق أرضي و 4 طوابق يقع بولاية عين تموشنت (المنطقة الزلزالية) IIa. تمت معالجة الحساب الخطي باستخدام الطريقة الثابتة المكافئة بواسطة كود sap2000 لرؤية سلوك بنية الكائن لهذا العمل خارج الحد المرن، تم إجراء حساب بلاستيكي باستخدام طريقة الدفع على الايطار العزمي الأكثر إجهادًا. تم الحصول على منحنى القدرة وكذلك نقطة الأداء.

الكلمات المفتاحية: عملية الدفع، نقطة الأداء، منحنى القدرة.

Sommaire

Sommaire	N° Page
Introduction générale	01
Chapitre I: Présentation du projet , caractéristiques des matériaux, pré dimensionnement et descente des charges	
I.1. Introduction	03
I.2.presentation de l'ouvrage	03
I.2.1.Caractéristiques géométrique	03
I.2.2.Données du site	04
I.3.Characteristique mécanique des matériaux	04
I.3.1Béton	04
I.3.1.1Résistance du béton à la compression	04
I.3.1.2. Déformation longitudinale du béton	05
I.3.1.3 coefficient de poisson	05
I.3.1.4 contraintes limites	06
I.3.2 acier	07
I.3.2.1. contrainte limite	08
I.3.3.combinaisons de calcul	09
I.4.les hypothèses de calcul	09
I.5.Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges	09
I.5.1. Introduction	09
I.5.2.plancher	10
I.5.2.1 détermination de l'épaisseur du plancher	10
I.5.2.2 pré dimensionnement des poutrelles	10
I.5.2.3 descente des charges des plancher	12
I.5.2.3.1Plancher terrasse	12
I.5.3.Balcon	14
I.5.4.Murs	14
I.5.5.Escalier	15
I.5.5.1 pré dimensionnement des escaliers	16
I.5.5.2.evaluation des charges et surcharges des escaliers	18
I.5.6.les poteaux	18
I.5.7.les pouters	21
I.5.7.1 pré dimensionnement des poutres	21
I.5.8.les voiles	23
I.6.conclusion	24
Chapitre II: Étude dynamique de la structure	
II.1 Introduction	26
II.2 Étude dynamique	26
II.3 Les méthodes de calcul	26

II.3.1 la méthode statique équivalent	26
II.3.2 la méthode d'analyse modale spectral	27
II.3.3 la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	28
II.4 le système de contreventement	28
II.5 la classification de l'ouvrage selon le RPA99/V2003	28
II.6 choix de la méthode de calcul	28
II.6.1 méthode statique équivalent	28
II.7. Étude poteau poutre	36
II.7.1L'étude des poteaux	36
II.7.2. Étude des poutres	40
II.8 Conclusion	42
Chapitre III : Généralités sur le calcul statique non-linéaire par la méthode Pushover	
III.1. Introduction	44
III.2. la conception en performance	44
III.3.les niveaux de performance	44
III.4. La méthode d'analyse statique non linéaire « Pushover »	45
III.4.1.définition de l'analyse Pushover	45
III.4.2. origine de l'analyse Pushover	46
III.4.3 : But de l'analyse Pushover	47
III.4.4. formulation de l'analyse Pushover	47
III.4.5. principe de la méthode Pushover	49
III-5 courbe de capacité	50
III.6 point de performance	50
III.7 les Rotule plastique	51
III.8 conclusion	52
Chapitre IV: Application de la méthode Pushover	
IV.1 Introduction	54
IV.2 applications de l'analyse Pushover pour étudier le comportement non linéaire de la structure	54
IV.2.1 : les étapes de modélisation sap2000 de la méthode pushover	54
IV.2.1.1définition de ferrailage des poteaux, poutres	54
IV.2.1.2 : Définition des rotules plastiques	55
IV.2.1.3 : Définition du chargement de l'analyse Pushover	56
IV.3 : les résultats de l'analyse Pushover	58
IV.3 .1 : la courbe de capacité de la structure	58
IV.3.2 : la courbe de capacité spectral	59
IV.3.3.Le point de performance	59
IV.3.4. Les rotules plastiques	60
Les commentaires	61
IV.4. Conclusion	61
Conclusion général	63
Les références bibliographiques	65

Liste des Tableaux

N° Tableau	Liste Des Tableaux	N° Page
Chapitre I: Présentation du projet , caractéristiques des matériaux, pré dimensionnement et descente des charges		
I-1	caractéristiques géométriques	04
I-2	descente des charges (terrasse inaccessible)	13
I-3	descente des charges (plancher étage courant et RDC)	13
I-4	descente des charges du balcon	14
I-5	descente des charges du balcon	15
I-6	descente des charges du balcon	15
I-7	évaluation des charges et surcharges pour un palier	17
I-8	dimensions des voiles de contreventements	24
Chapitre II: Étude dynamique de la structure		
II-1	les conditions complémentaires d'application de la méthode statique équivalent	27
II-2	valeur de $\xi(\%)$ (T 4.2 p38)	29
II-3	valeur Du coefficient C_T (T.4.6 p 45) ²	30
II-4	Valeurs de T_1 et T_2 (T.4.7p45)	30
II-5	valeur Du coefficient (T.4.4 p44)	30
II-6	les périodes avant la disposition des murs voile	32
II-7	les périodes après la disposition des murs voiles	33
II-8	valeurs du coefficient de pondération β	34
II-9	les résultats des paramètres de V	36
Chapitre III : Généralités sur le calcul statique non-linéaire par la méthode Pushover		
III-1	niveaux de performance, endommagement et déplacement relative	45
Chapitre IV: Application de la méthode Pushover		
IV-01	valeurs d'effort tranchant et le déplacement du point de performance	60

Liste des Figure

N° Figure	Liste Des Figures	N° Page
Chapitre I: Présentation du projet , caractéristiques des matériaux, pré dimensionnement et descente des charges		
I-1	façade principale du bâtiment	03
I-2	vue en élévation du bâtiment	04
I-3	diagramme contrainte –déformation du béton à ELU	06
I-4	diagramme contrainte –déformation du béton à ELS	07
I-5	diagramme contrainte –déformation de l’acier	08
I-6	coupe verticale de plancher à corps creux	10
I-7	dimension de section en « Té »	11
I-8	dimension de la section d’une poutrelle	12
I-9	terrasse inaccessible	12
I-10	plancher étage courant et RDC	13
I-11	balcon dalle plan	14
I-12	coupe transversale du murextérieur	14
I-13	coupe transversale du murintérieur	15
I-14	schéma d’un escalier	16
I-15	coupe de voile	22
Chapitre II: Étude dynamique de la structure		
II-1	modélisation de la structure	31
II-2	disposition des murs voile	32
II-3	mode 1	34
II-4	mode 2	34
II-5	mode 3	34
Chapitre III: Généralités sur le calcul statique non-linéaire par la méthode Pushover		
III-1	signification physique de la courbe de capacité	45
III-2	niveau d’endommagement décrit par une courbe de capacité	45
III-3	hypothèse de l’analyse pushover	46
III-4	de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages	48
III-5	courbe de capacité (Sa-Sd)	49

III-6	point de performance correspondant au point d'interaction de la demande et de la capacité	50
III-7	plastification de la structure (les rotules plastiques)	51
Chapitre IV: Application de la méthode Pushover		
IV-1	les étapes de définition de ferrailage des poteaux	53
IV-2	les étapes de définition de ferrailage des poutres	54
IV-3	introduction des rotules plastiques des poteaux	54
IV-4	affectation des rotules plastiques au niveau des poutres	55
IV-5	définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires	56
IV-6	définition du chargement de l'analyse pushover (sens XX)	56
IV-7	exécution de l'analyse pushover	57
IV-8	courbe de capacité pushover dans le sens xx	57
IV-9	la courbe de capacité spectrale dans le sens xx'	58
IV-10	le point de performance de la courbe spectrale dans le sens xx'	58
IV-11	Développement des rotules plastiques obtenus par le SAP2000 dans le sens XX'	59

Introduction

général

Introduction général :

Durant les dernières décennies, le monde a connu plusieurs séismes de moyenne à grands magnitude qui ont touché plusieurs pays dont L'Algérie et causant des très grands dégâts humains et matériels. Les niveaux de performances de certaines constructions au cours de ses séismes étaient faibles, ce qui a engendré le besoin de la détermination et l'évaluation des dommages des structures plus que jamais.

Les méthodes linéaires élastiques (méthode statique équivalente, analyse modale spectrale) ne sont pas suffisantes pour effectuer une évaluation structurale fiable des structures soumises au chargement sismique, car elles ne sont pas en mesure d'approcher le comportement réel de la structure.

Afin d'estimer les différents dommages aux ouvrages, plusieurs méthodes de calcul ont été développées. La méthode basée sur le calcul non linéaire de la poussée progressive "Pushover" est la plus couramment utilisée et la plus simple.

L'analyse pushover est une méthode d'analyse statique non linéaire pour évaluer la performance sismique des structures. Cette méthode est largement utilisée dans la conception parasismique des bâtiments et des infrastructures afin de s'assurer qu'ils peuvent résister aux charges sismiques et protéger la vie humaine en cas de tremblement de terre. Elle est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à l'effondrement.

L'objectif de la méthode pushover est d'améliorer la résistance sismique des structures en fournissant des informations précieuses sur leur comportement sous l'effet des charges sismiques, ce qui permet aux concepteurs de prendre des décisions éclairées pour garantir la sécurité et la fiabilité des bâtiments et des infrastructures.

Le but de notre travail se divise deux points essentiels. Le premier consiste en une étude technique impliquant l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en respectant les règles de construction (BAEL91 modifier 99, RPA99 version 2003), le deuxième point concerne l'analyse non linéaire du portique le plus sollicité du bâtiment à utilisant la méthode statique « pushover ».

Cette étude est structurée en quatre chapitres :

- ❖ Le premier chapitre : **Présentation du projet, caractéristiques des matériaux, pré dimensionnement et descente des charges.**
- ❖ Le deuxième chapitre : **Étude dynamique de la structure.**
- ❖ Le troisième chapitre : **Généralités sur le calcul statique non-linéaire par la méthode Pushover.**
- ❖ Le quatrième chapitre : **Application de la méthode Pushover.**

Ce travail et conclu par une conclusion général.

Chapitre I:

Présentation du projet,

caractéristiques des matériaux,

pré dimensionnement et descente des charge

I.1. Introduction :

La connaissance des caractéristiques géométriques de la structure ainsi que des caractéristiques mécaniques des matériaux, le pré dimensionnement et descente des charges utilisés est fondamentale pour garantir la sécurité et l'efficacité économique d'un projet de génie civil.

I.2. présentation de l'ouvrage :

Le projet de notre mémoire consiste à faire une étude dans le domaine élastique et plastique d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation composé d'un rez-de-chaussée plus quatre étages. Il est implanté dans la wilaya d'Ain Temouchant, qui est une zone de sismicité moyenne (IIa) d'après le classement des zones établi par le dernier règlement parasismique algérien (RPA99 VERSION 2003).et tous les calculs sont effectués aux règlements en vigueur ; à savoir :

- BAEL91 modifié en 99 [1] et le CBA93 [2].
- RPA99 version 2003 [3].
- DTR BC.2.2 [4].



Figure I-1 : façade principale du bâtiment.

I.2.1. Caractéristiques géométrique :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont présentées dans le tableau suivant :

Chapitre I: Présentation du projet, caractéristiques des matériaux, pré dimensionnement et descente des charges

Longueur totale du bâtiment	29.60m
Largeur totale du bâtiment	18.06m
Hauteur totale du bâtiment	16.24m
Hauteur du RDC	3.06m
Hauteur des étages courant	3.06m

Tableau I-1 : caractéristiques géométriques

I.2.2. Données du site :

- La structure appartient au groupe d'usage 02 d'après RPA99 version 200. [3]
- Le site est considéré comme site ferme S2.
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.5 \text{ bar}$.

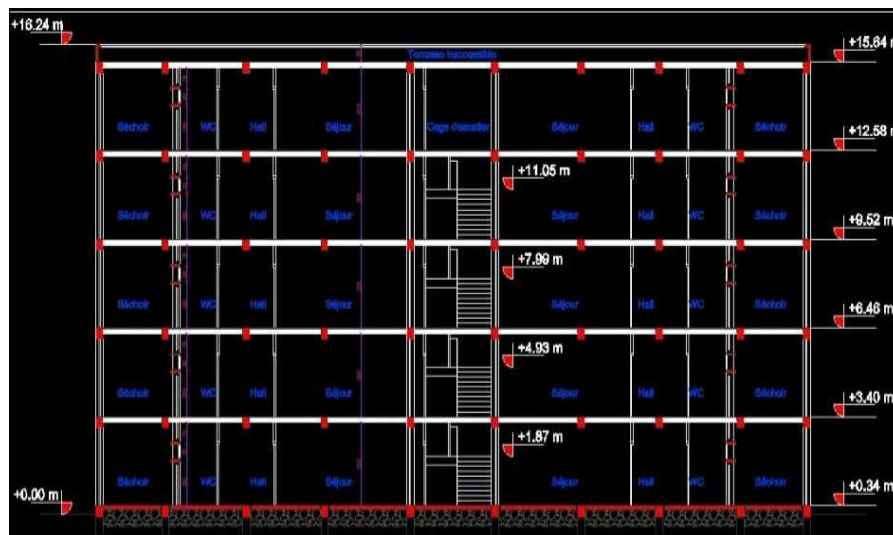


Fig.I-2 : vue en élévation du bâtiment

I.3. Caractéristique mécanique des matériaux :

I.3.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction composite composé de granulats naturels (sable, gravillons) ou artificiels (granulats légers) qui ont été agglomérés avec un liant généralement du ciment. Le rôle fondamental du béton dans la construction durable est de résister à la compression.

I.3.1.1 Résistance du béton à la compression :

a. résistance du béton à la compression : (BAEL91 ART A2.1.1.11) [1]

La résistance à la compression d'un béton à 28 jours est connue sous le nom de résistance caractéristique spécifiée, notée : f_{c28} pour les sollicitations sur un béton à moins de 28 jours, et l'âge est connu sous le nom de résistance caractéristique spécifiée f_{cj} .

Chapitre I: Présentation du projet, caractéristiques des matériaux, pré dimensionnement et descente des charges

Pour un béton non traité thermiquement et ayant un âge de 28 jours, BAEL donne : Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, qui est évaluée par la formule f_{cj} à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

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

$$\begin{cases} f_{c28} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40MPA$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

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

b. La résistance de béton a la traction : (CBA.93 ART A.2.1.1.2) [2]

Se mesure généralement par un essai de flexion sur une éprouvette de section carrée : La formule traditionnelle pour définir la résistance à la traction à l'âge de j jour notée f_{tj} , est la suivante :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60MPA \\ f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{\frac{2}{3}} & \text{si } f_{c28} > 60MPA \end{cases}$$

I.3.1.2. Déformation longitudinale du béton :

a. Module de déformation instantané : (BAEL ART A.2.1.2.2) [1]

Sous les contraintes que la durée normale d'utilisation est inférieure à 24h, On suppose que le module de déformation longitudinale instantané du béton à l'âge j jours E_{ij} est égale :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

b. Module de déformation différée : (BAEL ART A.2.1.2.1) [1]

Sous les contraintes d'application à long terme, on admet qu'au jour « j » le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par :

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

I.3.1.3 coefficient de poisson :(BAEL ART A.2.1.3) [1]

L'allongement d'un objet lorsqu'il est soumis à une tension s'accompagne de rétrécissement de sa section transversale. Le coefficient de poisson est le rapport entre le retrait Allongement perpendiculaire à la direction de la force : $\nu = \frac{(\frac{\Delta a}{a})}{(\frac{\Delta l}{l})}$.

Avec : Δa : déformation relative transversale.

Δl : déformation relative longitudinale.

D'après le C.B.A.93 il est près égale à :

$$\begin{cases} \vartheta = 0 \text{ dans le calcul des sollicitation à l'ELU (béton sissuré)} \\ \vartheta = 0.2 \text{ dans le calcul des déformation l'ELS} \end{cases}$$

I.3.1.4 contraintes limites :

- **Etat limite ultime de résistance :(BAEL91ART 4.3.4) [1]**

Pour le calcul d'ELU, le comportement réel de béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur le diagramme contrainte-déformation donné dans la figure ci-dessous :

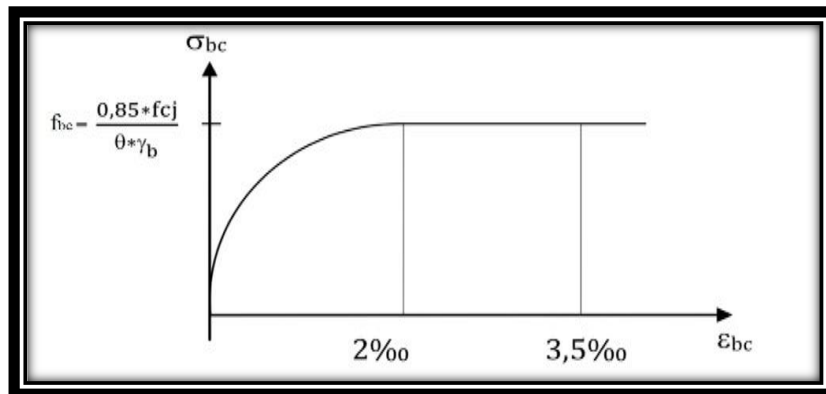


Figure.I-3 : diagramme contrainte –déformation du béton à ELU

La valeur de la résistance en compression de béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

D 'ou la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

- **Etat limite de service : (BAEL91ART 4.5.2) [1]**

Le diagramme des contraintes pour l'ELS est défini par son module d'élasticité et reste dans le domaine élastique linéaire.

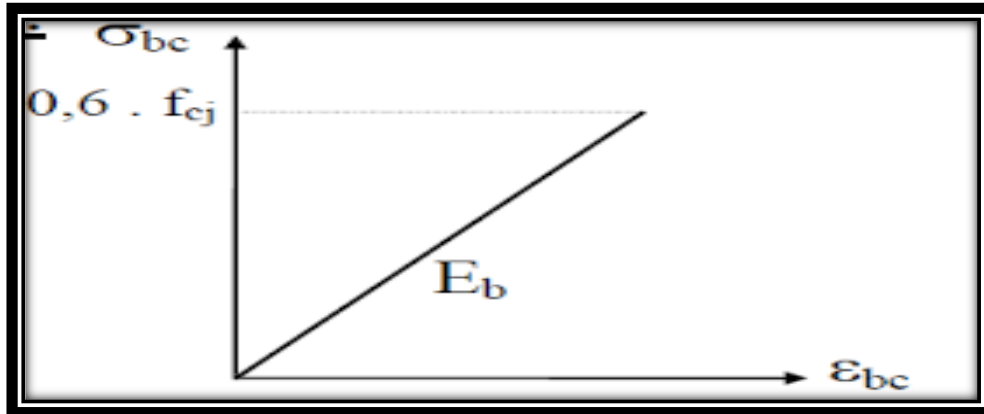


Figure.I-4 : diagramme contrainte –déformation du béton à ELS

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

$$\sigma^-_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \rightarrow \sigma^-_{bc} = 15MPA$$

- **Contrainte limite de cisaillement :(BAEL91ART 5.1.2) [1]**

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

v_u : l'effort tranchant ultime.

b_0 : largeur de la section.

d : Hauteur utile.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA\right) = 3.3MPA \text{ si la fussion est peu préjudiciable} \\ \tau_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA\right) = 2.5MPA \text{ si la fussion est préjudiciable ou tré préjudiciable} \end{array} \right.$$

I.3.2 acier :

Un acier est un alliage métallique principalement composé de fer et de carbone en faible pourcentage en masse, Le pourcentage de carbone varie entre 0,02 % et 2 % de la masse totale del'acier. Les aciers sont généralement nécessaires pour reprendre les efforts de traction et limité la fission.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est défini comme étant égal à 200 000 MPA.

I.3.2.1. contrainte limite :

• ELU :

Dans les calculs des états limite, un coefficient de sécurité (s) est introduit et a les valeurs suivantes :

($\gamma_s = 1.15$ cas générale) ; ($\gamma_s = 1.00$ cas des combinaisons accidentelles).

Dans la pratique les nuances d'acier suivantes sont utilisées :

$F_e = 400$ MPA → pour les armatures longitudinales.

$F_e = 235$ MPA → pour les armatures transversales.

✓ **Cas générale :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} \times 15 = 348 \text{ MPA (contraint dans l'acier)} \\ \epsilon_{st} = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{348}{200000} = 1.74\text{‰ (déformation dans l'acier)} \end{array} \right.$$

✓ **Cas accidentel :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPA (contraint dans l'acier)} \\ \epsilon_{st} = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{400}{200000} = 2.00\text{‰ (déformation dans l'acier)} \end{array} \right.$$

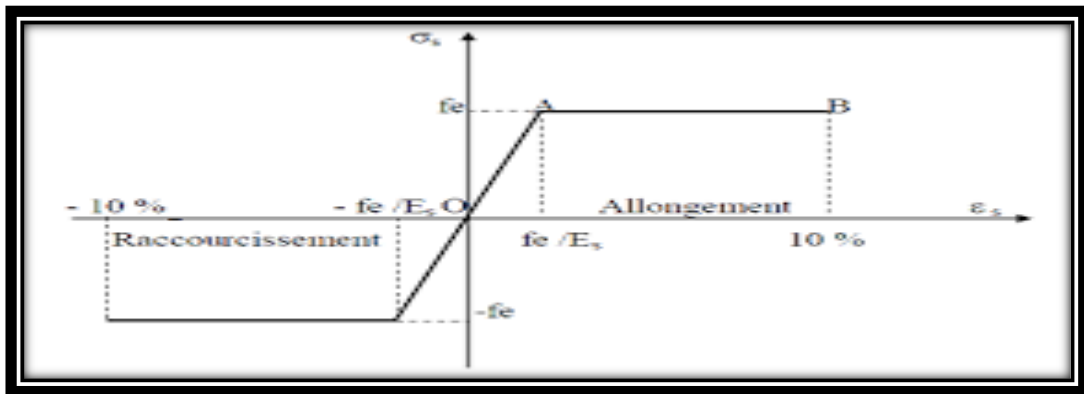


Figure.I-5 : diagramme contrainte –déformation de l'acier

• ELS :

La contrainte σ_{st} sera limitée uniquement à l'ouverture des fissures dans l'état limite de service :

- Fissuration peu préjudiciable → σ_{st} pas de limite
- Fissuration préjudiciable → $\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$

- Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \sigma_{st} = \min\left(\frac{21}{3} f_e 90 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right)$

Avec :

$$\eta : \text{coefficient de fissuration} \rightarrow \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les RL} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les HA} \end{cases}$$

I.3.3.combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul suivantes doivent être prises en compte pour calculer les sollicitations et les déformations :

- Situation durables : $\begin{cases} ELU = 1.35G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \end{cases}$
- Situation accidentelles : $\begin{cases} G + G \pm E \\ 0.8 \times 0.8G \pm Q \end{cases}$

I.4.les hypothèses de calcul : (BAEL ART A4.5.1) [1]

a) ELU :

- ✓ La résistance de béton à la traction est négligeable.
- ✓ Pas de glissement relatif béton acier.
- ✓ Conservation de section plane avant et après déformation.
- ✓ Les diagrammes de déformation passent par des pivots A, B et C.
- ✓ Allongement ultime de l'acier est limité à $10 * 10^{-3}$; 10‰.
- ✓ Raccourcissement ultime de béton $\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} & \text{en flexion} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} & \text{en compression centrée} \end{cases}$

b) ELS : (BAEL ART 4.5.2) [1]

- ✓ La résistance de béton à la traction est négligeable.
- ✓ Pas de glissement relatif béton acier.
- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées proportionnelles à leur déformation élastique (loi de Hooke).
- ✓ Coefficient d'équivalence a pour valeur (n=15).

I.5.Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges :

I.5.1. Introduction :

Le but de Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99/ V2003 et le BAEL.91, Il a pour le but de trouver le meilleur compromis entre coût de sécurité.

Après le Pré-dimensionnement, Nous pouvons évaluer la charge (poids propre) et la surcharge des éléments de support (application de la règle dégression), une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera des calculs précis.

I.5.2.plancher :

Les planchers sont des surfaces horizontales minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre structure on a deux types de plancher : dalle pleine et corps creux.

I.5.2.1 détermination de l'épaisseur du plancher : (CBA93 B.6.8.2.4)[2]

D'après le BAEL article (B6.8.4.2.4), l'épaisseur du plancher h_t doit être vérifiée la condition de flèche suivante :

$$\rightarrow h_t \geq \frac{380}{22.5} = 16.88 \text{ cm} \quad h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$$

Avec : - L_{max} : Longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis. $L_{max}=380\text{cm}$

- h_t : épaisseur de dalle de compression + corps creux.

Donc on adoptera des plancher à corps creux de $(16+5) = 21\text{cm}$.

- Hauteur de corps creux =16 cm
- Hauteur de la dalle de compression =5cm

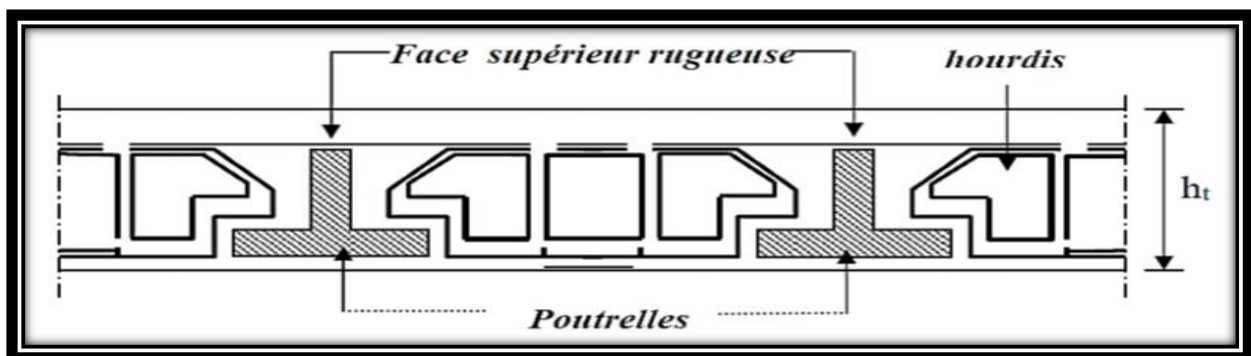


Figure.I-6 : coupe verticale de plancher à corps creux

I.5.2.2 pré dimensionnement des poutrelles : (CBA93 ART A.4.1.3) [2]

Leur pré dimensionnement est donné par le C.B.A.93.

La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en « Té ».

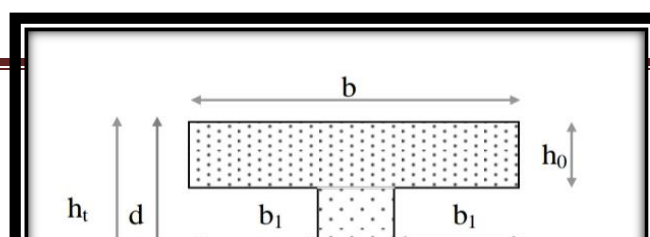


Figure.I-7 : dimension de section en « Té »

Telle que :

b : la largeur de la table de compression.

h_0 : l'épaisseur de la table de compression.

b_0 : la largeur de l'âme (la nervure).

❖ La largeur de la table de compression est définie par :

$$0.4 \times h_t \leq b_0 \leq 0.8 \times h_t \rightarrow 0.4 \times 21 \leq b_0 \leq 0.8 \times 21 \rightarrow 8.4 \leq b_0 \leq 16.8$$

Soit $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$b_1 \geq \min\left(\frac{l_1}{10}; \frac{l_2}{2}\right)$$

Avec :

L_1 : longueur de la petite portée ($L_1 = 3.80 \text{ m}$)

L_2 : distance entre nus de deux nervures voisines.

$$L_2 = 65 - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}.$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{380}{10}; \frac{53}{2}\right)$$

On prend : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Donc $b = 65 \text{ cm}$.

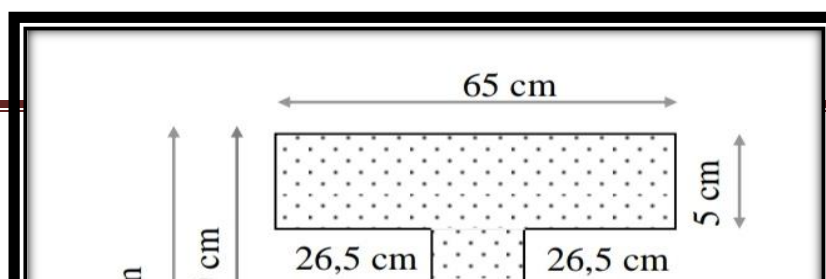


Fig.I-8 : dimension de la section d'une poutrelle

I.5.2.3 descente des charges des plancher :

Selon DTRBC22, l'objectif de la descente des charges est de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les charges suivantes sont définies par le DTR :

- G : la charge permanente.
- Q : la charge d'exploitation (la surcharge).

I.5.2.3.1 Plancher terrasse :

- ❖ **Plancher terrasse inaccessible : (DTR BC 2.2) [4]**

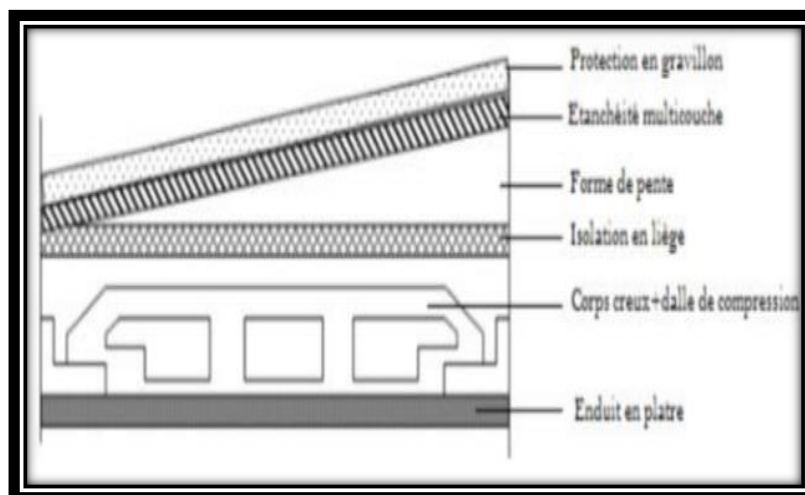


Figure. I.9 : terrasse inaccessible

N	Désignation	Ep (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
1	Protection gravillon	5	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente	10	22	2.20
4	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
5	Plancher corps creux	16+5	-	3.2
6	Enduit en platre sous plafond	2	10	0.20
				Σ=6.73
G (KN/m²)		6.73		
Q (KN/m²)		1.00		

Tableau. I-2 : descente des charges (terrasse inaccessible)

❖ Plancher étage courant et RDC : (DTR BC 2.2) [4]

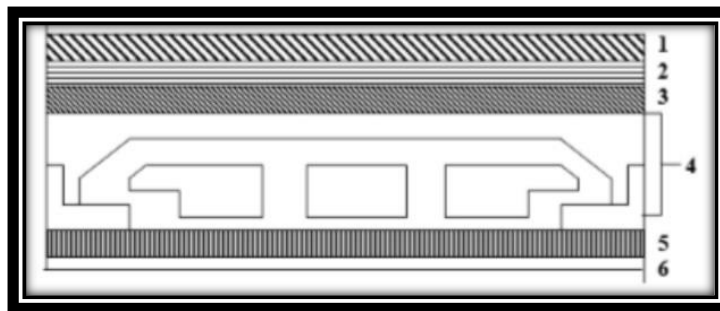


Fig. I-10 : plancher étage courant et RDC

N	Désignation	Ep (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
1	carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Enduite en platre	2	10	0.2
5	Plancher corps creux	16+5	-	3.2
6	cloisons	1	10	1
				Σ=5.6

G (KN/m²)	5.6
Q (KN/m²)	1.50

Tableau. I-3 : descente des charges (plancher étage courant et RDC)

I.5.3.Balcon :(DTR BC 2.2) [4]

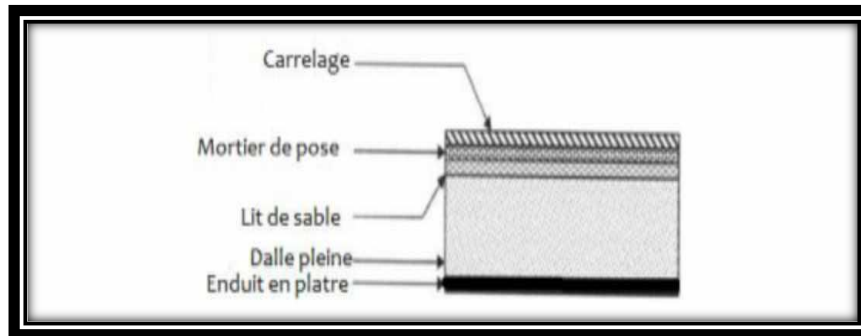


Figure. I-11 : balcon dalle plan

N	Désignation	Ep (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
1	carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle en béton armé	15	25	0.2
5	Enduit en plâtre	2	10	2.8
				$\Sigma=5.15$

G (KN/m ²)	5.15
Q (KN/m ²)	3.50

Tableau. I .4 : descente des charges du balcon

I.5.4.Murs :

❖ murs extérieure (doubles paroi) :

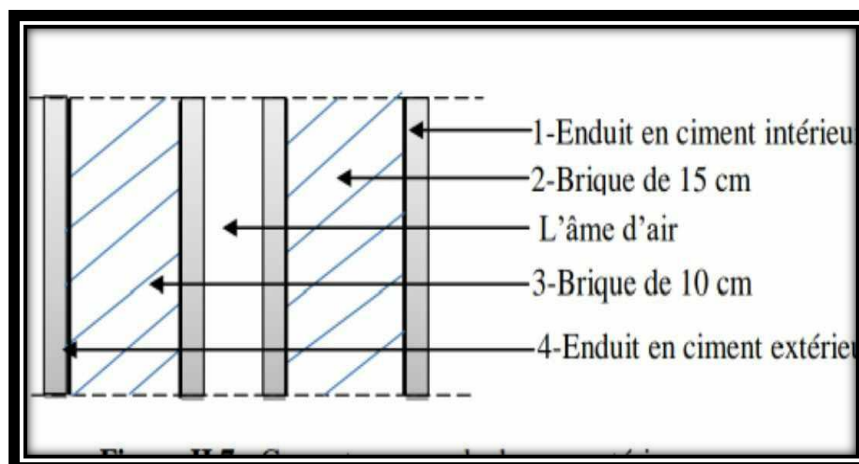


Figure. I-12 : coupe transversale du murextérieur

N	Désignation	Ep (cm)	Poids volumique (KN/m ²)
1	Enduite intérieure en ciment	0.02	0.24
2	Brique creuse	0.15	1.35
3	Brique creuse	0.10	0.9
4	Enduite extérieure en ciment	0.20	0.24
			$\Sigma=2.73$

G (KN/m²)	5.15
-----------------------------	-------------

Tableau. I-5 : descente des charges du balcon

❖ **Murs intérieurs (simple parois) :**

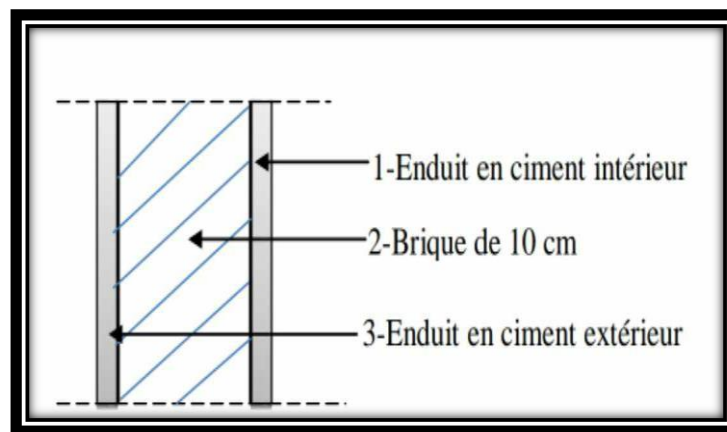


Fig. I-13 : coupe transversale du mur intérieur

N	Désignation	Ep (cm)	Poids volumique (KN/m ²)
1	Enduite extérieur en ciment	0.02	0.24
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Enduite intérieure en ciment	0.02	0.24
			$\Sigma=1.38$

G (KN/m²)	5.15
-----------------------------	-------------

Tableau. I-6 : descente des charges du balcon

I.5.5.Escalier :

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marche ou gradins conçu pour que les utilisateurs puissent le parcourir en toute sécurité et avec un minimum d'effort.

Les caractéristiques d'un escalier :

- 1) Giron : largeur de la marche.
- 2) Emmarchement : largeur d'escalier.
- 3) Paillasse : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- 4) Palier : partie du plancher.
- 5) Contre marche : partie verticale de la marche.

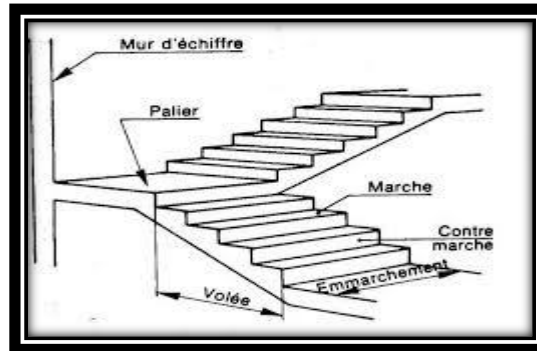


Figure. I-14 : schéma d'un escalier

I.5.5.1 pré dimensionnement des escaliers :

Pour passer facilement d'un étage à un autre, on prend « h » entre 14 et 20cm :

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

Et « g » entre le 22 cm et 33 cm.

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

Pour vérifier que la condition convient on utilise la formule empirique de « BLONDEL » :

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

On prend $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$.

On obtient :

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}(\text{C.V}).$$

Donc finalement : $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$.

- **Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H_e}{H} = \frac{306}{17} = 18 \rightarrow (9 \text{ contre marche par volée})$$

.

- **Nombre des marches :**

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

- **Longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g * \left(\frac{n}{2} - 1\right) = 30 * (9 - 1) = 240 \text{ cm}$$

- **Calcul d'épaisseurs du palier :**

$$\frac{l}{20} \leq e \leq \frac{l}{15} \rightarrow \frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15} \rightarrow 12\text{cm} \leq e \leq 16\text{cm}.$$

On prend : « e=12cm » pour le palier.

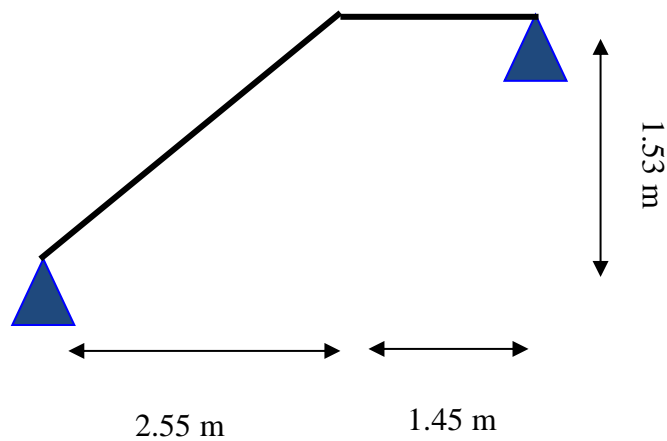
- **Calcul d'épaisseurs du paillasson :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{240}{30} \leq e \leq \frac{240}{20} \rightarrow 8\text{cm} \leq e \leq 12\text{cm}.$$

On prend : « e=12cm » pour le paillasson.

- **Calcul de l'inclinaison de paillasson :**

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0.567 \text{ donc } \tan^{-1} \alpha = 29.53^\circ$$



I.5.5.2.évaluation des charges et surcharges des escaliers :

a) Palier :

N	Désignation	Ep (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	22	0.44
3	Poids propre du palier	10	25	2.5
4	Enduit en platre	2	12	0.24
				Σ=3.62

G (KN/m²)	3.62
Q (KN/m²)	2.5

Tableau. I-7 : évaluation des charges et surcharges pour un palier.

I.5.6.les poteaux :

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

Les conditions de la vérification solen RPA/V2003 sont : (RPA V2003 ART 7.4.1) [3]

- $\min(a; b) \geq 25\text{cm zone 1et2}$
- $\min(a; b) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$

Avec :

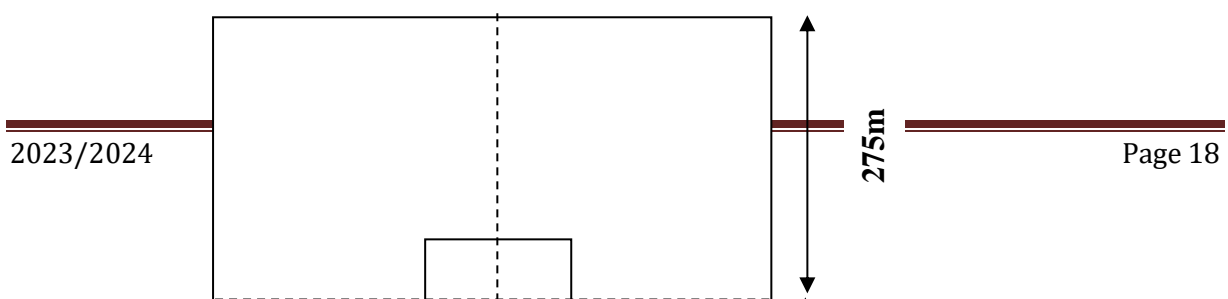
b : la largeur du poteau

h : hauteur du poteau

h_e : hauteur libre d'étage.

La partie du poteau le plus sollicité est utilisée pour calculer :

- ✓ Surface soutenue par le poteau le plus défavorable :



$$S = (190 + 180) \times (275 + 190) = 17.205m^2.$$

✓ Il est supposé que la charge moyenne est de : $1t/m^2$.

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

Avec :

- N_u : effort normal ultime.
- Q : charge moyenne répartie de $1t/m^2$.
- n : nombre d'étage (plancher).

AN :

$$N_u = 1 \times 17.205 \times 5 = 86.025 t$$

$$N_u = 0.86025 MN$$

➤ section réduite (B_r) :

Selon les règles du B.A.E.L.91 :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left(\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s}\right)}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux.

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \beta = 0.85 \left(\frac{\lambda}{1500}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda = 35$ d'ou $\beta = 1.2$

AN :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{bc}}{\gamma_b \times \theta}$$

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{B_r} = 1\% \\ f_{bc} = 14.17 \text{MPa} \\ \gamma_s = 1.15 \\ f_e = 400 \text{MPa} \end{array} \right.$$

AN :

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 0.86025}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \frac{1 \times 400}{100 \times 1.15}} = 552.002 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02) \geq 552.002 \text{ cm}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{552.002} + 0.02$$

$$a = b = 25.5 \text{ cm}$$

On prend $a=b=30$ cm.

➤ Calcul de section suivant RPA99/V2003 :

$$\frac{N_u}{0.3 f_{c28}} \leq 13$$

$$B \geq \frac{0.86025}{0.3 \times 25} = 0.1147 \text{ m}^2$$

$$b = a \geq \sqrt{0.1147} = 0.3386 \text{ m}$$

On prend $a=b=30$ cm

❖ Vérification des conditions du RPA99/V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \quad C.V \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{380}{20} = 19 \quad C.V \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \quad C.V \end{array} \right.$$

❖ Vérification du poteau au flambement :

➤ Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

➤ Rayon de giration i_x ; i_y .

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{ab}} = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8.66 \text{ cm}$$

➤ Elancement mécanique (x,y):

$$l_f = K \times h_0$$

Avec :

L_f : longueur de flambement.

h_0 : 3.80m

K : 0.7 pour le poteau d'un bâtiment à étage multiples.

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} = \frac{0.7 \times 3.80}{0.0866} = 30.72$$

Donc :

$$\lambda_x = \lambda_y = 30.72 < 50 \text{ CV}$$

I.5.7.les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, qui ont pour rôle de supporter les charges verticales dues au plancher, poutrelle, et les charges horizontales dues aux séismes. Il y a deux types de poutres :

- Les poutres principales.
- Les poutres secondaires (chainage).

I.5.7.1 pré dimensionnement des poutres :

➤ D'après le B.A.E.L.91[1] on a :

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

Avec :

- L_{max} : la plus grande portée entre les axes des poteaux. (BAEL B.6.1.1) [1]

Chapitre I: Présentation du projet, caractéristiques des matériaux, pré dimensionnement et descente des charges

- h : Hauteur de la poutre.

❖ Les poutres principales : $L=5.50m$

Donc :

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \rightarrow 33.66 \leq h \leq 55$$

Alors : $h=45cm$.

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.8 \times 45 \rightarrow 13.5 \leq b \leq 36$$

On prend : $b=30cm$.

Les vérifications d'après le RPA99/V2003 [3] :

✓ $b \geq 25cm \rightarrow 30cm \geq 25cm$ CV.

✓ $h \geq 30cm \rightarrow 45cm > 30cm$ CV.

✓ $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1.5cm < 4cm$ CV.

❖ Les poutres secondaires : $L=380cm$.

Donc :

$$\frac{380}{15} \leq H \leq \frac{380}{10} \rightarrow 25.33 \leq H \leq 38$$

Alors :

On prend : $h=35cm$.

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.8 \times 35 \rightarrow 10.5 \leq b \leq 28$$

On prend : $b=25cm$.

Pour des raisons architecturales On adopte une section de $(40 \times 30) cm^2$

D'après le RPA99/V2003 [3] :

✓ $b \geq 25cm \rightarrow 30cm > 25cm$ CV

✓ $h \geq 30cm \rightarrow 40cm > 30cm$ CV

$$\frac{h}{b} < 4 cm \rightarrow 1.33cm < 4cm$$

I.5.8.les voiles :

Les voiles sont utilisées pour protéger une structure contre les perturbations horizontales causées par le vent et les tremblements de terre.

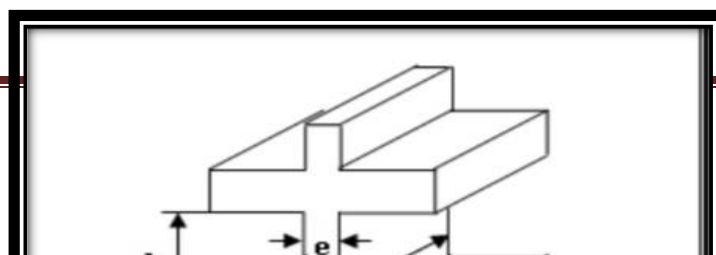


Fig. I-15 : coupe de voile

Notre bâtiment est réaliser à Ain Temouchant, et selon RPA99V2003 il est classé dans la zone IIa. Vue de la hauteur totale du bâtiment est important donc d'après le l' RPA99 [3], il est indispensable de contreventer notre structure par des voile.

Le RPA99/V2003 considère comme voiles de contreventement, les voiles qui répondent aux exigences suivantes : (RPA99/2003 ART 7.7.1) [3]

$$\begin{cases} L > 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

Avec :

L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur des voiles ($a_{\min}=15\text{cm}$).

h_e : la hauteur libre d'étage.

➤ **Epaisseur :**

$$\begin{cases} h_e = 306 - 20 = 286\text{cm} \\ a \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{cm} \text{ pour RDC et les étages} \end{cases}$$

On prend $a=15\text{cm}$ pour chaque niveaux.

➤ La longueur :

$$L > 60\text{cm}$$

Niveaux	Epaisseur a (cm)	Longueur L_{\min} (cm)
RDC	15	60
Les étages courant	15	60

Tableau. I-8: dimensions des voiles de contreventements

En résumé :

Chapitre I: Présentation du projet, caractéristiques des matériaux, pré dimensionnement et descente des charges

- ✓ Terrasse inaccessible : $1.35G + 1,5Q = (1.35 \times 5,73) + (1,5 \times 1) = 9,26 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Étage courant : $1.35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,34) + (1,5 \times 1,5) = 9,46 \text{ KN/m}^2$

I.6.conclusion :

Dans ce chapitre, les caractéristiques des matériaux, le pré dimensionnement des éléments résistant ainsi que les descentes de charges ont été présenté, pour mener par la suite dans le chapitre suivant le calcul sismique du bâtiment objet du présent travail.

Chapitre II:

Étude dynamique de la structure

II.1 Introduction :

Étant donné que l'activité sismique peut survenir à tout moment et causer des dégâts humains et matériels, Il important que la structure soit conçue et construire d'une certaine manière suffisamment solide pour résister aux chocs sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismique.

Le but de ce chapitre est de défini un modèle structurel pour vérifier les conditions et les normes de sécurité Spécifiées dans les règles parasismiques Algériennes **RPA99/V2003**, et en fait aussi un ferrailage des éléments poteaux-poutres .

II.2 Étude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure est une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civil dans une zone sismique (zone dans notre cas IIa) ou éventuellement soumis a des actions accidentelles (vent, explosions...). L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

II.3 Les méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 de RPA99/V2003, les forces sismiques peut être déterminées par trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

II.3.1 la méthode statique équivalent :

a) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système des forces fictives dont l'effet est considérés équivalent à ceux de l'action sismique considérés dans les deux sens orthogonaux.

b) Modélisation :

- Le modèle de bâtiment utilisé dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontal par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de section non fissurées pour la structure en béton armé ou en maçonnerie.
- seul le mode fondamental de vibration de la structure est á considérer dans le calcul de la force sismique total.

c) Condition d'application :

D'après le RPA99/V2003, La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- A- Le bâtiment ou le bloc étudié satisfaisait ou conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.
- B- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions en hauteur énoncées B. Les conditions complémentaires suivantes :

Zone I	Tous groupes
Zone II	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Groupe d'usage 3 ✓ Groupe d'usage 2, Si la hauteur $h \leq (7 \text{ niveaux ou } 23\text{m})$ ✓ Groupe d'usage B1, Si la hauteur $h \leq (5 \text{ niveaux ou } 17\text{m})$ ✓ Groupe d'usage A1, Si la hauteur $h \leq (3 \text{ niveaux ou } 10\text{m})$
Zone III	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Groupes d'usages 2 et 3, Si la hauteur $h \leq (5 \text{ niveaux ou } 17\text{m})$ ✓ Groupe d'usages B1, Si la hauteur $h \leq (3 \text{ niveaux ou } 10\text{m})$ ✓ Groupe d'usages A1, Si la hauteur $h \leq (2 \text{ niveaux ou } 08\text{m})$

Tableau II-1 : les conditions complémentaires d'application de la méthode statique équivalent

II.3.2 la méthode d'analyse modale spectrale :**a. Principe :**

Par cette méthode, Nous recherchons pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure Par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont ensuite combinés selon la combinaison la plus adaptée convient pour obtenir la réponse totale d'une structure.

b. Modélisation :

Modèle tridimensionnel. Encastré à la base.

c. conditions d'application de la méthode d'analyse Modale spectrale :

Selon le RPA99/V2003, La méthode d'analyse modale spectrale, peut être utilisée dans tous les cas, Et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalent n'est pas permise.

II.3.3 la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes, peut être utilisée au cas par cas par une personne qualifiée ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de Comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

II.4 le système de contreventement :

Le type de système de contreventement est mixte constitué par un des poteaux poutres formant des portiques étagés, et des voiles sur les deux sens.

II.5 la classification de l'ouvrage selon le RPA99/V2003 :

Notre ouvrage implanté à la wilaya de Ain-Temouchent, Donc en zone IIa, Et le bâtiment est à usage d'habitation collective, donc il est classé dans le **groupe 2**, Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site ferme **S2**.

II.6 choix de la méthode de calcul :

Après la vérification des conditions de chaque méthode, On va utiliser la méthode statique équivalente..

II.6.1 méthode statique équivalente :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions par la formule suivante : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$ (RPA99/V2003 Art 4-2-3) [3]

Avec :

- A : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4-1 de RPA99/V2003)[3].
- D : facteur d'amplification dynamique.
- Q : facteur de qualité (tableau 4-4 de RPA99/V2003)[3].
- R : coefficient de comportement (tableau 4-3 de RPA99/V2003)[3].
- W : poids total de la structure.

Les paramètres cités dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓ **coefficient d'accélération de la zone A :**

D'après la classification sismique des wilayas : Ain-Temouchent : **Zone IIa**. Usage d'habitation collective d'importance moyenne : **groupe d'usage 2**. Donc à partir de tableau (4-1) [3] : **$A = 0,15$** .

✓ coefficient de comportement **R** : [3]

Dans le cas de notre projet, ont adapté un système de contreventement mixte assuré par des portiques et des voiles avec interaction : **R=5** (tableau 4-3 RPA99/2003).[3]

✓ facteur d'amplification dynamique moyen **D** :

Le facteur d'amplification dynamique moyen « D », fonction de la catégorie de site, du facteur correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T_1 \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :[3]

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

ξ : le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissage :

Valeurs de T1 et T2			
	portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	7

Tableau. II-2 : valeur de ξ (%) (T 4.2 p38) [3]

Pourcentage d'amortissement Critique : $\xi= 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,88 > 0,7 \quad CV$$

T : la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T H_N^{\frac{3}{4}} [3]$$

Avec :

✓ H_N : hauteur mesuré en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau (N) :

$$H_N = 3,06 \times 5 = 15,3 \text{ m}$$

✓ C_T : coefficient fonction de système de contreventement, du type de remplissage :

A partir de tableau (4-6) : $C_T = 0,05$.

Tableau. II-3 : valeur Du coefficient C_T (T.4.6 p 45) [3]

Le système de contreventement	C_T
Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0.085
Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulaire et des murs en maçonnerie	0.050

T_1 et T_2 : Période caractéristiques associée à la catégorie de site et donnée par le tableau (4-7) : Pour notre site ferme (S2) : $T_1=0,15$ s Et $T_2=0,45$ s

Valeurs de T_1 et T_2				
site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T₂	0.3	0.45	0.5	0.7

Tableau. II-4 : Valeurs de T_1 et T_2 (T.4.7p45) [3]

Critères	Q	
	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau. II-5 : valeur Du coefficient (T.4.4 p44) [3]

D : la dimension de bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considère

D_x : dimension du bâtiment suivant « X » → $D_x=29.6\text{m}$.

D_y : dimension du bâtiment suivant « Y » → $D_y=18.05\text{m}$.

Suivant X :

$$T_x = \frac{0.09 \times H_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 15.4}{\sqrt{29.6}} = 0.254s$$

Suivant y :

$$T_x = \frac{0.09 \times H_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 15.3}{\sqrt{18.05}} = 0.32s$$

Donc :

$$T = \min(T, T_x, T_y) = \min(0,38 s, 0,25 s, 0,32 s).$$

$$\text{Donc : } D = 2,5\eta. \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5 \times 0,88 = 2,2$$

✓ **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité « Q » est déterminé par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

Avec :

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (Q) est satisfaisant ou non

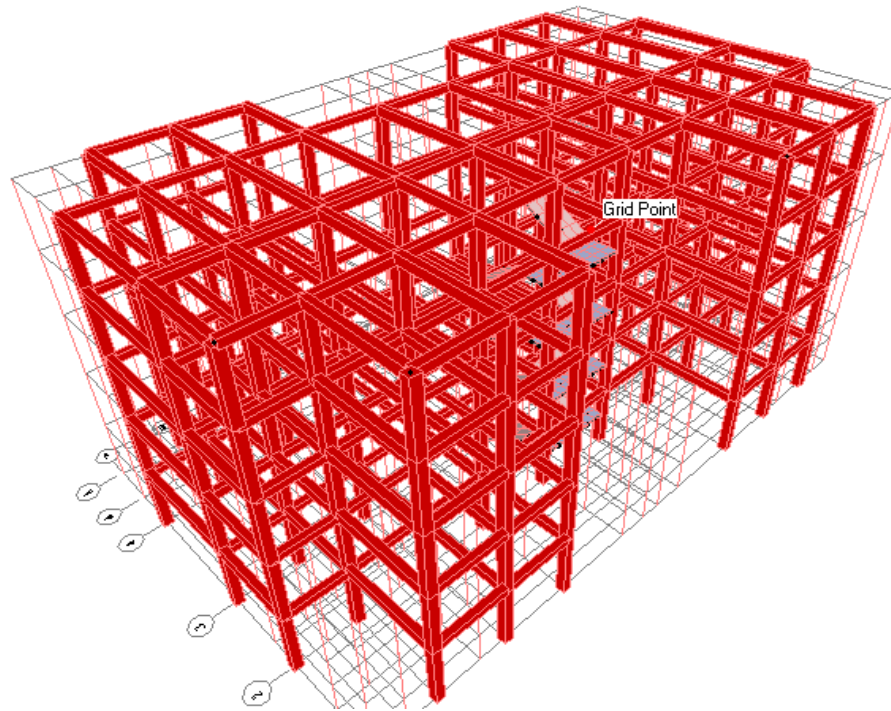
La valeur de Q est donnée par le tableau suivant :

$$Q_x = Q_y = 1 + \sum_1^6 p_{qx} = 1 + (0.05 + 0.05) = 1.1$$

➤ **Modélisation de la structure :**

L'étude de la réponse dynamique d'une structure (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel. Le logiciel utilisé est le SAP2000 pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage ce qui permet de simplifier suffisamment les calculs, on a :

- Les poteaux et les poutres : élément barre type poteau et poutre.
- Voiles : élément (voile).
- Condition d'appui : encastrement à la base.
- Les planchers : élément (diaphragme).
- Type de maillage : normal.

**Figure II-1 : modélisation de la structure**

Mode	Période (sec)
1	0,914
2	0,886
3	0,867
4	0,304
5	0,294
6	0,291
7	0,08182
8	0,177
9	0,176
10	0,133
11	0,131
12	0,130

Tableau II-6 : les périodes avant la disposition des murs voile

Remarque :

La période ne vérifié pas les conditions du RPA donc il faut mettre des voiles.

➤ **Disposition des voiles :**

La structure modélisée par le logiciel SAP2000 a été renforcée par des voiles pour chaque position et après chaque changement de la longueur des voiles ou bien carrément de ces positions, on note la valeur de la période propre. Plusieurs essais de disposition des voiles ont été testés et on a opté pour la disposition qui suit, mais toujours en respectant les exigences du RPA.

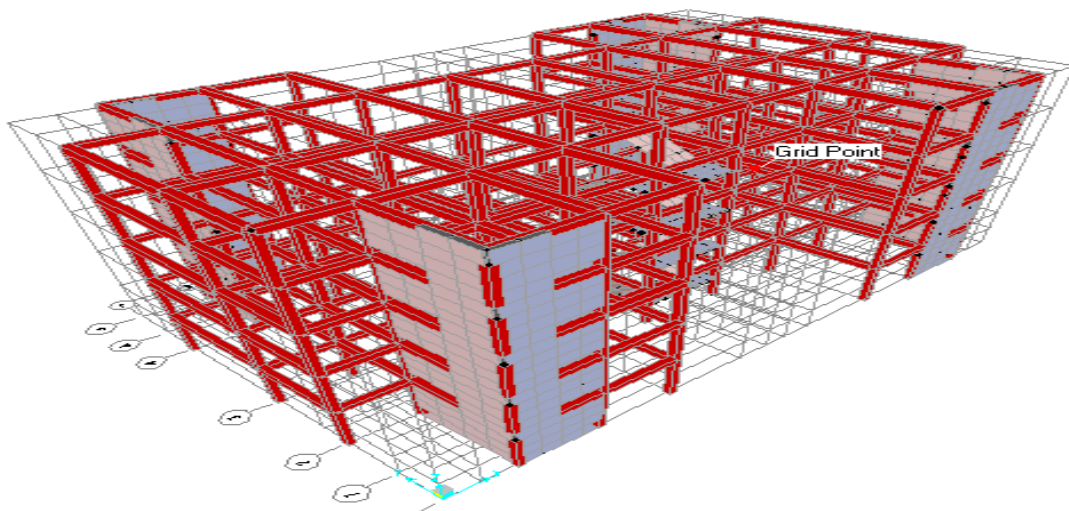


Figure II-2 : disposition des murs voile.

Mode	Période (sec)
1	0,33
2	0,27
3	0,18
4	0,085
5	0,085
6	0,083
7	0,08
8	0,076
9	0,075
10	0,071
11	0,070
12	0,070

Tableau II-7 : les périodes après la disposition des murs voiles

Selon le **RPA99V2003**, la valeur de T calculé ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empirique.

$$T = 0,254 \text{ sec} \times (1,3) = 0,33 = 0,33 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{verifier}$$

✓ **le poids total de la structure w :**

Le poids total de la structure est égale la somme des poids W_i calculé à chaque niveau « i ».

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_G : le poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre type : bâtiment d'habitation ($\beta = 0.2$).

cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.2
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.3
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.4
3	Entrepôts, hangars	0.5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.6

Tableau II-8 : valeurs du coefficient de pondération β (T.4.5 p44) [3]

Pour calculer le poids des différentes couches (W_i) de la structure, la masse est calculée par logiciel SAP2000.

Le poids total de la structure $W_T=22589.559t$

Vérification des modes :

D'après les résultats de SAP2000 en constate que :

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx')
- Le deuxième est une translation suivant l'axe (yy')
- Le troisième mode de torsion.

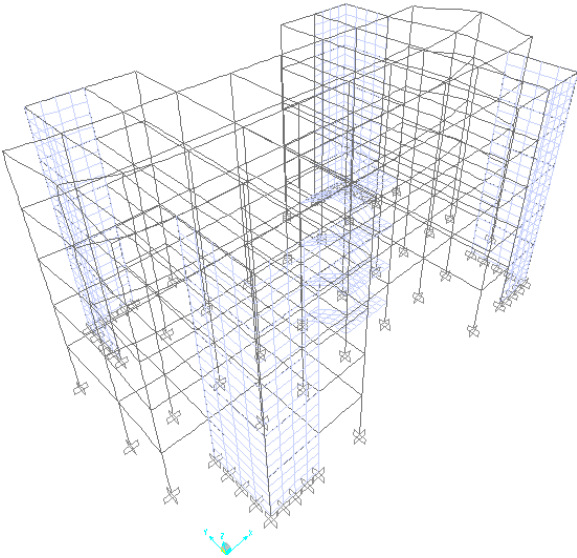


Figure II-3: mode 1

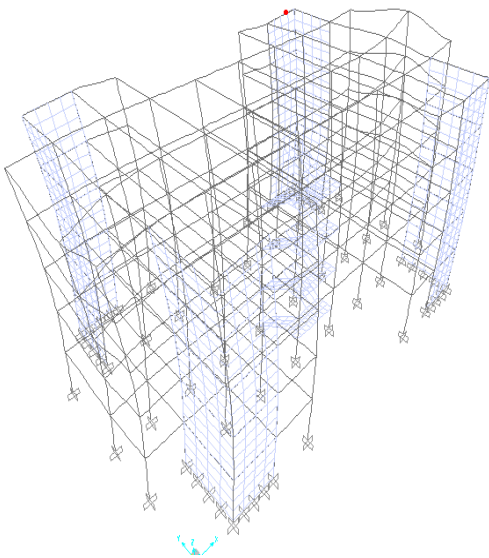


Figure II-4 : mode 2

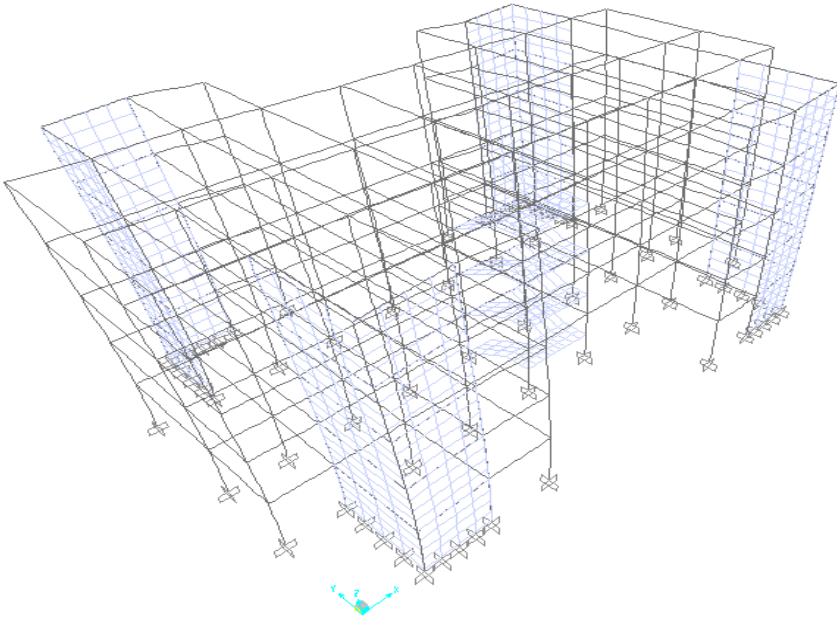


Figure II-5 : mode 3

Calcul de l'effort sismique équivalent à la base :

Résumé les résultats :

Paramètres	Résultats
A	0,15
D	2,2
Q	0,15
R	5
W	22589.559t

Tableau II-9 : les résultats des paramètres de V

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q \times W_T}{R} = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.1 \times 22589,559}{5} = 1640.004KN$$

II.7. Étude poteau poutre ;

Dans cette partie on va utiliser les résultats du sap2000, pour déterminer le ferrailage des éléments résistants

Le ferrailage sera fait conformément aux règles **CBA93**, **BAEL.91** et le **RPA99V2003** :

- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple

II.7.1 L'étude des poteaux

• Calcul du ferrailage :

a) Armatures longitudinales : (RPA/2003 A.7.5.2.1) [3]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de : $A_{\min} = 0,8\% \times$ Section du béton (Zone IIa)
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : $A_{\max} = 4\% \times$ Section du béton (Zone courante) $A_{\max} = 6\% \times$ Section du béton (Zone de recouvrement)
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zoneIIa).

a. Les armatures transversales : (RPA/2003 ART A.7.4.2.2) [3]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de rupture).

t : espacement des armatures transversales.

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi l; 15cm)$.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi l$

Φ : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale ($\frac{A_t}{b_1 \times t}$) est donnée par :

- ❖ 0.3% si $\lambda_g \geq 5$
- ❖ 0.8% si $\lambda_g \leq 3$
- ❖ $3 < \lambda_g < 5$ par interpolation avec $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right)$

a et b : les dimensions de la section du poteau

L_f : longueur de flambement $\rightarrow L_f = 0.7l_0$

l_0 : hauteur libre d'étage.

Ferraillage des poteaux (30*30) :

• armatures longitudinales :

❖ ELU :

$M_u = 38.778 \text{ KN.m}$, $N_u = 582.206 \text{ MPA}$ $b = 30 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $d = 0.9h$, $d' = 0.1h$, $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$,
 $\gamma_s = 1.15$, $\gamma_b = 1.5$ $F_{bc} = 14.17 \text{ MPA}$, $\sigma_{st} = 347.82 \text{ MPA}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{38.778}{582.206}$$

Donc :

$$e = 0.066 \text{ m}$$

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

$$e_a = 0.066 + \frac{0.3}{2} - 0.03$$

$$e_a = 0.186m$$

▪ **Moment fictive :**

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$M_a = 582.206 \times 0.186$$

$$M_a = 108.29KN.m$$

▪ **Vérification du domaine :**

$$N_u \times (d - d') - M_a = 0.0314$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 \times f_{bc} = 0.0765$$

1 < 2 : domaine 2 : section est partiellement comprimée avec armature inférieurs tendues.

▪ **Détermination du ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.10829}{0.30 \times 0.27^2} = 0.349 < 0.392$$

- Section à simple armature.
- Les armatures supérieures $A_2=0$.
- Les armatures inférieures A_1 sont calculées par la formule. $A_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.349}) = 0.564$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = (1 - 0.4 \times 0.564) = 0.209m$$

$$\text{Donc : } A_1 = \frac{38.778 \times 10^{-3}}{347.83 \times 0.209} = 6.006 \times 10^{-4} m^2$$

▪ **Armature en flexion composée :**

$$A_s = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 6,006 cm^2$$

✓ **Section d'armature selon L'RAP99V2003 : [3]**

$$A_{min} = 8\% \times b \times a$$

$$A_{min} = 8\% \times 0.3 \times 0.3 = 7.2cm^2$$

✓ Section d'armature selon BAEL91 : [1]

$$A_{min} = 0.2 \times \frac{B}{100}$$

$$A_{min} = 0.2 \times \frac{(30 \times 30)}{100}$$

$$A_{min} = 1.8cm^2$$

- Les armatures finales :

$$A_f = \max(A; A_{BAEL}; A_{RPA})$$

$$A_s = \max(6; 7.2; 1.8)cm^2$$

On adapte : 4T16 avec section de $8.04cm^2$

• Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

$$V_u = 133.384KN$$

$$h_1 = 30cm.$$

$$f_e = 400MPA$$

Coefficient correcteur qui tient compte du mode rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = 7.14 > 5 \text{ donc } \rho = 2.5$$

t: espacement entre les armatures transversales telle que :

✓ **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi l; 15cm)$$

On adoptera $t=10\text{cm}$

✓ **Zone courant :**

$$t' \leq 15\phi l$$

On adoptera $t=10\text{cm}$

$$A_t = 10 \times \frac{2.5 \times 133.383 \times 10^3}{300 \times 400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

▪ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$$5 < \lambda_g = 7.14 ; A_{tmin} = 0.3\%(t \times b) = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{tmin}) = 2.77 \text{ cm}^2$$

Donc on adapte **4T10=3.14 cm²**

II.7.2. Étude des poutres :

a) Armature longitudinales : (RPA A.7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section total du béton.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

b) Armatures transversales : (RPA)

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$.
- L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ ».
 - En dehors de la zone nodale l'espace doit être de « $S \leq h/2$ ».

Ferraillage des poutres (30*45) :

❖ ELU :

• **armatures longitudinales :**

- **Ferraillage en travée :**

$$M_u = 75.511 \text{ KN.m}, b = 30\text{cm}, h = 45\text{cm}, d = 0.9h, d' = 0.1h, f_{c28} = 25\text{MPa}, \gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$$

$$F_{bc} = 14.17\text{MPa}, \sigma_{st} = 347.82 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{75.511 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.3 \times 0.405^2} = 0.083$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.083}) = 0.104$$

$$Z = (1 - 0.4 \times 0.104) = 0.387m$$

$$A_1 = \frac{75.511 \times 10^{-3}}{348 \times 0.387} = 5.606cm^2$$

On adapte : 4T14 avec section de $6.16cm^2$

- **Ferraillage en appui :**

$M_u=94.3106$ KN.m, $b=30$ cm, $h=45$ cm, $d=0.9h$, $d'=0.1h$, $f_{c28}=25$ MPA, $\gamma_s=1.15$, $\gamma_b=1.5$
 $F_{bc}=14.17$ MPA, $\sigma_{st}=347.82$ MPA

$$\mu = \frac{94.3106 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.3 \times 0.405^2} = 0.102 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.102}) = 0.137$$

$$Z = 0.382m$$

$$A_1 = \frac{94.3106 \times 10^{-3}}{348 \times 0.382} = 7.09cm^2$$

On adapte : 4T16 avec section de $8.04cm^2$

▪ **condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)[1]**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47cm^2$$

$$\rightarrow A_{appui} + A_{travée} = 14.2cm^2 > A_{min} \dots C.V$$

▪ **Armatures minimales : (RPA/V2003 ART7.5.2.1) [3]**

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 45) = 6.75 cm^2$$

▪ **Armatures maximales : (RPA/V2003 ART7.5.2.1) [3]**

Zone courante :

$$A_{max} = 4\%(b \times h) = 4\%(30 \times 45) = 54 cm^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\%(b \times h) = 6\%(30 \times 45) = 81 cm^2$$

• **Armatures transversales : (RPA/V2003 ART A.7.5.2.1) [3]**

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

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

\emptyset_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre.

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 16\right) \text{ Donc : } \emptyset_t \leq 12.85 \text{ mm}$$

Donc on prend : $\emptyset_t = 10 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

▪ **calcul des espacements entre les armatures : (RPA/2003 ART A.7.5.2.1) [3]**

Selon le RPA99/V2003 on a :

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_{min}\right)$$

$$S_t = \min(11,25; 12) S_t = 11,25 \text{ cm}$$

On prend : 10 cm

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

Donc : $\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{cases}$

▪ **La section minimale des armatures transversales : (RPA/2003 ART A.7.5.2.1) [3]**

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

▪ **La longueur minimale de recouvrement :**

Pour : $\begin{cases} \emptyset l = 16 \text{ mm on a : } L_r = 40 \times \emptyset l = 64 \text{ cm} \\ \emptyset l = 14 \text{ mm on a : } L_r = 40 \times \emptyset l = 60 \text{ cm} \end{cases}$

II.8 Conclusion :

Dans ce chapitre la modélisation éléments finis de la structure a été abordée utilisant le code sap 2000. Un calcul linéaire utilisant la méthode statique équivalant a permis le calcul de ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre III:

Généralités sur le calcul

statique non-linéaire par la méthode

Pushover

III.1. Introduction :

La prévision et l'estimation des pertes sont un domaine de l'ingénierie parasismique, qui nous donne des informations sur les dommages possibles à la structure et les éléments qui seront affectés lors des futurs séismes.

L'évaluation des besoins et des capacités est essentielle dans la conception parasismique et l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes, cette nécessité exige l'utilisation des méthodes de calcul qui prennent en compte des exigences post-élastiques pour une meilleure protection contre les séismes. Pour cela les méthodes élastiques linéaires classique se sont révélées insuffisantes car elle pas proche de comportement réel de la structure, Un outil puissant pour une utilisation dans ce domaine est fournie par des courbes de capacité (fragilité, Push over) décrivant la probabilité d'atteindre ou de dépasser l'état de dommages causé par un séisme, c'est-à-dire programme d'analyse statique non linéaire.

III.2. la conception en performance :

La procédure de conception des structures qui se base en multi niveau ou critère n'est pas nouvelle. La conception aux états limites considère les niveaux : de service et ultime. Dans le cas du chargement sismique, le but déclaré des codes de construction est de produire des constructions capables d'achever les objectifs de performances suivantes :

- Résister à des séismes mineurs sans dommages significatifs.
- Résister à des séismes modérés avec des dommages réparables.
- Résister à des séismes majeurs sans effondrement.[5]

Mais comme la majorité des codes ne considèrent explicitement qu'un seul niveau (objectif) de performance, définit comme : Protection des occupants ; Pour les structures destinées à résister aux séismes modérés et mineurs qui peuvent être rencontrés durant la vie des constructions, ces critères ne sont pas spécifiés explicitement. Les séismes dans les espaces urbains ont montré que l'impact économique est très considérable donc le contrôles des dommages doit être mieux explicite en termes de considérations à prendre en compte durant la conception. Alors, durant ses dernières années, une nouvelle philosophie pour la conception des constructions a été discutée entre les communautés des ingénieurs, adoptant la philosophie de conception en performances « Performance Based Design ».[6]

III.3.les niveaux de performance :

Comme première étape de conception en performance, il faut définir un niveau d'endommagement acceptable dû à un séisme, ce qui est le but des codes de conception. Il n'y a pas un cadre général de ce niveau de dommage, mais il y'a quelques critères généraux acceptables pour la détermination des performances.[5]

1) Sécurité des vies (life safety) :

C'est le but fondamental, ces pertes sont usuellement causées par l'effondrement des composantes de la structure.

2) Réparation de l'endommagement (reparable damage) :

Ici, il faut faire la distinction entre dommage réparable et dommage structurel non réparable.

3) Effondrement évité (collapse prevention) :

Il consiste à éviter les pertes de vie et des biens, la structure peut engendrer un sérieux dommage durant un séisme majeur mais, elle doit rester debout après le mouvement de terre. Alors, la conception de plus qu'un niveau d'intensité d'attaque sismique doit être adopter comme une philosophie de base de la conception sismique.

En terme de déplacement, la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour supposé être lié à un certain niveau d'endommagement :[7]

Niveau de performance	Etat d'endommagement	Déplacement relatif
totalemment opérationnel, occupation immédiate	négligeable	< 0,2%
totalemment opérationnel, occupation immédiate	réparable	< 0,5%
Sécurité sur les vies	irréparable	< 1,5%
Pré ruine, sécurité limitée	sévère	< 2,5%
réunie		< 2,5%

Tableau III-1 : niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif[7]

III.4. La méthode d'analyse statique non linéaire « Pushover » :

III.4.1.définition de l'analyse Pushover :

Analyse Pushover ou « PUSHOVER ANALYSIS », est une procédure statique non linéaire simple et efficace qui peut remplacer les méthodes exactes complexes sous réserve d'être améliorée dans laquelle la structure subite 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. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure [8]

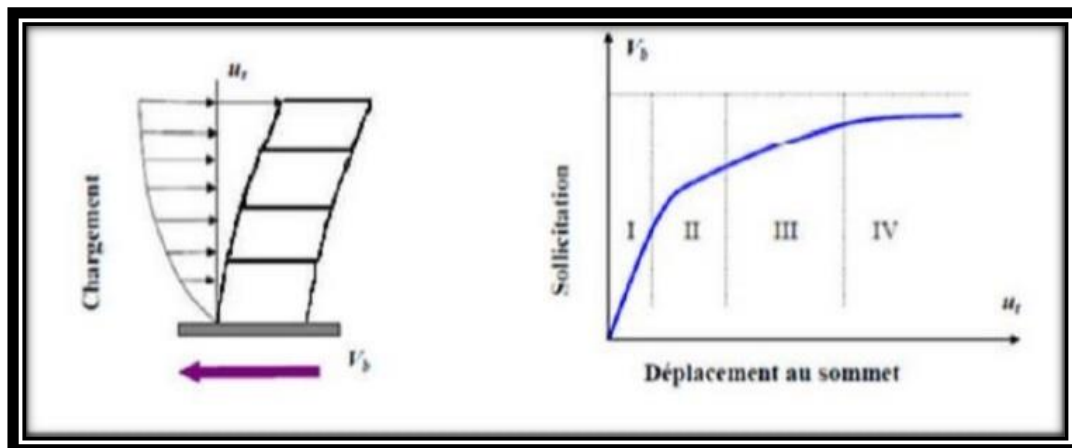


Figure III-1 : signification physique de la courbe de capacité [8]

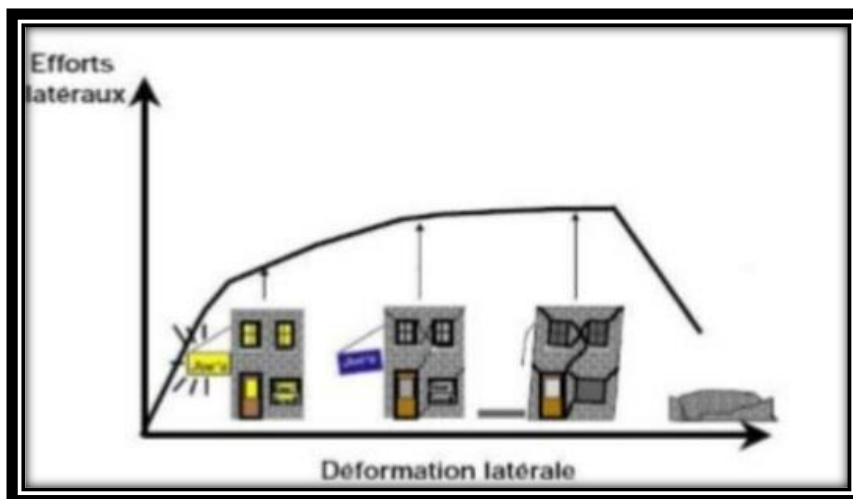


Figure III-2 : niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité[9]

- Niveau 1 : comportement élastique (non endommagement).
- Niveau 2 : un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- Niveau 3 : endommagement avancé (aucune capacité de résistance).
- Niveau 4 : effondrement de la structure.

III.4.2. origine de l'analyse Pushover:

L'analyse statique non linéaire "Pushover" est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure MDOF (multi-degré of freedom) qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent SDOF (single degré of freedom), (figure 2) et ce dernier fondamentalement contrôlé par un seul mode de vibration et la forme de ce mode reste constante pendant la durée du séisme.[10]

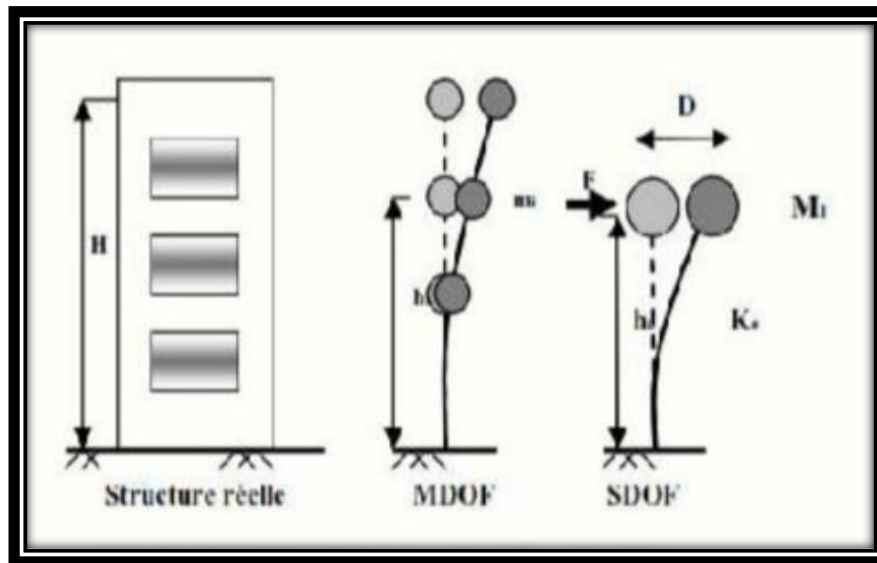


Figure III.3 : hypothèse de l'analyse pushover

III.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 les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- ❖ l'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- ❖ 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.
- ❖ les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- ❖ l'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.[11]

III.4.4. formulation de l'analyse Pushover :

L'hypothèse de base de cette méthode et le fait de rapporter les structures 3D ou 2D à un système à un seul degré de liberté (SSDDL), basée sur des recherches antérieures (Saiidi et Sozen 1981), qui ont démontrés que le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL), peut être approximativement égal à celui d'un

système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode.[12]

Pour un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL), L'équation différentielle du mouvement s'écrit comme suite :

$$[M] \times \ddot{x}_i + [C] \times \dot{x}_i + [Q] = -[M]\ddot{x}_g$$

Avec :

$[M]$: Matrice de masse.

$[C]$: Matrice d'amortissement.

$[Q]$: Vecteur des forces dans les niveaux d'étage de la structure.

\ddot{x}_i : L'accélération du sol.

Pour la représentation de la réponse du système à (SPDDL) sous forme d'une réponse d'un système à (SSDDL), l'équation différentielle du mouvement peut être exprimé par le vecteur propre $\{\emptyset\}$, Pour cela le vecteur de déplacement relatif (X) se manifeste sous forme :

$$X = \{Q\} \times x_i \quad (1)$$

L'équation différentielle du mouvement du système sera donc écrite comme suit :

$$[M] \times \{\emptyset\} \times \ddot{x}_i + [C] \times \{\emptyset\} \times \dot{x}_i + [Q] = -[M] \times \{I\} \times \ddot{x}_g \quad (2)$$

Le déplacement du système à un DDL équivalent, sera donné sous la forme :

$$x^* = \frac{\{\emptyset\}^T [M] \{\emptyset\}}{\{\emptyset\}^T [M] \{I\}} x_i \quad (3)$$

Avec :

$\{I\}$: Le vecteur Identité.

En multipliant l'équation (2) par $\{\emptyset\}^T$, et en utilisant l'équation (3), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^* \times \ddot{x}_i^* + C^* \times \dot{x}_i^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g$$

M^* , C^* , Q^* représentent les propriétés du système à 1DDL équivalent, elles sont données par :

$$M^* = \{\emptyset\}^T [M] \{\emptyset\}$$

$$Q^* = \{\emptyset\}^T Q$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{I\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}$$

Ayant calculé ces caractéristiques (M^* , C^* , Q^*), avec une connaissance de la forme du vecteur (ϕ), on peut déterminer la période élastique du système équivalent comme suite :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{x_i^* m^*}{f_y^*}}$$

Alors la courbe de capacité pour un système (SDOF) comme suite :

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2}$$

Γ est le facteur de participation modale.

d^* est le déplacement équivalent.

F^* est la force équivalente.

III.4.5. principe de la méthode Pushover :

L'analyse en poussée progressive (push-over) est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes d'effondrement commencent à apparaître dans la structure, les résultats de cette analyse sont représentés sous formes de courbes qui relient les efforts tranchants à la base en fonction du déplacement de la structure[13]

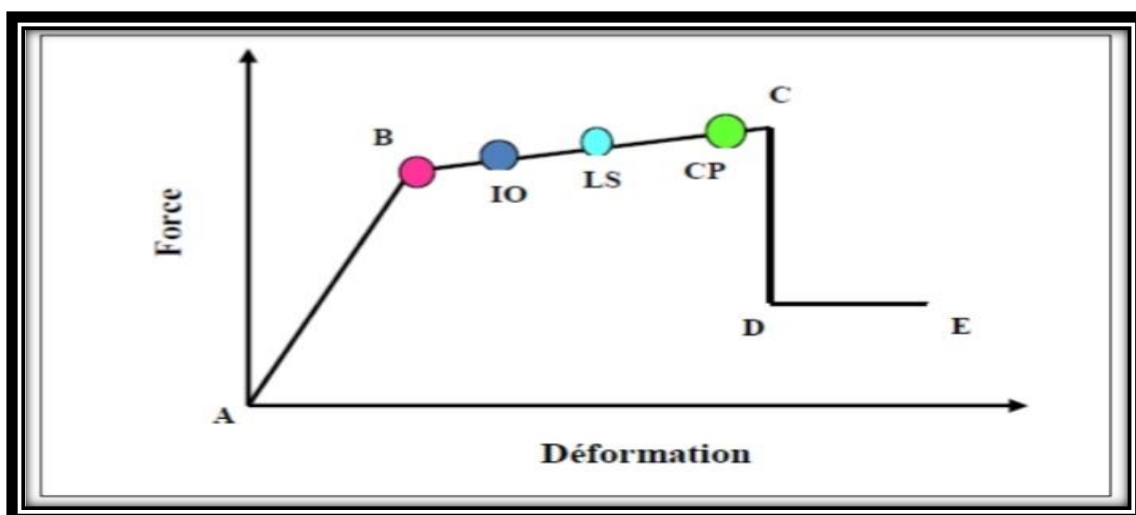


Figure III-4 : loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.[14]

- ✓ L'analyse Pushover est utilisée généralement pour se référer aux procédures statiques non linéaires appliquées pour évaluer la performance sismique des structures existantes,

aussi bien que la conception des nouveaux bâtiments. C'est un outil puissant pour la méthodologie de conception basée sur la performance, qui est présentée dans plusieurs.

- ✓ Sous l'action d'une charge incrémentale, certains éléments peuvent se plastifier progressivement. Par conséquent, pour chaque événement, la rigidité de la structure sera modifiée comme indiqué sur la figure précédente, où IO, LS et CP sont respectivement le début d'exploitation, l'état d'exploitation sécuritaire et l'état de dommage. Dans la Courbe force-déplacement, L'intervalle de l'activité plastique est divisé en trois niveaux:

IO (immédiate occupancy) : Plastification modéré.

LS (life safety) : Plastification moyenne.

CP (collapse prevention) : Plastification importante.

- ✓ L'analyse Pushover se base sur une théorie qui se traduit à convertir la réponse de notre structure à un système à un seul degré de liberté, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.[14]

III-5 courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. 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). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe». [15]

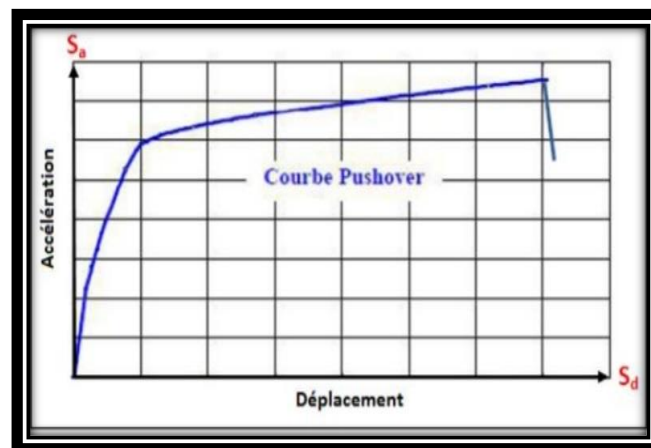


Figure. III-5 : courbe de capacité (S_a - S_d)

III.6 point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de la comparer à la charge d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise généralement des courbes "Spectre d'accélération S_a - Spectre de déplacement S_d ", les axes de la courbe de capacité

doivent être transformés pour la représenter dans le même repère avec le spectre. Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'Euro code 8, par exemple, permet de trouver un point de performance basé sur la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, en revanche, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas, il existe ce qu'on appelle un " point de performance " qui permet de prendre en compte plusieurs aspects de la réponse de la structure au séisme. En principe, ce point devrait correspondre au déplacement maximal qui serait obtenu par la méthode dynamique non linéaire temporelle.[16]

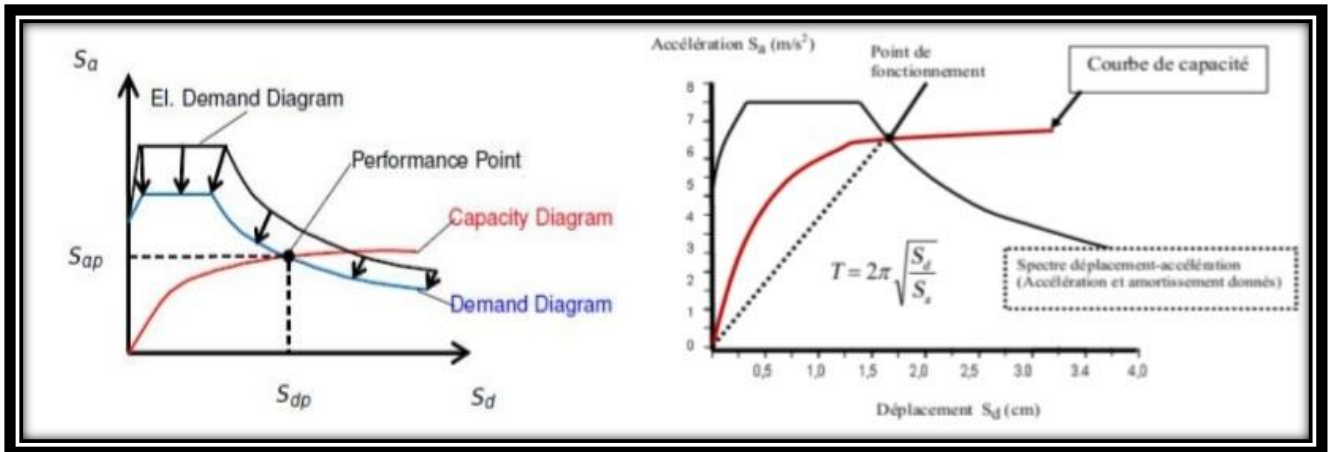


Fig. III-6 : point de performance correspondant au point d'interaction de la demande et de la capacité.[14]

III.7. les Rotule plastique :

Zones d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,..) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au-delà d'un seuil de sollicitation elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément. [17]

Les propriétés des rotules plastiques ont été utilisées pour exécuter l'analyse de push over. Pour définir les propriétés du joint à rotule par le concepteur, la procédure se fera par la détermination du courbe moment – courbure.

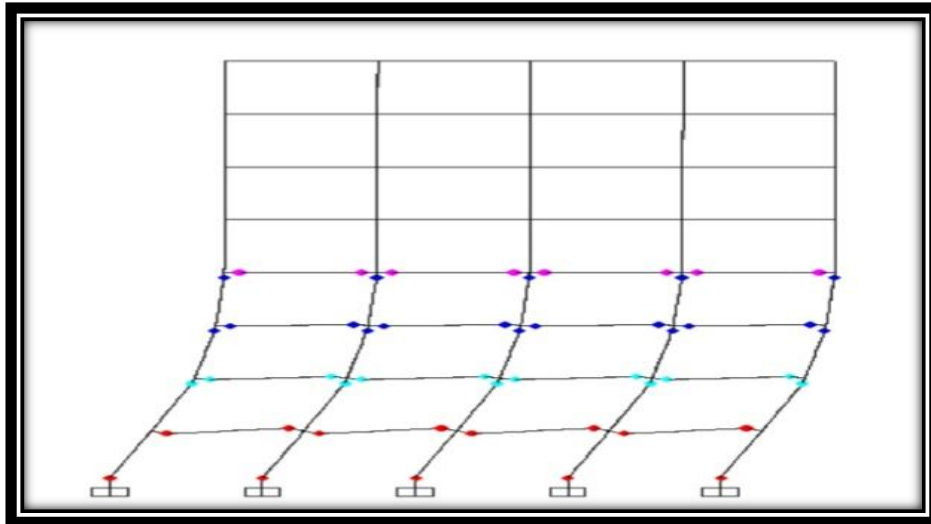


Figure. III-7 : plastification de la structure (les rotules plastiques)

III.8.conclusion :

Le méthode d'analyse statistique non-linéaire Pushover est une méthode de calcul utilisée spécifiquement pour évaluer des structures existantes, y compris l'imposition des charges sismiques sur la structure analyser, A partir de cette charge appliquée par étapes, le comportement non-linéaire de la structure peut être défini, La non-linéarité est introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement.

L'analyse Pushover est un outil puissant et très utile qui aide les ingénieurs de structure, pour évaluer et réaliser des études sur les performances sismiques des bâtiments existants et récents, et de recherche plusieurs options de renforcement des bâtiments existants.

Chapitre IV:

Application de la méthode

Pushover

IV.1 Introduction :

Dans le présent chapitre, l'application de la méthode Pushover sur le portique le plus sollicité de notre structure R+4 va être abordée. Les résultats obtenus vont être discutés et la courbe de capacité va être obtenue dans le but d'étudier le comportement du portique au-delà du domaine élastique.

IV.2 applications de l'analyse Pushover pour étudier le comportement non linéaire de la structure :

Les étapes à suivre pour déterminer la courbe de capacité utilisant la méthode pushover par le code élément fini SAP 2000 sont les suivantes :

IV.2.1 : les étapes de modélisation sap2000 de la méthode pushover :

IV.2.1.1 définition de ferrailage des poteaux, poutres :

Après avoir étudié notre bâtiment utilisant la méthode statique équivalente, le ferrailage des éléments résistants a été calculé.

Pour le cas de notre bâtiment, le calcul plastique a été mené sur le portique le plus sollicité, donc la deuxième modélisation est faite en 2D.

Les sections du ferrailage des éléments poteaux et poutres calculés dans le chapitre ..., sont introduites suivant les étapes qui sont présentées dans les figures ci-dessous :

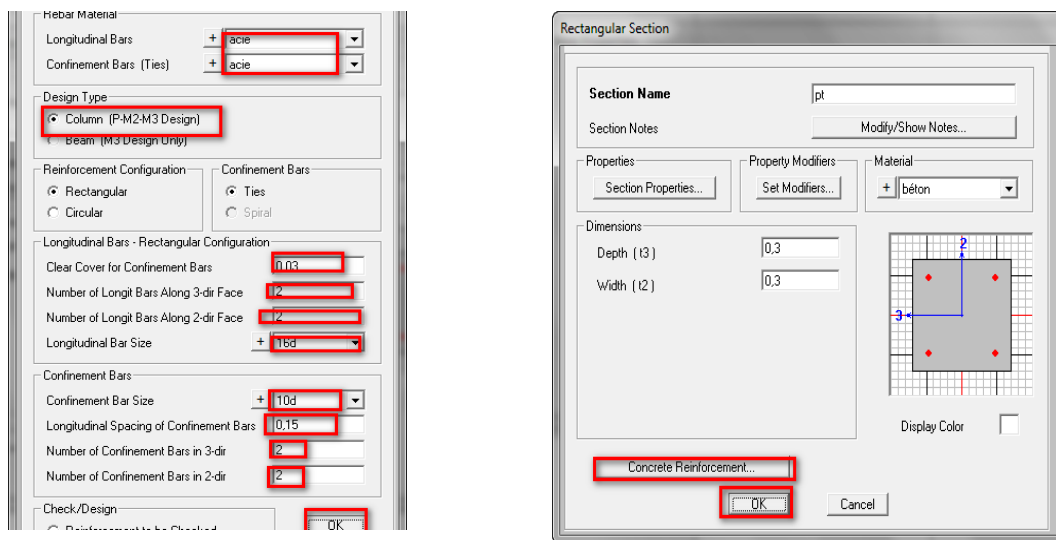


Figure IV-1 : les étapes de définition de ferrailage des poteaux

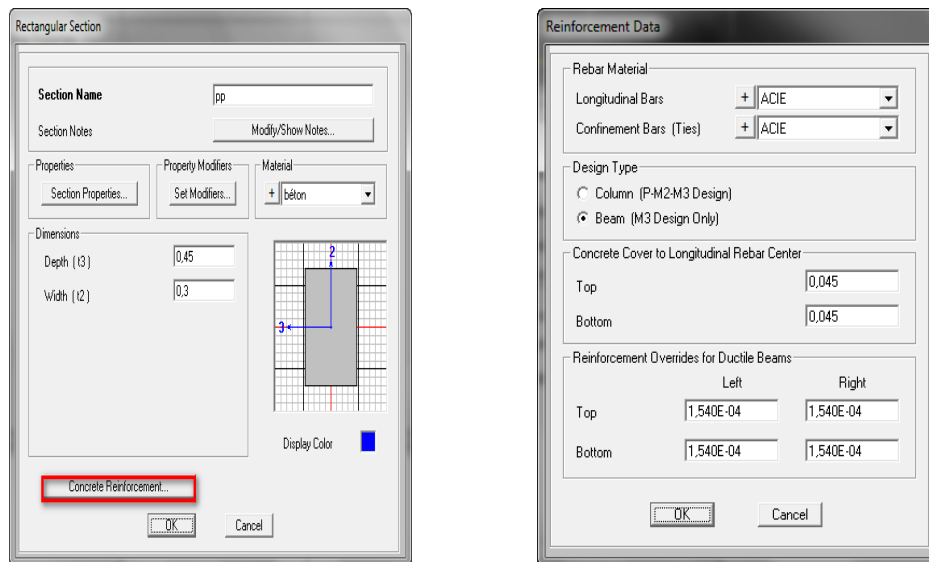


Figure IV-2 : les étapes de définition de ferrailage des poutres.

Remarque : pour l'élément poutre on a introduit La section d'armature trouvé au niveau des travées.

Le comportement non-linéaire des éléments est traduit par l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des sections susceptibles à se Plastifier.

IV.2.1.2 : Définition des rotules plastiques

Pour les poteaux, on a utilisé des rotules de type (P-M2 -M3) en suivant le chemin présentée ci-dessus.

Sélectionner les éléments (poteaux) →Assigne→ Frame→Hinge →Auto→. Table6-8(concrète columns- flexure) → P-M2 -M3.

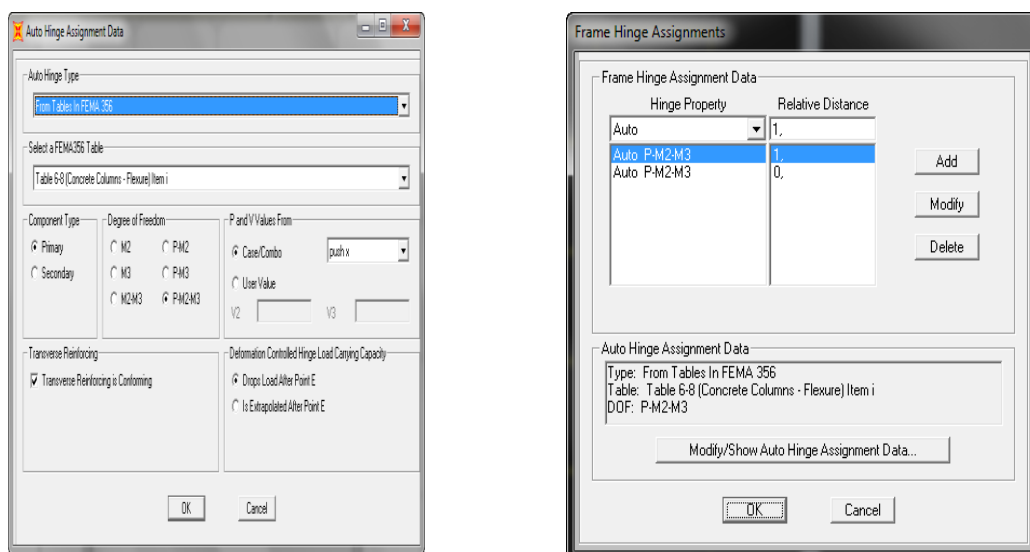


Figure IV-3 : introduction des rotules plastiques des poteaux

- Pour les poutres, on a utilisé des rotules de type (M3) en suivant le chemin présentée ci-dessous.

Sélectionner les éléments (poutres) →Assign→Frame→ Hinge →Auto→Table6-7 (concrète beams- flexure) →M3

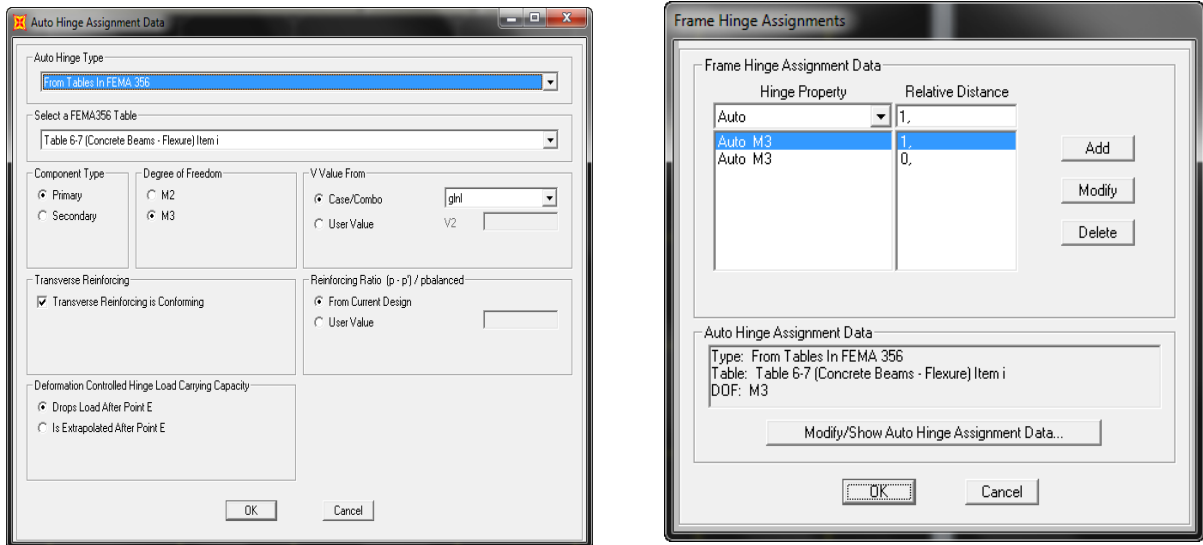


Figure IV-4 : affectation des rotules plastiques au niveau des poutres.

IV.2.1.3 : Définition du chargement de l’analyse Pushover :

Après la définition du comportement non-linéaire et l’introduction des rotules plastiques aux niveaux des éléments, on passe a la définition du chargement de l’analyse Pushover.

Pour notre étude, on adaptera une analyse en mode « Déplacement contrôle » c’est-à-dire que la structure subira une distribution de force latérale incrémentées de façon progressive jusqu’à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

▪ Définition de l’analyse sous charges gravitaires :

Cette analyse consiste à définir les charges gravitaires Dans le domaine non linéaire, le chemin pour y accéder est : Define→Load Cases →glnl (modify/ show load Case) →static nonlinear.

Le chargement présenté correspond à la combinaison suggérée par le RPA99V2003 pour la détermination des charges sismiques (G+0,2Q).

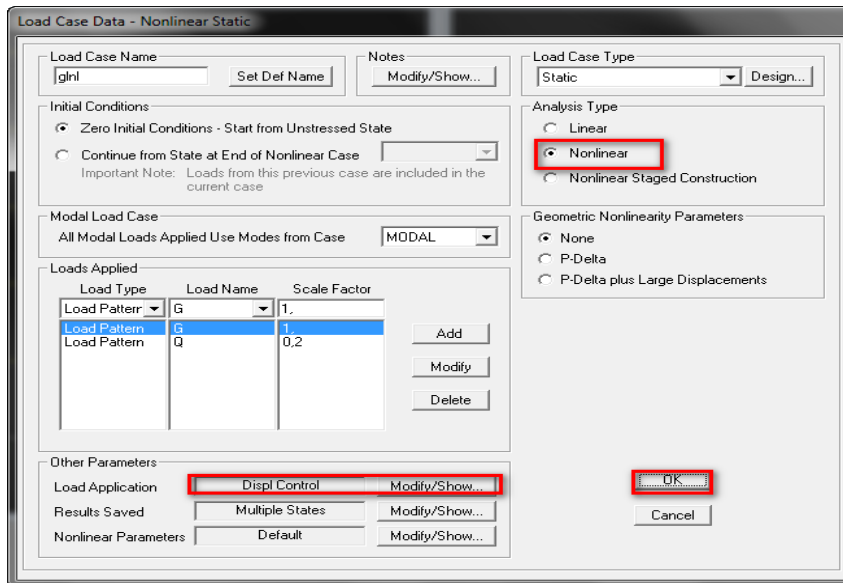


Figure IV-5 : définition du chargement de l’analyse pushover sous charges gravitaires

▪Définition de l’analyse sous charges horizontales :

Dans cette étape nous définissons l’analyse Pushover sous charges horizontales dans le sens xx’ (push x), le chemin emprunté est :

Define → Load Cases → pushxx (modify/ show load Case) →static nolinear.

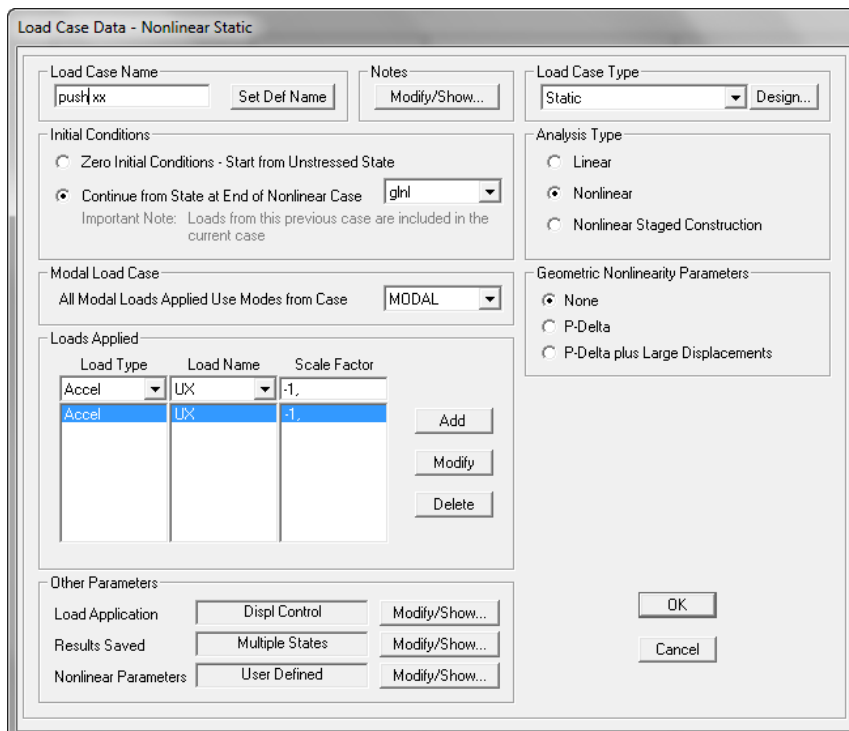


Figure IV-6 : définition du chargement de l’analyse pushover (sens XX)

- Finalement on lancer le calcul.

On clique sur analyse → (Run analyse)

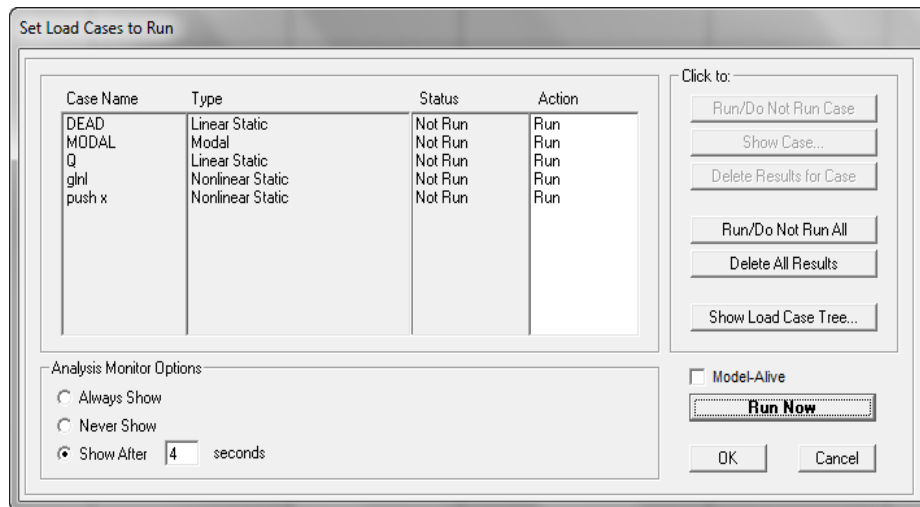


Figure IV-7 : exécution de l'analyse pushover

IV.3 : les résultats de l'analyse Pushover :

Dans cette partie on va exposer nos résultats issus de l'analyse Pushover, selon la direction (xx').

IV.3 .1 : la courbe de capacité de la structure :

La courbe Pushover ou la courbe de la capacité de portique étudié est le premier résultat de notre analyse, qui trace l'effort tranchant a la base de portique en fonction de déplacement au sommet. La courbe de capacité obtenue dans le sens (xx') est donnée par la figure (numéro de figure).

Pour visualiser la courbe de capacité en suivant ce chemin : Display → Show → static Push Over curve → Static Nolinear case → .poushe...

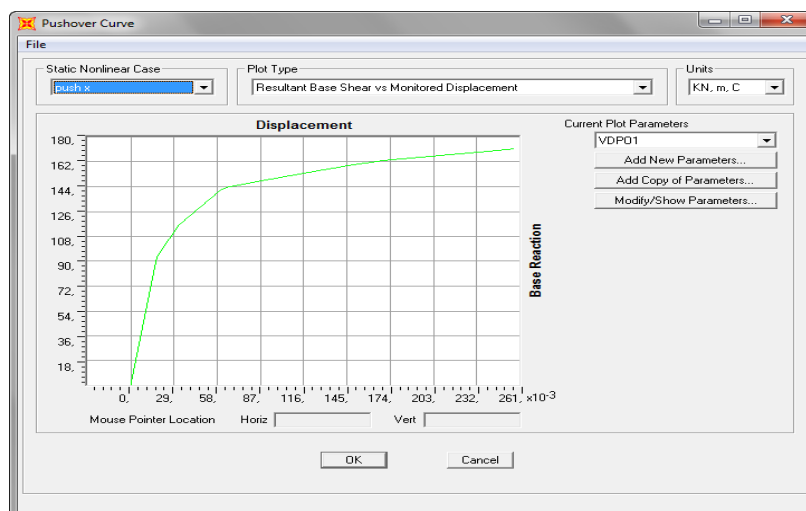


Figure IV-8 : courbe de capacité pushover dans le sens xx

IV.3.2 la courbe de capacité spectrale :

Le deuxième résultat de notre analyse est la courbe de capacité spectrale, cette courbe est la superposition de deux courbes, une représente la capacité résistance de la structure et l'autre représente le spectre de réponse qui est la sollicitation apporté par le séisme.

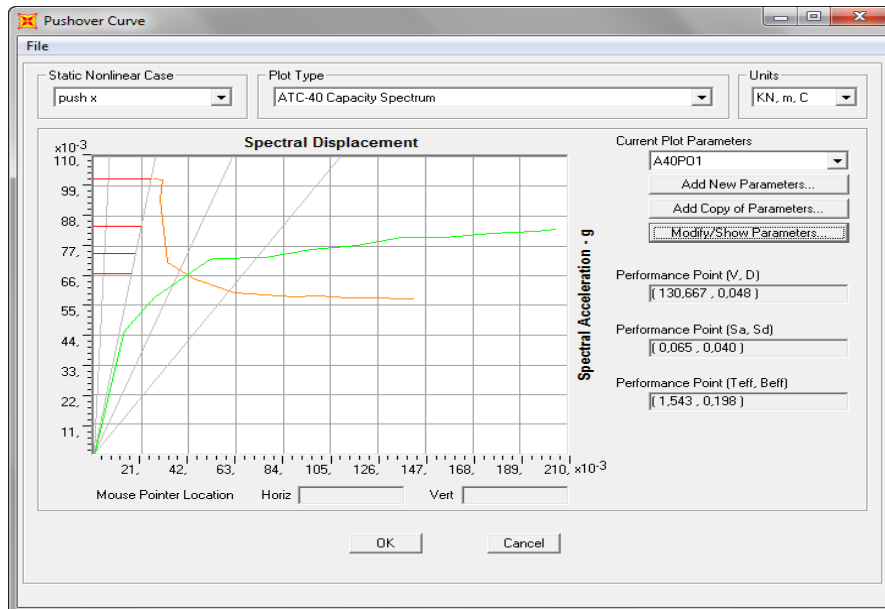


Figure IV-9 : la courbe de capacité spectrale dans le sens xx'

A partir de la courbe de capacité spectrale on peut déterminer le point de performance de la structure.

IV.3.3. Le point de performance :

Le point de performance est le point **d'intersection** de la courbe de capacité et le spectre de réponse, qui est permet d'évaluer le déplacement maximal de la structure, et en conséquence son degré de dommage dans le **domaine** plastiques.

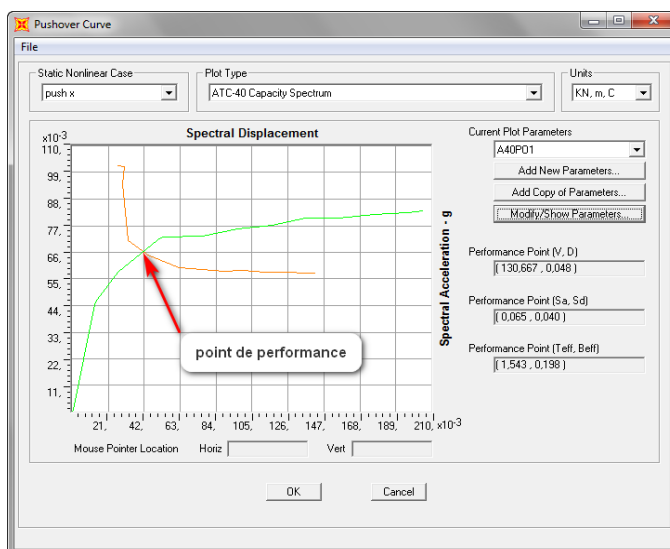


Figure IV-10: le point de performance de la courbe spectrale dans le sens xx'

La valeur de l'effort tranchant a la base et le déplacement non-linéaire de la structure au point de performance sont récapitulées dans le tableau suivant :

Le sens	L'effort tranchant V (KN)	Le déplacement D (m)
XX'	130,667	0,048

Tableau IV-01 : valeurs d'effort tranchant et le déplacement du point de performance.

IV.3.4. Les rotules plastiques :

La distribution des rotules plastiques dans le portique a la ruine visualisée dans les différents niveaux :

Le sens XX' :

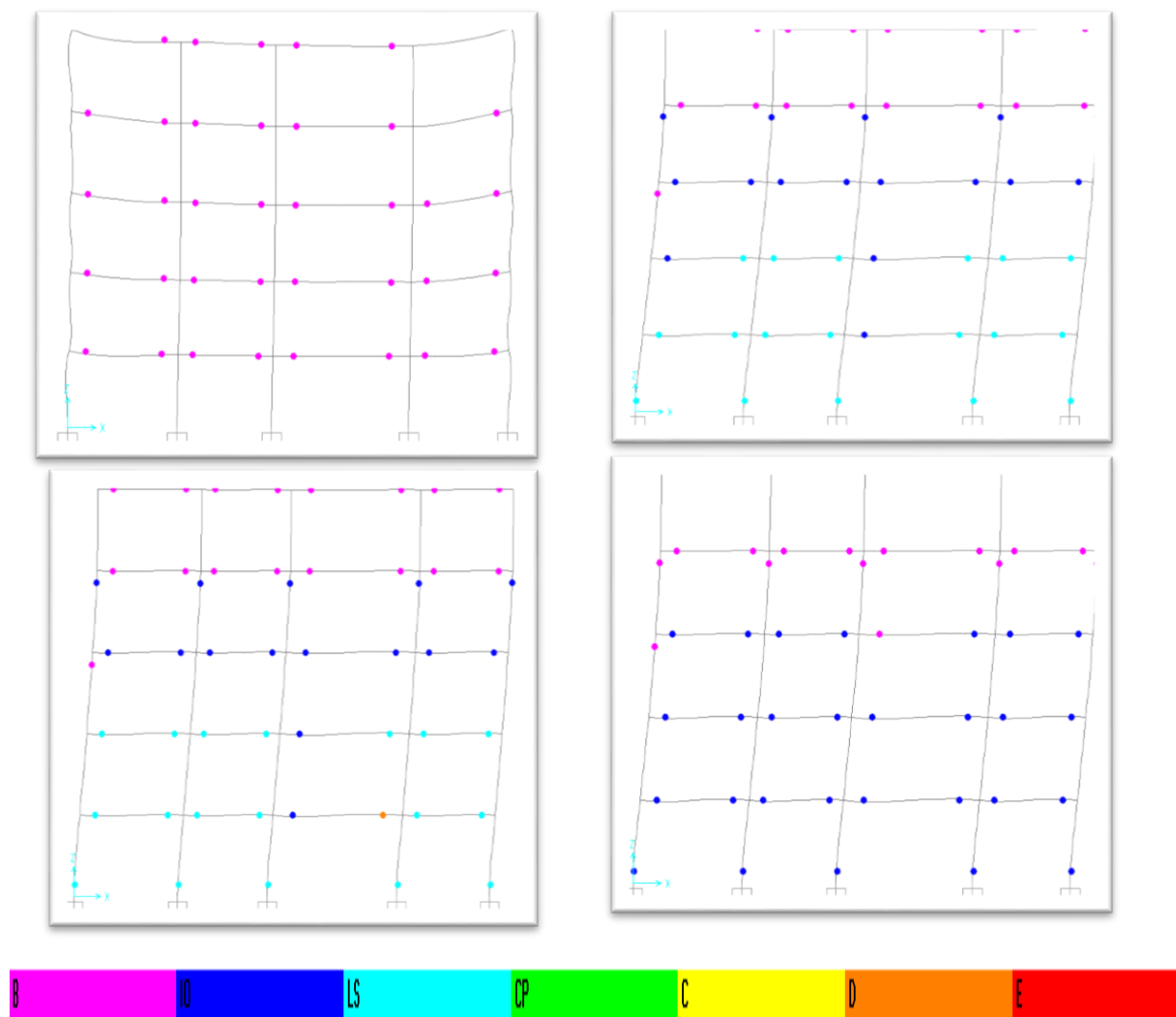


Figure IV-11 : Développement des rotules plastiques obtenus par le SAP2000 dans le sens XX'

Les commentaires :

En analysant les résultats :

- La courbe de capacité de le portique peut clairement distinguer la phase élastique du comportement et la phase plastique , et le point de performance qui est représentée la dernière point de résistance de la structure.
- Le point de performance est situé dans le domaine élastique,c'est ta dire il aura pas des plastifications dans les éléments structuraux, et de la on peut dire que la structure va supporter les séismes sans dégâts (la structure est rigide).
- Après la distribution des rotules plastiques on remarque que il y'a 03 niveaux de :
 - **Niveau 01 (la couleur rose) :** qui indiquer les zones de déformation plastique faible et les contraintes normales .
 - **Niveau 02 (la couleur bleue et verte) :** qui représenter les zones de déformation modérée et les contraintes moyennes.
 - **Niveau 03 (la couleur orange) :** qui indiquer les zones de déformation plastique importante et les contraintes élevées.

IV.4. Conclusion :

Durant ce chapitre nous avons appliqué la méthode Pushover en poussée progressive sur notre portique, cette analyse permet d'évaluer la performance sismique de notre structure. A travers l'estimation des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme. On a utilisé le logiciel SAP2000 pour la détermination de la courbe de capacité et la courbe spectrale, et le point de performance qui est donné une idée claire sur le degré de dommage de notre structure,ou toutes les étapes ont été illustrées

La méthode d'analyse statistique non-linéaire Pushover simple et efficace qui peut remplacer les méthodes exactes et complexes.

Conclusion

Général

Conclusion général

L'analyse statique non-linéaire Pushover est une analyse qui étudie la vulnérabilité sismique des structures, elle est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à la ruine, les résultats obtenus permettent d'évaluer la vulnérabilité des structures.

Dans le but d'utiliser la méthode d'analyse statique non-linéaire Pushover et leur performance, un bâtiment (R+4) en béton armé a été choisi comme cas d'étude, premièrement une étude dynamique sismique linéaire à l'aide de logiciel **SAP2000a** a été abordée, puis une étude dans le domaine non-linéaire a été procédée pour comprendre le comportement de la structure en fonction de la croissance du chargement.

Les résultats obtenus à partir de cette étude en termes de capacité de demande et la détermination de points de performance donnent une idée claire sur les dommages prévus, et le mécanisme de ruine de la structure.

Cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique et de mettre en pratique toutes les connaissances acquises pendant notre formation de **MASTER EN GÉNIE CIVIL**, surtout les différents méthodes de calcul sismique des bâtiments, et de conclure que le calcul plastique des structures est impératif pour voir leurs comportements au delà de la limite élastique, la méthode d'analyse statique non-linéaire Pushover est adéquate pour ce type d'analyse

Enfin, nous espérons que ce travail sera un point de départ pour des autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Les références

Bibliographiques

Les références bibliographiques

- [1][BAEL.91] :Jean-Pierre Mouglin, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [2][CBA.93]:Mr. BELAZOUGUI, M (président du groupe). Règles de conception et de calcul des structures en béton arme C.B.A.93.Document technique règlementaire.D.T.R.-B.C.2-41.
Centre national de recherche appliquée en génie parasismique. Rue Kaddour Rahim (Prolongée) B.P 2 52 Hussein-Dey-Alger.
- [3][RPA99/V2003] : Règles Parasismique Algérienne RPA99/Version 2003.Document technique règlementaire. D.T.R B.C.2.48. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique
C.G.S Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.
- [4][DTR B.C. 2.2]:MELLAK, Hachemi. Charges permanentes et charges d'exploitation. Document technique règlementaire. DTR.B.C 22. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S. Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.
- [5]: P.Fajfar; M.EERI: A nonlinear analysis method for performance based seismic design earthquake spectra. Vol 16, n° 13, pp 573-592, August 2000.
- [6] : LABIOD.Y , CHAOUACHE.S , Vulnérabilité sismique d'un bâtiment d'habitation en portique auto-stable par la méthode Pushover, Mémoire d'Obtention du Diplôme du Master en génie civil, soutenue en juin 2013, UNIVERSITE CONSTANTINE I, Algérie.
- [7]: A.Ghobarah: Performance based design in earthquake engineering state of development. Engineering structures. 23(2001)
- [8] : BOULAOUAD, A. Analyse non linéaire d'une structure en voile. Mémoire d'Obtention du Diplôme du Master en Génie Civil, soutenue en Juin 2016, Université Mohamed Boudiaf, Msila, Algérie.
- [9]: DROUNA, K. Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP. Mémoire d'Obtention du Diplôme du Magister en Génie Civil, soutenue en Juin 2012, Université Frères Mentouri, Constantine, Algérie.
- [10]: Recherche de la position optimale des voiles et endommagement des structures sous charges dynamiques (M. Hamizi, A. Kahil, S. Boukais, NE. Hannachi)
- [11] : Drouna karima (Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP).

Les références bibliographiques

- [12] : ZEBECHI RABEH ISLAM. Etude comparative d'une structure en béton armé dans le domaine non linéaire au moyen d'un modèle en fibres et un autre en rotules plastiques, Mémoire d'Obtention du Diplôme du Master en Génie Civil, promo 2016, Université M'HAMED-BOUGARA BOUMERDES , Algérie.
- [13] : Hamoukada. Et Ramdanekheireddine, (2007) Etablissement de la Courbe de Fragilité par la Méthode Pushover, 7ème Colloque National AFPS– Ecole Centrale Paris.
- [14] :BOUGHERRA.R , ZOUAOUI.K . EVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES BÂTIMENTS EN BÉTON ARMÉ PAR UTILISATION DES COURBES DE FRAGILITÉ , Mémoire d'Obtention du Diplôme du Master en Génie Civil, soutenue en Juin 2023.Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila , Algérie.
- [15]EPFL – ENAC - IMAC - Modélisation parasismique . Projet de semestre
- [16] : :Mr Mahboub Lotfi Mr Moulessechool 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 : ingénieries des structures.
- [17]: ZEBDJI, S., BEN BOUZID, M. « Analyse statique non linéaire par poussée progressive (Pushover) d'un bâtiment renforcé ». Mémoire d'Obtention du Diplôme du Magister en Génie Civil, soutenue en Juin 2008, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Algérie,

Les cours :

- Résistance des matériaux (deuxième année).
- Calcul des structures (troisième année).
- Béton armé (troisième année)
- Dynamique des structures (Master 1)
- Génie parasismique (Master 2)
- Plasticité (Master 2)