

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1
جامعة البليدة -1-



Faculté de Technologie
كلية التكنولوجيا
Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية
MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE
MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE
THEM :

Conception et Calcul Parasismique d'un Bâtiment
S.SOL +RDC+5 Étages en B.A. Application de la
Méthode Push Over et Prise en compte de l'effet
de remplissage en Maçonnerie Rigide

❖ Présenté par :

MEFTOUH KARIM

Membres du jury:

M. BRAHMA (Présidente)
Mme . CHERFA (Examinateur)
Mme . BELHOUANE (Promotrice)

Année universitaire 2021-2022

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لتحليل ثابت غير خطي لهيكل من الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني، يتألف من طابق أرضي بالإضافة إلى خمس طوابق، تقع في ولاية البلدية. تصنف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية III وفقاً للائحة الزلزالية RPA99 الإصدار لذلك تم القيام بدراسة كاملة للبنية باستخدام برنامج sap2000 بناء على النتائج المتحصل عليها من خلال التحليل الديناميكي لأنماط الاهتزاز باستعمال طيف الاستجابة في اطار القوانين المستعملة في الجزائر استعملت في التصميم اللاخطي باستعمال نفس البرنامج المذكور سابقا كما تم استخدام التحليل الستاتيكي اللاخطي او ما يعرف بالتحليل بالدفع المتتالي

الكلمات المفتاحية

بناء الخرسانة المسلحة؛ SAP 2000 ؛ دراسة ديناميكية التحليل الغير خطي؛ نقطة الجودة؛ السلوك الغير خطي للهياكل

RESUME

Ce projet est une étude détaillée d'une analyse statique non linéaire d'une structure en béton armé à usage d'habitation, composée d'un rez-de-chaussée plus cinq étages, située dans la wilaya de Blida. Cette zone est classée dans la zone sismique III selon la réglementation sismique version RPA99, une étude complète du bâtiment a donc été réalisée à l'aide du programme sap2000 sur la base des résultats obtenus grâce à l'analyse dynamique des modèles de vibration à l'aide du spectre de réponse dans le cadre de les lois utilisées en Algérie. L'analyse statique non linéaire, ou ce que l'on appelle l'analyse poussée successive, a été utilisée

Mots clés

construction en béton armé; SAP 2000 ; L'étude de la dynamique de l'analyse non linéaire, point de performance , comportement non linéaire des structures

ABSTRACT

This project is a detailed study of a non-linear static analysis of a reinforced concrete structure for residential use, consisting of a ground floor plus five floors, located in the state of Blida. This area is classified in the seismic zone III according to the seismic regulation RPA99 version, so a full study of the building was done using the sap2000 program based on the results obtained through the dynamic analysis of vibration patterns using the response spectrum within the framework of the laws used in Algeria. Nonlinear static analysis, or what is known as successive push analysis, was used

Key words

reinforced concrete construction; SAP 2000; The study of the dynamics of non-linear analysis, performance point, non-linear behavior of structures

Dédicace

Je dédie ce travail

A mon très cher père

Tu as toujours été pour moi un exemple du père respectueux, honnête, de la personne méticuleuse, je tiens à honorer l'homme que tu es.

Grâce à toi papa j'ai appris le sens du travail et de la responsabilité. Je voudrais te remercier pour ton amour, ta générosité, ta compréhension...

Ton soutien fut une lumière dans tout mon parcours. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour l'estime et le respect que j'ai toujours eu pour toi. Ce modeste travail est le fruit de tous les sacrifices que tu as déployés pour mon éducation et ma formation.

*À Le soleil de ma vie, ma source de ma réussite, ma rose, **Maman**,
Ma conseillère, mon soutien, mon exemple, mon réconfort,
Tu es la plus gentille des mamans du monde*

*A mes chers frères **Hamza, Abderrahmane, Zakaria**
A tous les moments d'enfance passés avec vos mes frères,
en gage de ma profonde estime pour l'aide que vos m'as apporté.
Vous avez m'as soutenu, réconforté et encouragé.
Puissent nos liens fraternels se consolider et se pérenniser encore plus.*

*À mes adorables sœurs **Salima, Karima**
Je vous aime vous êtes les meilleurs seours
Comme vous sont des diamants Elles brillent sont extraordinaires
Merci pour votre disponibilité*

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	Parincipaux séismes d'Algérie [1365-2022]
Tableau 2.1	Caractéristiques du béton et de l'acier.
Tableau 2.2	Évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible(corps creux).
Tableau 2.3	Évaluation des charges et surcharges de la dalle pleine terrasse inaccessible.
Tableau 2.4	Évaluation des charges et surcharges de plancher étage courant (corpscreux).
Tableau 2.5	Évaluation des charges et surcharges de la dalle pleine.
Tableau 2.6	Évaluation des charges et surcharges des murs intérieur .
Tableau 2.7	Évaluation des charges et surcharges des murs extérieurs.
Tableau 2.8	Évaluation des charges et surcharges des balcons.
Tableau 2.9	Les résultats concernant le poteau central sont donnés par e tableau suivant
Tableau 2.10	Les résultats concernant le poteau de rive
Tableau 2.11	Les résultats concernant le poteau d'angle.
Tableau 2.12	Vérification du critère de l'effort normal réduit
Tableau 2.13	Vérification du critère de résistance
Tableau 2.14	Pénalité P en fonction du critère de qualité.
Tableau 2.15	La période et taux de participation massique de la structure
Tableau 2.16	Vérification des déplacements inter étages selon x-x du modèle 1
Tableau 2.17	Vérification des déplacements inter étages selon y-y du modèle 1.
Tableau 2.18	La période et taux de participation massique de la structure finale.
Tableau 2.19	Récapitulatif des paramètres sismiques retenus.
Tableau 2.20	Vérification de la résultante des forces sismiques
Tableau 2.21	Vérification des déplacements inter étages selon x-x du modèle final
Tableau 2.22	Vérification des déplacements inter étages selon y-y du modèle final.
Tableau 2.23	Vérification de l'effort normal réduit.
Tableau 2.24	Justification vis-a-vis de l'effet P- Δ (x-x).
Tableau 2.25	Justification vis-a-vis de l'effet P- Δ (y-y).
Tableau 2.26	Effort tranchant d'étage (sous E) : sens x-x.
Tableau 2.27	Effort tranchant d'étage (sous E) : sens y-y.
Tableau 2.28	Effort Normal (E.L.S) repris par les voiles
Tableau 2.29	Ferraillages des poteaux en situation durable.

Tableau 2.30	Ferraillages des poteaux en situation accidentelle. $(G+Q\pm E)$.
Tableau 2.31	Ferraillages des poteaux en situation accidentelle. $(0,8G+E)$.
Tableau 2.32	Choix des armatures des poteaux.
Tableau 2.33	Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés
Tableau 2.34	Vérification des contraintes pour les poteaux carrés.
Tableau 2.35	Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carré
Tableau 2.36	Espace maximale selon RPA99 des armatures transversales dans les poteaux.
Tableau 2.38	Choix des armatures transversales pour les poteaux.
Tableau 2.39	Ferraillage des poteaux.
Tableau 2.40	Ferraillage des poutres porteuses
Tableau 2.41	Ferraillage des poutres non porteuses
Tableau 2.42	Choix final des armatures des poutres porteuses.
Tableau 2.43	Choix final des armatures des poutres non porteuses.
Tableau 2.44	Vérification de la condition de non fragilité.
Tableau 2.45	Vérification des poutres porteuse à l'ELS
Tableau 2.46	Vérification des poutres non porteuse à l'ELS
Tableau 2.47	Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur.
Tableau 2.48	Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.
Tableau 2.49	Calcul des armatures transversales.
Tableau 2.50	Ferraillage des poutres porteuses.
Tableau 2.51	Ferraillage des poutres secondaires.
Tableau 2.52	Ferraillage des voiles sens y
Tableau 2.53	Ferraillage des voiles sens x(RDC, 1, 2).
Tableau 2.54	Armature de joint de bétonnage
Tableau 2.55	Aciers horizontaux
Tableau 3	facteurs correctifs
Tableau 3.1	L'effort tranchant (V) en fonction du déplacement (D) sens (x-x).
Tableau 3.2	L'effort tranchant (V) en fonction du déplacement (D) sens (y-y).
Tableau 3.3	Les principaux résultats effort tranchant-déplacement.
Tableau 3.5	Propagations des rotules plastiques selon (y-y).
Tableau 3.6	Résultats du point de performance
Tableau 3.7	Récapitulatif du déplacement cible
Tableau 3.8	Résultat de La capacité spectrale de la structure selon (x-x).

Tableau 3.9	Résultat de La capacité spectrale de la structure selon (y-y).
Tableau 3.10	Paramètres du point de performance selon (ATC40).
Tableau 3.11	Caractéristiques de la Courbe Pushover bilinéaire idéalisée.
Tableau 3.12	Rigidité initiale.
Tableau 3.13	Rigidité au point de performance .
Tableau 3.14	Demande en ductilité.
Tableau 3.15	Valeurs de la ductilité.
Tableau 3.16	Valeurs du coefficient de comportement.
Tableau 3.17	Résultats des différents critères de l'analyse pushover.
Tableau 3.18	Résultats des déplacements inter étages.
Tableau 3.19	Caractéristiques des maçonneries utilisées.
Tableau 3.20	L'effort tranchant (V) en fonction du déplacement (D) sens x (modèle avec maçonnerie)
Tableau 3.21	L'effort tranchant (V) en fonction du déplacement (D) sens y (modèle avec maçonnerie)
Tableau 3.22	Les principaux résultats effort tranchant-déplacement (modèle avec maçonnerie)
Tableau 3.23	Propagations des rotules plastiques selon x (modèle avec maçonnerie) Propagations des rotules plastiques selon y (modèle avec maçonnerie)
Tableau 3.24	Résultats du point de performance (modèle avec maçonnerie).
Tableau 3.25	Récapitulatif du déplacement cible (modèle avec maçonnerie)
Tableau 3.26	Résultat de La capacité spectrale de la structure selon x (modèle avec maçonnerie)
Tableau 3.27	Résultat de La capacité spectrale de la structure selon y (modèle avec maçonnerie)
Tableau 3.28	Rigidité initiale et rigidité au point de performance (modèle avec maçonnerie)
Tableau 3.29	La demande en ductilité et la ductilité (modèle avec maçonnerie)
Tableau 3.30	Valeurs du coefficient de comportement (Modèle avec maçonnerie)
Tableau 3.31	Récapitulatif des différents résultats de l'analyse pushover de la structure(modèle avec maçonnerie)
Tableau 3.32	Résultats des déplacements inter étages (modèle avec maçonnerie)

LISTE DES FIGURES

- Figure 1.1** Les paramètres caractéristiques du mouvement sismique
- Figure 1.2.1** Les types des ondes sismiques
- Figure 1.2.1** Les types des ondes sismiques
- Figure 1.3** Les types des failles.
- Figure 1.4** La sismicité régionale
- Figure 1.5** Carte de zonage sismique national
- Figure 1.6** Modèle élastique linéaire.
- Figure 1.7** Modèle Elasto-Plastique parfait.
- Figure 1.8** Modèle Elasto-Plastique avec écrouissage.
- Figure 1.8.1** Modèle de Clough
- Figure 1.9** Courbe primaire du modèle de TAKEDA.
- Figure 1.10** Modèle de TAKEDA.
- Figure 1.11** Modèle « Q ».
- Figure 1.11.1** Comportement du béton sous charge de compression monotone et cyclique (Après Bahn et Hsu 1998).
- Figure 1.11.2** Comportement du béton sous charge monotone en traction (Yankelvski et Reinhardt 1987)
- Figure 1.11.3** Courbe contrainte-déformation du béton sous charge cyclique de traction (Reinhardt et al. 1986)
- Figure 1.11.4** Courbe contrainte-déformation du béton sous charge cyclique de traction (Reinhardt et al. 1986)
- Figure 1.11.5** Comportement uni axial du béton sous charge cyclique (Ramtani 1990 ; présenter par Nechnech 2000).
- Figure 1.12** Résultats des tests de cisaillement du béton par Hofbeck et al.(1969).
- Figure 1.13** Courbe contrainte-déformation typique pour le fer en fonte et l'acier doux
- Figure 1.14** Courbe contrainte-déformation multilinéaire typiquement utilisé pour un modèle de contrainte-déformation de l'acier..
- Figure 1.15** Courbe contrainte-déformation de l'acier proposée par Mander et al (1984).
- Figure 1.16** Modèle de Sheikh et Uzumeri (1980).
- Figure 1.17** Modèle pour une réponse monotone pour un béton confiné et non confiné d'après Mander et al.
- Figure 1.18** Modèle hystérique bilinéaire pour l'acier.
- Figure 1.19** Réponse hystériser du l'acier, d'après l'équation Ramberg-Osgood
- Figure 1.20** comportement hystérique du béton d'après Park, Kent, et Sampson.
- Figure 1.21** Comportement hystérique du béton d'après modèle Kuramoto et Kabeyasawa.

- Figure 1.22** Courbe contrainte-déformation pour la branche déchargement détermination la déformation plastique d'après Modèle du Mander
- Figure 1.23** courbe contrainte déformation la branche rechargement d'après le modèle du manderet al (1988).
- Figure 1.24** Quatre niveaux de définition de la ductilité.
- Figure 2.1** diagramme contraintes déformations du béton a L'ELU
- Figure 2.2** Diagramme contraintes déformations du béton a L'ELS
- Figure 2.3** Coupe de voile en élévation
- Figure 2.4** modèle 1
- Figure 2.5** Disposition des voiles dans le modèle final
- Figure 2.6** Surface afférente du poteau le plus sollicité.
- Figure 2.7** Disposition des voiles dans le modèle final
- Figure 2.8** Zone nodale.
- Figure 2.9** Dispositions constructives des poteaux
- Figure 2.10** Dimensionnement d'une zone nodale
- Figure 2.11** Dispositions typiques des chainages en plan (poutre principale du RDC).
- Figure 2.12** Repérage des différents voiles de la structure
- Figure 2.13** La section du voile.
- Figure 2.14** Section des éléments de débord voile.
- Figure 2.15** Détail de confinement de l'élément de bord.
- Figure 2.16** Disposition des armatures dans les voiles
- Figure 3.1** Niveaux d'endommagement représenté par une courbe de capacité [5].
- Figure 3.2** La relation entre le facteur de participation modal et le coefficient de masse modal
- Figure 3.3** Spectres de réponse dans le format ADRS et le le format traditionnels [3].
- Figure 3.4** spectre de capacité superposé au-dessus des spectres de réponse dans le format ADRS et le format traditionnel [3]
- Figure 3.5** Point d'intersection de spectres de capacité et de demande dans la tolérance Acceptable ATC-40 [3]
- Figure 3.6** Point d'intersection de spectre de demande et spectre de capacité de dent de scie [3].
- Figure 3.7** Le dessein de ferrailage des sections
- Figure 3.8** Niveaux d'endommagement représenté par une courbe de capacité [5].
- Figure 3.9** Paramètres des rotules plastiques des poteaux.
- Figure 3.10** Transformation ADRS du spectre de réponse [26].
- Figure 3.11** Introduction des rotules plastiques des poutres.
- Figure 1.12** Paramètres des rotules plastiques des poutres.
- Figure 3.13** Les propriétés de la rotule plastique M3 (flexion).
- Figure 3.14** Affectation de la non linéarité et attribution du ferrailage.
- Figure 3.15** Définition de l'élément non linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire).
- Figure 3.16** Définition de la charge gravitaire dans l'analyse Push-over.

- Figure 3.17** Définition du chargement de l'analyse Push-over (Sens x-x).
- Figure 3.18** Définition de la magnitude du déplacement du point de contrôle et nombre des steps (Sens x-x).
- Figure 3.19** Définition du chargement de l'analyse Push-over (Sens y-y).
- Figure 3.20** Définition de la magnitude du déplacement du point de contrôle et nombre des steps (Sens y-y).
- Figure 3.21** Définition des cas des charges à exécuter.
- Figure 3.22** Courbe de capacité de la structure sens(x-x)
- Figure 3.23** Courbe de capacité de la structure sens (y-y).
- Figure 3.24** Formation des rotules plastiques dans les sens (x-x) et (y-y).
- Figure 3.25** Courbe (force-déplacement) ou (moment- rotation).
- Figure 3.26** Injection de spectre de réponse avec $R=1$
- Figure 3.27** Courbe de capacité spectrale (ATC40) de la Structure sens (x-x).
- Figure 3.28** Courbe de capacité spectrale (ATC40) de la Structure sens (y-y).
- Figure 3.29** Linéarisation de la Courbe de capacité suivant x-x (FEMA 440).
- Figure 3.30** Linéarisation de la Courbe de capacité suivant y-y (FEMA 440).
- Figure 3.31** Linéarisation de la Courbe de capacité suivant x-x (FEMA 356).
- Figure 3.32** Linéarisation de la Courbe de capacité suivant y-y (FEMA 356).
- Figure 3.33** Modélisation d'un panneau de remplissage par une bielle équivalente.
- Figure 3.34** Les caractéristiques de la bielle comprimée équivalente.
- Figure 3.35** Portique avec remplissage et sa modélisation.
- Figure 3.36** Loi de comportement de la maçonnerie.
- Figure 3.37** Attribution des rotules plastiques aux différents éléments
- Figure 3.38** Courbe de capacité de la structure sens x (modèle avec maçonnerie)
- Figure 3.39** Courbe de capacité de la structure sens y (modèle avec maçonnerie)
- Figure 3.40** Formation des rotules plastiques (modèle avec maçonnerie)
- Figure 3.41** Courbe de capacité spectrale (ATC40) de la Structure sens x (modèle avec maçonnerie)
- Figure 3.42** Courbe de capacité spectrale (ATC40) de la structure sens y (modèle avec maçonnerie)
- Figure 3.43** Comparaison des efforts tranchants élastiques.
- Figure 3.44** Comparaison des efforts tranchants ultimes.
- Figure 3.45** Comparaison des déplacements élastiques.
- Figure 3.46** Comparaison des déplacements ultimes.
- Figure 3.47** Comparaison des raideurs initiales
- Figure 3.48** Comparaison des ductilités globales.
- Figure 3.49** Comparaison des demandes en ductilités
- Figure 3.50** Comparaison des coefficients de comportement R

LISTES DES SYMBOLES

F_s : L'effort du comportement linéaire (kN).

K : La rigidité du système.

$u(t)$: Le déplacement du comportement linéaire (m).

m_i : Masse correspondant au DDL (i)(Kg).

$F_{Di}(t)$: Force non linéaire totale d'amortissement agissant sur le DDL (i) au temps t (kN).

$F_{Si}(t)$: Force non linéaire totale de rappel agissant sur le DDL (i) au temps t (kN).

r_i : Composante du vecteur de couplage correspondant au DDL (i).

$\ddot{u}_{gi}(t)$: Accélération du sol (m/s^2).

$\ddot{u}_i(t), \dot{u}_i(t), u_i(t)$: Déplacement (m), vitesse(m/s), et accélération (m/s^2)du DDL (i) par rapport à la base.

C : Les matrices d'amortissement.

K : Les matrices de rigidité.

$\Delta \dot{u}_i(t), \Delta u_i(t)$: L'incrément de vitesse, déplacement durant le pas de temps.

S_{ae} : Spectre élastique de pseudo-accélération.

T :La période fondamentale effective en (s)

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression.(MPa)

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression a 28 jours (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction (MPa).

f_e : Contrainte limite élastique des aciers (MPa).

f_{bu} : Contrainte ultime du béton (MPa).

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

B_r : Section réduite du béton (m^2)

A_s : Section des armatures (m^2)

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement.

l_f : Longueur de flambement (m).

l_0 : Longueur du poteau (m).

i : Rayon de giration

I :Moment d'inertie

N_u : L'effort normal de compression à ELU (kN).

N_s : L'effort normal de compression à ELS (kN).

\bar{f} : La flèche admissible (mm).

G : Poids propre (kN).

Q : Surcharge d'exploitation (kN).

E : Action sismique (kN).

V : La force sismique (kN).

A : Coefficient d'accélération .

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (s).

η : Le facteur de correction d'amortissement .

ξ : L'amortissement critique .

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (m).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

D : Les dimensions du bâtiment mesurées à sa base dans la direction de calcul considéré (m).

Q : Facteur de qualité .

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non " .

W : La somme des poids W_i calculé à chaque niveau (kN).

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure (kN).

W_{Qi} : Charges d'exploitation (kN).

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

V : La résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (kN).

V_t : La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales (kN).

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)(cm).

R : Coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Δk : Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1"(cm).

N_d L'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelle (G+Q+E)(kN).

B : L'aire (section brute) de poteau (m^2)

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » (kN).

V_k : L'effort tranchant d'étage au niveau " k"(kN).

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau (cm).

τ : Contrainte ultime de cisaillement (MPa).

$\bar{\tau}$: Contrainte admissible de cisaillement (MPa).

T_u : Effort tranchant a ELU (kN).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

λ_g : Espacement géométrique des armatures transversales est déterminé.

\emptyset_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau (mm).

λ_g : L'élancement géométrique du poteau .

A_t : Armature transversale (cm²).

P_u : Effort normal ultime de compression de la combinaison la plus défavorable (kN).

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile (kN).

Φ : Facteur de réduction ($\Phi = 0,70$).

A_g : Section transversale brute du voile (cm²)

k : Coefficient de flambement.

l_w : La longueur du mur en plane (m).

S_{max} : Espacement maximale (cm).

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur.

h_w : Hauteur totale du voile mesure à partir de la base jusque sommet de la structure (m).

ρ_v : Pourcentage des armatures verticale dans l'âme du mur

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile (cm).

Φ = Coefficient de sécurité.

α_c : Coefficient dépendant de l'élancement du mur .

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur.

P_0 : Etant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile (kN).

C_0 : Coefficient modificateur qui relie le déplacement d'un SSDDL équivalent au déplacement du système réel SPDDL .les valeurs de C_0 sont regroupées dans le tableau ci- après :

g : L'accélération de la pesanteur (m/s²).

S_a : Sollicitation sismique, obtenue à partir du spectre de réponse.

T_0 : La période caractéristique du sol définie à la fin du palier du spectre de réponse (s).

R : Coefficient qui exprime le rapport de l'effort sismique sur l'effort élastique effectif.

C_2 : Coefficient modificateur pour tenir compte de la dégradation de rigidité et de la résistance au déplacement maximum.

C_3 : Coefficient modificateur pour tenir compte de l'effet dynamique.

D_p : Le déplacement maximum dans la zone non-linéaire (point de performance) (cm).

D_y : Le déplacement élastique (sans endommagement) (cm).

D_u : Le déplacement ultime (ruine totale) (cm).

K_e : La rigidité latérale.

K_p : La rigidité au point de performance

f'_{cb} : Résistance en compression d'un élément de maçonnerie (MPa).

f'_{tb} : Résistance en traction d'un élément de maçonnerie (MPa).

U_u : Coefficient de non uniformité de contrainte, égal à 1.5.

f'_j : Résistance en compression du mortier, prise égale à 8 Mpa .

TABLES DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Etude bibliographique

I.1 Définition	4
I.2 Comment se produit un tremblement de terre	4
I.3 Les paramètres caractéristiques du mouvement sismique	4
I.4 Les ondes sismiques	5
I.4.1 Les ondes de fond	5
I.4.2 Les ondes de surface	7
I.5 Notions de failles	8
I.6 La sismicité régionale	9
I.7 le risque et l'aléa sismique en Algérie	11
I.8 Classification des zones sismiques en Algérie	11
I.9 Réglementation Parasismique Algériennes.....	12
I.10 construction parasismique	12
I.11 Méthodes de calcul de l'action sismique (aspect règlementaire)	13
I.11.1 Méthode statique équivalente	14
I.11.2 la méthode dynamique modale spectrale	14
I.11.3 La Méthode statique Non-Linéaire	14
I.11.4 Méthode d'analyse temporelle	14
I.13 Comportement non linéaire des structures	14
I.13.1 Comportement linéaire	15
I.13.2 Comportement non linéaire	16

I.14.1 Modèles non linéaires	17
I.14.2 Modèle Elasto-plastique Bilinéaire	17
I.14.3 Modèle de Clough	19
I.14.4 Modèle de TAKEDA	20
I.14.5 Modèle de TAKEDA modifié	21
I.14.6 Le « Q model »	22
I.15 Béton	23
I.15.1 Comportement de béton	23
I.15.2 Comportement mécanique du béton.....	24
I.15.2.1 Comportement uni axial	24
I.15.2.2 Comportement en cisaillement.....	28
I.16 Propriétés du béton définies à partir d'essais expérimentaux	30
I.16.1 Réponse monotone	30
I.16.1.1 Acier	30
I.16.1.2 Béton	33
I.16.2 Réponse hystérésis	42
I.16.2.1 Acier	42
I.16.2.2 Béton	43
I.17 ductilité	45
I.17.1 Ductilité de déformation.....	46
I.17.2 Ductilité de courbure	46
I.17.3 Ductilité de rotation	47
I.17.4 Ductilité de déplacem.....	47

CHAPITRE II: Etude linéaire d'un bâtiment en B.

II.1.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE	48
II.1.2 Présentation de l'ouvrage	48
II.1.2.1 Caractéristiques géométriques	48
II.1.2.2 Ossature de l'ouvrage	49
II.1.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux	50
II.1.3.1 Le Béton	50
II.1.3.2 - L'acier	54
II.1.4 Hypothèses de calcul	55
II.2.1 PREDIMENSIONNEMENT	56
II.2.2 Pré-dimensionnement des planchers	56
II.2.2.1 Plancher en corps creux	56
II.2.2.2 Plancher à dalle pleine.....	57
II.2.2.3 Évaluation des charges et surcharges	57
II.2.2.3.1 Charges permanentes	58
II.2.2.3.2 charge d'exploitation.....	61
II.2.3 Pré-dimensionnement des poutres	61
II.2.4 Pré-dimensionnement des poteaux.....	63
II.2.4.1 Poteau central.....	66
II.2.4.2 Poteau rive	67
II.2.4.3 Poteau d'angle	68
II.2.4.4 Vérification du critère de l'effort normal réduit	69
II.2.4.5 Vérification de critère de résistance	69

II.2.5 Pré dimensionnement des voiles	71
II.3.1 Etude sismique linéaire de la structure (Méthode modale spectrale).....	72
II.3.2 Modélisation de la structure.....	72
II.3.2.1 Modélisation de la rigidité.....	72
II.3.2.2 Modélisation de la masse.....	73
II.3.2.3 Etude sismique.....	73
II.3.3 Calcul de la force sismique totale	74
II.3.4 Estimation de la période fondamentale de la structure	76
II.3.5 Coefficient de comportement global de la structure.....	77
II.3.6 Le poids total de la structure.....	77
II.3.7 Prescriptions du RPA 99 / Version 2003.....	78
II.3.7.1 Mode de vibration et taux de participation des masses modales.....	78
II.3.7.2 La résultante des forces sismiques de calcul à la base.....	78
II.3.7.3 Vérification des déplacements inter étages.....	79
II.3.7.4 Vérification du critère de l'effort normal réduit	79
II.3.7.5 Justification vis à vis des effets de second ordre (P- Δ).....	79
II.3.7.6 Justification du facteur de comportement R.....	80
II.3.8 Résultats de l'Analyse Sismique.....	80
II.3.8.1 Modèle initial.....	80
II.3.8.2 Modèle final.....	83
II.4.1 FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS.....	88
II.4.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	88
II.4.2.1 Recommandation selon rpa99 version 2003.....	89

II.4.2.2 Ferrailage longitudinal.....	90
II.4.2.3 Ferrailage transversal	93
II.4.2.4 Ferrailage des poteaux du sous-sol.....	94
II.4.2.5 Dispositions constructives.....	95
II.4.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux.....	96
II.4.3 Calcul du Ferrailage des poutres.....	98
II.4.3.1 Recommendation du RPA99.....	98
II.4.3.2 Ferrailage longitudinal.....	99
II.4.3.3 Ferrailage transversal	102
II.4.3.4 Dispositions constructives.....	103
II.4.3.5 Schéma de ferrailage des poutres	104
II.4.4 Ferrailage des voiles	106
II.4.4.1 Introduction	106
II.4.4.2 Procédure De Ferrailage Des Trumeaux	106
II.4.4.2.1 Aciers verticaux	106
II.4.4.2.2 Aciers Horizontaux.....	107
II.4.4.2.3 Recommandations du RPA 99	108
II.4.4.3Présentation des résultats.....	108
II.4.4.4 Schéma de ferrailage de voiles.....	113

CHAPITRE III: Analyse statique non linéaire

III.1.1 Introduction.....	115
III.1.2 Description de l'analyse push-over.....	115
III.1.3 But de l'analyse push-over.....	115

III.1.4	Hypothèses d'élaboration de la méthode push-over.....	116
III.1.5	Définition et présentation de la méthode.....	116
III.1.6	Les différents guides de l'analyse push over.....	117
III.1.7	Les avantages de l'analyse push-over.....	117
III.1.8	Les limites de l'analyse push-over.....	118
III.1.9	Distribution des charges latérales.....	119
III.1.10	Les méthodes pushover et leur application.....	120
III.1.10.1	La méthode Pushover dans l'eurocod 8.....	120
III.1.10.2	La méthode N2 selon Eurocode 8.....	120
III.1.10.3	Description de la méthod.....	121
III.1.10.4	La méthode de coefficient du déplacement de FEMA -273.....	122
III.1.11	Paramètres de la push-over	133
III.2	Analyse PushOver.....	137
III.2.1	Définition du comportement non linéaire des matériaux.....	137
III.2.1.1	Définition du comportement non linéaire de béton.....	137
III.2.1.2	Définition du comportement non linéaire de l'acier	139
III.2.2	Définition du comportement non linéaire des éléments.....	140
III.2.3	Définition du comportement non linéaire des voiles.....	144
III.2.4	Définition du chargement de l'analyse push over.....	146
III.2.4.1	Définition de l'analyse sous charges gravitaires.....	146
III.2.4.2	Définition de l'analyse sous charges horizontales.....	147
III.3	Résultats de l'analyse PushOver de la structure.....	150
III.3.1	Courbe de capacité de la structure (V-D)	150

III.3.2 Propagations des rotules plastiques	152
III.3.3 Niveaux de dommages	154
III.3.4 Courbe de capacité spectrale (ATC 40)	156
III.3.5 ferrailage après la correction.....	159
III.3.6. Courbe de capacité de la structure (V-D) après la correction	161
III.3.6 Propagations des rotules plastiques après la correction.....	163
III.3.7 Niveaux de dommages après la correction.....	163
III.3.8 comportement de la structure après la correction.....	164
III.3.9 Courbe de capacité spectrale (ATC 40) après la correction.....	164
III.3.10 La capacité spectrale de la structure	165
III.3.11 Linéarisation de la Courbe de capacité (FEMA 440).....	167
III.3.12 Linéarisation de la Courbe de capacité (FEMA 356.....	168
III.3.13 La rigidité initiale (K_e)	169
III.3.14 La rigidité au point de performance (K_p)	169
III.3.15 La demande en ductilité (μD)	169
III.3.16 Ductilité	170
III.3.17 Coefficient de comportement	170
III.3.18. L'effet des panneaux de remplissage	172
III.3.18.1 Matériaux de remplissage utilisés	172
III.3.18.2 Modélisation des murs de maçonner.....	173
III.3.18.2.1 Type 1	173
III.3.18.2.1.2 Comportement non liéair.....	173

III.3.18.2.1.3 Résultats.....	174
III.3.18.2.2.1 Type 2.....	182
III.3.18.2.2.2 Loi de comportement de la maçonner.....	184
III.3.18.2.2.3 Résultats	185
III.3.19 Analyse comparative (avec et sans maçonnerie pour les deux type).....	193
III.3.20 Analyse des résultats	196

Conclusion GENERALE

Introduction générale

Introduction

Le problème fondamental du calcul parasismique réside dans la détermination de la réponse d'une structure à des mouvements sismiques forts ou modérés. En général, les structures ont un comportement linéaire tant qu'elles sont soumises à des séismes de faibles intensités, mais il est bien connu que pour celles soumises à des séismes majeurs, le comportement devient non-linéaire et il en résulte l'apparition de déformations inélastiques (irréversible). Par conséquent le calcul linéaire devient insuffisant et le recours à un calcul non-linéaire apparaît plus réaliste et mieux adapté, pour satisfaire le compromis sécurité-économie. Pour cette raison notre étude sera effectuée à l'aide d'une analyse statique non-linéaire « Push-over ».

Dans cette étude, nous allons faire la conception d'un bâtiment R+ 5 +1 SS à usage implanté à la wilaya de BLIDA Commune De Beni Tamou, classé en zone III selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 modif 2003), mais aussi étudier son comportement et sa performance en domaine post-élastique en utilisant la méthode statique non-linéaire par poussée progressive

Le 1er chapitre une étude bibliographique pour définir certaines notions de la conception parasismique, les lois de comportement non linéaire et la présentation des différents types d'analyse non linéaire.

Le 2ème chapitre a été réservé à la conception du bâtiment, en commençant par la présentation et le pré-dimensionnement de la structure ainsi que la détermination de la réponse sismique avec la méthode modale spectrale et on termine avec le ferrailage des éléments résistants.

Le 3ème chapitre traite l'analyse de la structure avec la méthode pushover .trois modèles de calcul ont été étudiés. Dans le premier les panneaux de maçonnerie n'ont pas été modélisés, alors que dans le deuxième les panneaux de remplissage ont été modélisés par une élément (Shell) et le troisième les panneaux de remplissage ont été modélisés par une barre diagonale,

Chapitre 1

Etude bibliographique

I.1 Définition

Un tremblement de terre est un phénomène naturel imprévisible qui se produit périodiquement dans certaines régions et qui se produit brusquement dans autres. C'est une vibration ou une série de vibrations provoquées par le mouvement du sol représenté par des secondes ou des fractions de la seconde. Ce phénomène entraîne la libération de l'énergie cumulée dans le noyau de la terre .

I.2 Comment se produit un tremblement de terre

L'épicentre du tremblement de terre souterrain est appelé le point focal, qui est le point de départ de l'énergie stockée et le lieu de la rupture de roche, qui s'étend le long de la faille préexistante

L'énergie libérée par le point focal prend la forme de vibrations flexibles se déplaçant dans toutes les directions. Les vibrations liées à la surface de la Terre sont les vibrations responsables de la destruction. Soit à cause des vibrations liées au sous-sol, il suit une autre voie basée sur les propriétés et les composants du sol.

L'énorme énergie libérée fait souvent fondre les roches le long de la faille.

I.3 Les paramètres caractéristiques du mouvement sismique

Un épicentre

Est la projection verticale du foyer sur la surface du globe et l'intensité du tremblement de terre à ce point est généralement plus extrême que tout autre point

Un foyer

C'est le point réel du départ d'un tremblement de terre, c'est-à-dire le point où il y a une rupture ou une fracture entre les couches de sol.

La magnitude M

L'énergie libérée par le tremblement de terre est calculée par des lectures d'ondes vibrantes enregistrées sur le séismogramme pendant un tremblement de terre . L'échelle la plus utilisée est échelle de Richter

Une intensité

Est l'évaluation et l'intensité remarquable de la destruction du tremblement de terre. Sur le terrain ou un site donne L'échelle la plus utilisée est l'échelle M.S.K, graduée de I à XII.

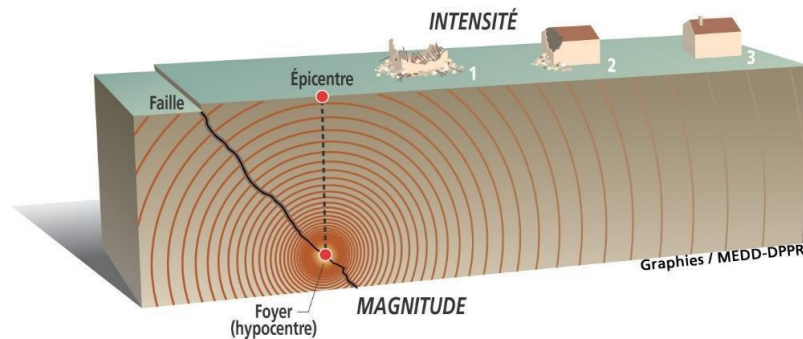


Figure 1.1 : Les paramètres caractéristiques du mouvement sismique

I.4 Les ondes sismiques [39]

Générées par la rupture sur la faille, des vibrations, ou ondes sismiques, se propagent dans toutes les directions. Plusieurs types d'ondes, aux effets différents sur les sols et les structures, sont produits par les séismes.

La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes (et de leurs conditions de propagation) permet de prévoir leur action sur les structures en fonction du site géologique où se situe la construction.

I.4.1 Les ondes de fond

Les ondes fond parcourent le sous-sol le long de trajets contrôlés par les propriétés du matériau en termes de densité. La densité varie selon la température et le stade physique. Les ondes flexibles contiennent deux types de mouvement de particules dans deux types d'ondes corporelles : les ondes primaires et secondaires.

- **Les ondes P (primaires)**

Elles sont symbolisées par le symbole P et est également connu comme onde initiale (Anglais : Primary Waves)

le plus rapide et la première vers le bas au système sismographique, qui est une compacte à propagation rapide qui se déplace à travers les solides, les matières conduites à la volatilité du milieu qu'il pénètre vers sa propre direction, allant en vitesse de 5,5 à 13,8 kilomètres par seconde et augmentant en vitesse plus le sous-sol profond.

- **Les ondes S (secondaires)**

Il est symbolisé par le symbole (S), qui se réfère au mot "cisaillement" en anglais, ainsi que par les vagues secondaires (Anglais : Second Waves, qui sont des ondes vibrantes rapides, mais sont moins rapides que les ondes de pression, de sorte qu'ils atteignent la sismographie juste après Et les ondes anecdotiques sont transversales et transmises uniquement par des solides, La vibration des particules moyennes est perpendiculaire à la direction de propagation de l'onde et sa vitesse varie de 3,2 à 7,4 kilomètres par seconde. Mais ils se cassent quand ils pénètrent le noyau ou le noyau de la terre en raison de leur composition différente et ces ondes sont transportées accidentellement dans le milieu solide. Les ondes secondaires sont plus lentes que les ondes primaires, car les vitesses des ondes primaires sont habituellement d'environ 60 % dans une substance donnée.

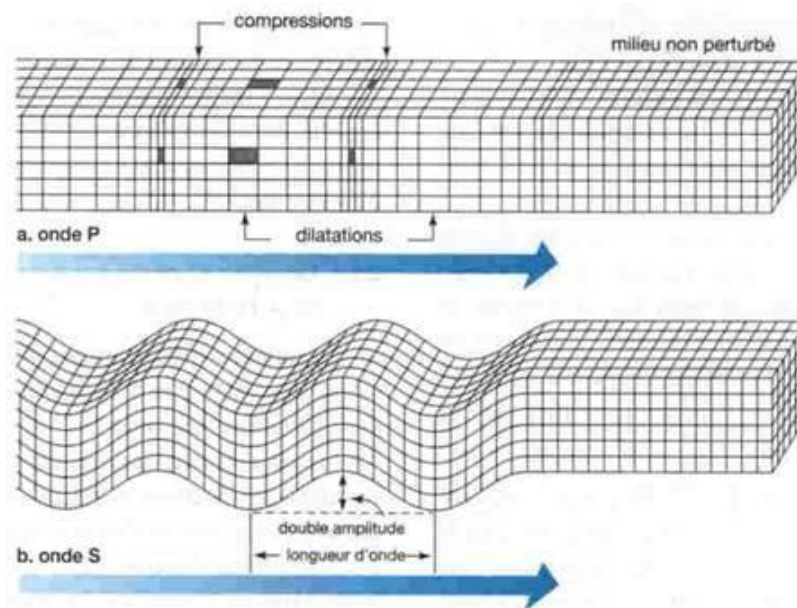


Figure 1.2.1 Les types des ondes sismiques

I.4.2 Les ondes de surface

Les ondes sismiques de surface sont celles qui se déplacent le long de la surface de la Terre. Elles peuvent être classées comme une forme d'onde mécanique de surface. C'est ce qu'on appelle les vagues de surface, alors qu'elles sont moins rapides lorsqu'elles s'approchent de la surface. Elles se déplacent plus lentement que les vagues primaires et secondaires. Lors de grands tremblements de terre, les ondes de surface peuvent avoir une capacité de plusieurs centimètres

- **Les ondes de love (O)**

Pour ces ondes les particules se déplacent horizontalement et perpendiculairement à la direction de propagation. Elles provoquent une secousse horizontale, qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices, elles arrivent en troisième position après les ondes S et P.

- **Ondes Rayleigh (R)**

Elles résultent d'une combinaison d'ondes P et S, ainsi leur déplacement est complexe, un mouvement à la fois horizontal et vertical (elliptique), et les vibrations résultantes se font dans un plan parallèle à la direction de propagation.

Les ondes de Rayleigh sont plus lentes que celles de love, elles arrivent généralement en quatrième position.

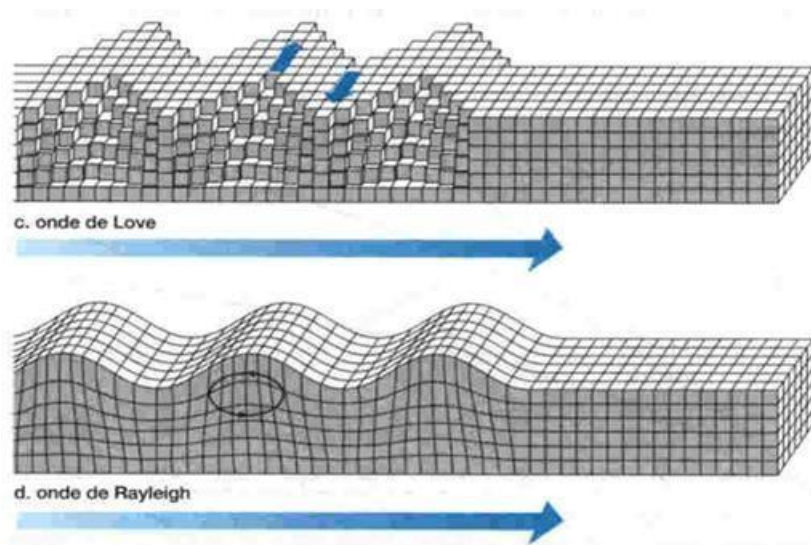


Figure 1.2.1 Les types des ondes sismiques

I.5 Notions de failles

D'après des recherches faites sur les séismes, les géophysiciens ont constaté qu'un nombre assez important de ces derniers se produit aux voisinages des failles actives connues, autrement dit, le jeu de failles est l'une des causes principales qui engendrent un séisme, d'une part, et d'autre part la majorité des séismes s'accompagnent d'une naissance des cassures du terrain géologique, suivie d'un mouvement relatif des plaques .

La classification la plus simple des failles d'après le rejet est :

-La faille inverse : On observe à la fois un mouvement horizontal de rapprochement, et un mouvement vertical relatif des deux blocs. Ce genre de faille est caractéristique lorsque deux plaques s'affrontent, dans des contextes tectoniques de subduction (enfouissement sous une autre plaque d'une plaque océanique) ou de collision continentale [29]

-La faille normale : Les deux blocs s'éloignent l'un de l'autre. On trouve des failles normales en régime tectonique extensif, comme par exemple le long des dorsales océaniques, là où les plaques s'écartent sous la pression du matériau en provenance du manteau. On en trouve aussi en domaine continental, en particulier dans les plaines d'effondrement et les rifts continentaux [29]

-La faille décrochante : Le plan de faille est vertical ou quasi-vertical. On observera des failles décrochantes par exemple à la frontière entre deux plaques qui se déplacent en coulissant l'une par rapport à l'autre, sans rapprochement ni éloignement. C'est le cas de la célèbre faille de San Andreas, en Californie[29]

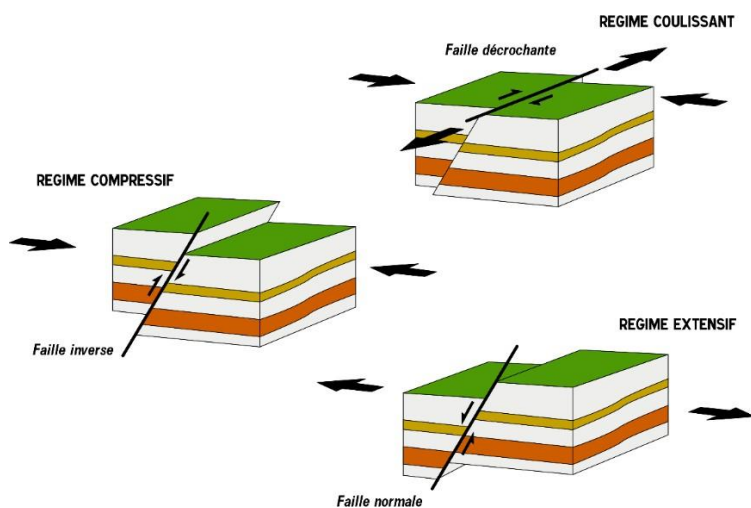


Figure 1.3 Les types des failles.

I.6 La sismicité régionale

La sismicité de l'Algérie du Nord est connue depuis 1365, date de séisme qui frappé la ville d'Alger. Les nombreux travaux qui se sont intéressés à l'historique de la sismicité ont permis la réalisation de plusieurs catalogues, Rothé(1955), Roussel(1967), Benhallou (1985), Mokrane et al.(1994), Benouar (1997) et Boudiaf (1996). Ces catalogues montrent que la sismicité est concentrée dans la région nord du pays c'est à dire dans la bande comprise entre la région littorale et la région de la flexure sud atlasique, et des frontières marocaines jusqu'au frontières tunisiennes.

D'autres part, ces catalogues indiquent que plusieurs séismes importants se sont produits au cours de l'histoire Alger (1716), Oran (1790), Blida (1825), Tenès (1890) [30].

Tableau 1.1 Parincipaux séismes d'Algérie [1365-2022]

Date	Epicentre	Magnitude	Intensité	Morts et blessés
03.01.1365	Alger	Forte	Forte	Plusieurs
Mai 1716	Alger	Inconnue	IX	20 000 Morts, des milliers de blessés
2.03.1825	Blida	Inconnue	Inconnue	7 000 Morts, des milliers de blessés
16.11.1869	Biskra	Inconnue	Inconnue	Dizaines de blessés

29.11.1887	El Kalaâ	6.5-7.5	IX-X (VIII)	20 Morts, des milliers de blessés
15.01.1891	Gouraya	7.5	X	38 Morts et des milliers de blessés
24.06.1910	Sour.el Ghouzléne	6.4/ 6.6	X (VIII)	30 Morts et des milliers de blessés
6.08.1947	Annaba	5,3	Inconnue	Centaines de blessés
09.09.1954	Chlef	6.7	X-XI	1250 morts, 3000 blessés
12.02.1960	Béjaia	5.6	VIII- IX	264 Morts et 112 blessés
21.02.1960	M'sila	5.6	VIII	47 Morts et 88 blessés
01.01.1965	M'sila	5,5	VIII	5 et Dizaines de blessés
10.10.1980	Chlef	7.3	IX	5 000 morts, 9 000 blessés
27.10.1985	Constantine	5.9	VIII	10 et Dizaines de blessés
29.10.1989	Chenoua	6.0	VIII	30 Morts et 245 blessés
18.08.1994	Mascara	5.6	VII	Inconnue
04.09.1996	Alger	5,7	VII	Inconnue
22.12.1999	Ain-Temouchent	5,8	VII	Plusieurs
10.11.2000	Béni-Ouartilane	5,4	VII	Inconnue
21/05/2003	ZEMMOURI	6,8	X	2266 morts, 10261 blessés
27/05/2003	Alger	5,8	Inconnue	9 Morts et 180 blessés
14/05/2010	Bouira	5,1	Inconnue	2 Morts et 43 blessés
1/08/2014	Alger	5,6	VI	Inconnue
29/05/2016	Médéa	5,3	Inconnue	Inconnue
5/03/2017	Skikda	4,6	Inconnue	Inconnue
02/01/2018	Blida	5,0	Inconnue	Aucun
28/12/2021	Skikda	3.8	Inconnue	Aucun
19/03/2022	Beijaia	5.5	Inconnue	Aucun

I.7 le risque et l'aléa sismique en Algérie

La région d'Alger est liée au contexte géodynamique de la Méditerranée occidentale conséquence de la collision entre la plaque eurasienne-Afrique .C' est l'une des régions d'Algérie où les déformations sont lentes et les plus actives et où l'activité sismique diffuse et modérée est souvent de magnitude ne dépassant pas V degrés mais produit parfois de rares séismes forts Ainsi [31]

- **aléa sismique régional** : définition du mouvement sismique correspondant à des probabilités d'occurrence et détermination de l'intensité sismique pouvant être atteinte ou dépassée dans une période de temps donnée [31]

- **aléa sismique local** : Détermination de l'aléa à partir d'une étude de micro zonage visant à identifier les zones affectées par la manifestation d'un effet de site ou de phénomènes induits (liquéfaction, glissement de terrain [31])

I.8 Classification des zones sismiques en Algérie

le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissant ,définies sur la carte des zones de sismicité d'après Le règlement parasismique Algérien (version 2003), soit [1]

Zone 0 : sismicité négligeable ; Zone I : sismicité faible ; Zones (II a – II b) : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

La carte des zones sismiques de l'Algérie, et le zonage global des différentes Wilayas est représenté sur la Figure

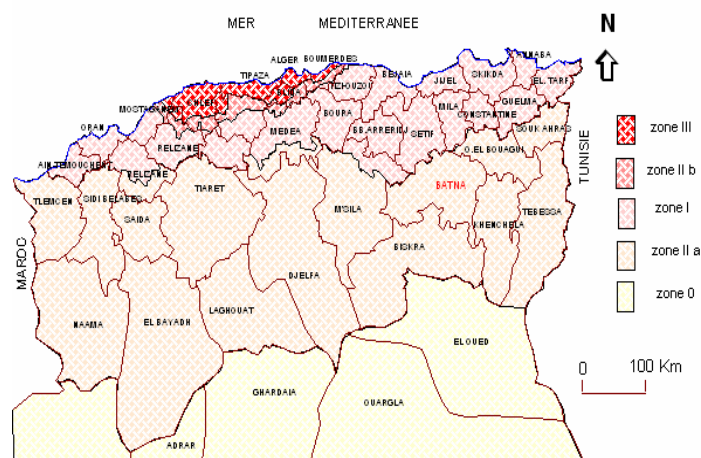


Figure 1.5 Carte de zonage sismique national

I.9 Réglementation Parasismique Algériennes

Les présentes règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Pour certains ouvrages importants, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur [1]

I.10 construction parasismique

La construction parasismique est l'étude du comportement des bâtiments et structures sous un chargement dynamique de type sismique et la conception de bâtiments et infrastructures résistants aux tremblements de terre. Il s'agit de comprendre l'interaction entre les bâtiments et le sol, prévoir les conséquences potentielles des séismes et développer des structures résistantes aux séismes, conformément aux normes de construction locales.

Une structure ne doit pas nécessairement être extrêmement résistante : une méthode de construction parasismique très efficace et économique consiste à désolidariser l'édifice du sol sur lequel il repose par isolement bas.

I.11 Méthodes de calcul de l'action sismique (aspect règlementaire)

I.11.1 Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales X et Y.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

Condition d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), des conditions complémentaires (voir RPA-page 33)

I.11.2 la méthode dynamique modale spectrale

Selon le RPA La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse calculé. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

I.11.3 La Méthode statique Non-Linéaire

L'analyse Poussée (ou poussée), est une méthode de analyse statique non linéaire des structures. Cette analyse est utilisée pour calculer les effets des actions sismiques des systèmes dissipatifs qui ont un comportement élasto-plastique.

Il s'agit d'une approche très innovante car elle permet analyse des performances des bâtiments: en construisant la courbe pushover d'une structure (courbe de performance sur un plan force-déplacement ou accélération-déplacement) il est possible d'identifier immédiatement la valeur du cisaillement de base correspondant aux différents états limites et surtout comment, quand et combien la structure examinée sera endommagée.

I.11.4 Méthode d'analyse temporelle

L'analyse temporelle est une analyse qui permet d'obtenir la réponse de la structure à une excitation imposée dans un intervalle de temps déterminé, contrairement aux autres types d'analyses disponibles qui affichent la réaction de la structure sous forme d'amplitudes obtenues à un moment unique.

I.13 Comportement non linéaire des structures

Le comportement dynamique d'une structure soumise à un mouvement du sol, dépend aussi bien du mouvement d'excitation que des caractéristiques mécaniques et géométriques de la structure. Il est donc nécessaire d'en tenir compte lors de la modélisation numérique qui constitue une étape importante dans l'analyse de la réponse dynamique de la structure en fournissant en données des lois de comportement.

En général, les structures ont un comportement élastique tant qu'elles sont soumises à des mouvements de faibles intensités, en revanche il est bien connu que pour les structures destinées à résister à des mouvements majeurs du sol, elles doivent être capables de supporter des déformations inélastiques induisant un comportement non linéaire. Plusieurs modèles hystériques de comportement dynamique non linéaire, variant de modèles relativement simples à des modèles

plus compliqués ont été proposés pour prédire la réponse des structures ou d'éléments structuraux soumis à un chargement cyclique.

De nombreuses études expérimentales, simulant les conditions de chargement cyclique que peut engendrer une sollicitation sismique, ont été réalisées au cours de ces dernières années sur des éléments structuraux, des assemblages d'éléments, des modèles réduits de structures et des prototypes de structures relativement simples à échelle réelle. Les résultats ont indiqué que les courbes effort-déplacement présentent des boucles d'hystérésis en raison du comportement inélastique. L'allure des ces boucles dépend de la forme du système structurel et du matériau constituant les éléments de la structure.

Pour avoir la réponse à une sollicitation sismique d'un système, on considère une loi de comportement définie par une idéalisation de courbes expérimentales. L'approche utilisée pour la modélisation post-élastique consiste à localiser la déformation non linéaire en un certain nombre de points et à idéaliser la courbe effort-déplacement par des segments de droites ou des courbes. L'aire délimitée par les boucles d'hystérésis est une mesure de l'énergie dissipée par le phénomène de plasticité.

I.13.1 Comportement linéaire

Pour mener avec succès une analyse numérique non linéaire d'une structure, il est toujours lucide de précéder celle-ci par une analyse linéaire puis introduire les sources de non linéarité une à une. En outre, on a souvent recours au modèle linéaire, qui est à la base de l'élaboration des spectres réglementaires. Donc, avant d'entamer la description du comportement non linéaire, on rappellera tout d'abord qu'est ce qu'un comportement linéaire en présentant le modèle élastique linéaire[32].

Modèle élastique linéaire :

La relation effort-déplacement du comportement linéaire telle que représentée sur la figure (1.5), est exprimée par :

$$F_s = Ku(t) \quad (1.5)$$

Cette relation est représentée dans le repère (FS,u) par une droite de pente K égale à la rigidité de la structure.

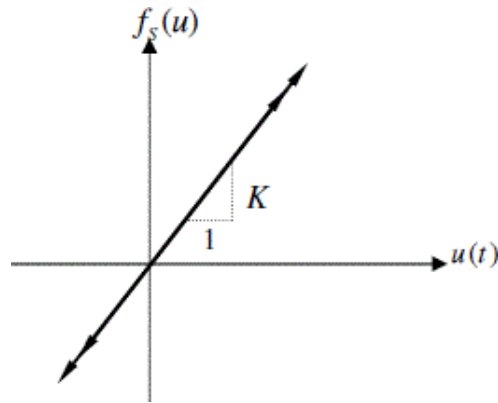


Figure1.6 Modèle élastique linéaire.

Le déplacement relatif atteint sa valeur maximale dans une direction, lorsque la vitesse relative de la structure s'annule. La rigidité étant constante sur l'ensemble de la réponse, tous les points représentatifs du diagramme effort-déplacement appartiennent à la même droite[32].

I.13.2 Comportement non linéaire

Des non linéarités peuvent intervenir lorsqu'une structure est soumise à un séisme. On peut rencontrer principalement deux types de non linéarité [32] :

- Géométrique : les non linéarités géométriques sont rencontrées lorsque la morphologie du système subit des modifications importantes au cours du chargement. Leur prise en compte consiste à écrire systématiquement les équations d'équilibre dans la configuration déformée du système[32].
- Matérielle : les non linéarités matérielles les plus communément rencontrées induisent des relations non linéaires entre contraintes et déformations au sein des matériaux et sont liées au caractère dissipatif des phénomènes (frottements internes dans le matériau, écoulement plastique...) Leur prise en compte recourt à des modèles de matériaux aptes à représenter les plastifications des structures en acier ou les écrasements et les fissurations des structures en béton armé[32].

I.14.1 Modèles non linéaires

Une grande diversité apparaît dans l'élaboration des modèles prenant en compte les déformations inélastiques. D'un côté, il y a des modèles largement idéalisés, faisant recours à de considérables simplifications, mais qui ne sont que des approches du comportement réel des structures. D'un autre côté, il y a les modèles empiriques basés sur des études expérimentales. Ils décrivent précisément le comportement de systèmes particuliers soumis à des sollicitations toutes aussi particulières, malheureusement ces modèles ne peuvent être facilement généralisés pour d'autres systèmes soumis à d'autres sollicitations. D'où la difficulté de les appliquer à un problème générale de réponse dynamique [32].

Dans ce qui suit, nous allons présenter quelques modèles non linéaires idéalisés. Ces modèles sont caractérisés par une loi de comportement formée par des segments de droites [32].

I.14.2 Modèle Elasto-plastique Bilinéaire

Comme son nom l'indique, ce modèle est constitué de deux segments de droites, l'un décrit la phase élastique et l'autre décrit la phase plastique, selon que ce second présente une pente ou pas, on définit deux types de modèles Elasto-Plastique bilinéaires :

a. Modèle Elasto-Plastique parfait

Le comportement non linéaire du béton armé est complexe et délicat à modéliser. Par contre, celui de l'acier peut être schématisé comme indiqué sur la figure

Sous chargement cyclique, la courbe effort-déplacement est approchée par un diagramme bilinéaire dit « *Elasto-plastique parfait* », comportant une pente initiale jusqu'à un déplacement u_y correspondant à une force f_y dite limite d'élasticité, puis un plateau à effort constant au-delà de u_y (écoulement plastique libre)[32].

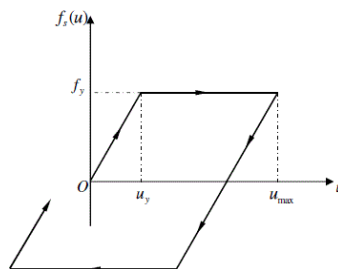


Figure 1.7Modèle Elasto-Plastique parfait.

La décharge qui intervient pour la valeur max u du déplacement, s'effectue suivant un trajet parallèle à celui du chargement initial ; la décharge se poursuit jusqu'à l'atteinte d'une force égale à $-f_y$, valeur pour laquelle un plateau apparaît dans la courbe. Le chargement à partir d'un point de ce plateau suit de nouveau un trajet parallèle à celui du chargement initial, et ainsi de suite[32].

b. Modèle Elasto-Plastique écrouissable

Ce modèle est une amélioration du modèle précédant, il est constitué de deux segments de droites, l'un décrit la phase élastique où la pente de la droite représente la rigidité initiale de la structure, et l'autre décrit la phase plastique, mais contrairement au modèle élasto-plastique parfait, ce segment de droite n'est plus un plateau mais présente une pente $p K$ couramment appelée rigidité plastique. Ce modèle est encore mieux adapté pour schématiser le comportement de la figure (1.8)

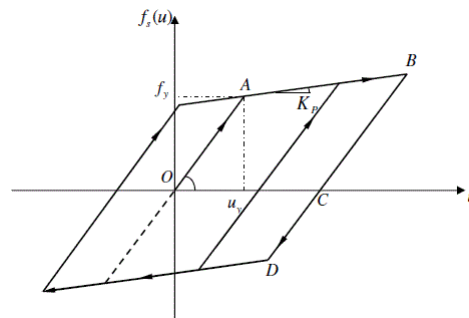


Figure 1.8 Modèle Elasto-Plastique avec écrouissage.

L'expression de la force de rappel en fonction du déplacement est donnée par :

$$F_s(u) = \begin{cases} K u & -u_y \leq u \leq u_y \\ K [p u + (1-p) u_y] & u > u_y \\ K [p u - (1-p) u_y] & u \leq -u_y \end{cases}$$

Chargement dans le sens opposé

Où f est la force de rappel ; K la rigidité initiale de la structure ; p le rapport de rigidité, tel

$$\text{Que : } p = \frac{K_p}{K}$$

Vu la simplicité de ce modèle, nous pouvons décrire le comportement en tout point de l'histoire du chargement. Le chemin parcouru par un point sur le diagramme Force- Déplacement représenté sur la figure (1.9) durant un cycle de chargement est constitué de :

Point O : la structure est considérée au repos, le déplacement et la vitesse initiale sont nuls.
Segment OA : décrit un comportement élastique avec une rigidité initiale K , la force de rappel est donnée par $f_s = K.u$

Point A : est le point où le déplacement atteint sa valeur élastique limite y_u au-delà de laquelle le comportement entre en phase plastique. La force de rappel en ce point est appelée force élastique limite f_y .

Segment AB : dans ce segment, le comportement est plastique avec une rigidité K_p où $K_p = p.K$; p variant de 0 à 10 %. On remarque que dans le cas où $p = 0$ on retrouve le comportement Elasto Plastique parfait. Lorsque la vitesse s'annule le déplacement aura atteint sa valeur plastique ultime u_{max} au point B.

Segment BD : le déplacement redevient élastique avec la même rigidité initiale K , mais avec un déplacement plastique résiduel irréversible.

Il est à noter que ces modèles Elasto-plastique bilinéaire, sont des modèles non dégradables ; la rigidité ne change pas durant les cycles de chargement, ils présentent des boucles d'hystérésis stables. Ce type de modèle est souvent utilisé pour représenter le comportement des éléments métalliques ayant une grande capacité de déformation[32].

I.14.3 Modèle de Clough

Ce modèle prend en compte la dégradation de la rigidité au cours des cycles de charment. Le comportement représenté sur la figure (1.8.1), est élastique au début du chargement avec une rigidité initiale K (segment 0). Au-delà du déplacement élastique limite, il devient inélastique avec une force de rappel constante donc une rigidité nulle (segment 1) jusqu'à ce que la vitesse s'annule (point B), le déplacement atteint alors sa limite inélastique. A partir de ce point le comportement entre de nouveau en phase élastique avec la même rigidité initiale K (segment 2). Lorsque le déplacement atteint le point X où la structure possède les mêmes caractéristiques qu'au point de repos mais avec un déplacement inélastique permanent, la rigidité subit une altération et le

comportement est alors représenté par une droite se dirigeant vers le déplacement maximum dans la direction opposée. La pente de cette droite peut être calculée en connaissant les caractéristiques de ses deux extrémités (segment 3). Si la vitesse change de signe, la structure entre à nouveau en phase élastique avec la même rigidité initiale (segment 8). Jusqu'à la fin de la réponse, la rigidité continue à changer d'un segment à un autre, selon que le comportement soit élastique ou inélastique. Il faut juste noter que le passage d'une direction à une autre est toujours orienté vers le déplacement maximal déjà atteint dans la direction opposée [32].

A part les deux passages de changement de rigidité (segment : 2-3 et 5-6) qui sont conditionnés par la valeur du déplacement, tous les autres passages se font lorsque la vitesse change de signe. Les pentes des segments (0-2-5-7-8) sont égales à la rigidité initiale, les pentes (1-4) sont nulles, par contre, les pentes (3-6) sont calculées connaissant le déplacement actuel et les déplacements maximaux dans les deux directions

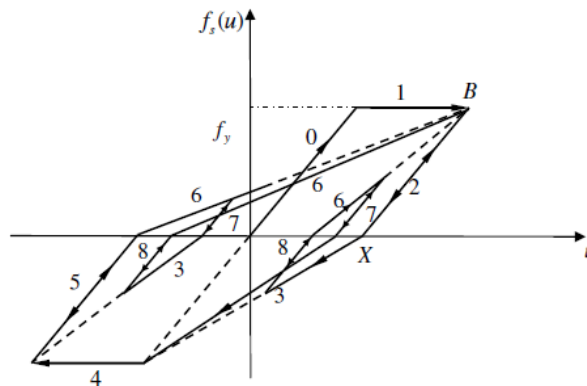


Figure 1.8.1 Modèle de Clough

Le modèle de Clough, représente une bonne approche pour caractériser le comportement des éléments en béton armé. Il est utilisé comme une simple représentation de la dégradation [32]

I.14.4 Modèle de TAKEDA

L'analyse de la réponse des structures en béton armé soumises à de forts mouvements du sol requiert un modèle conceptuel réaliste qui reconnaît la variation continue de la rigidité et des caractéristiques de l'absorption d'énergie de la structure. Takeda, a proposé un modèle dont

l'applicabilité au béton armé a été testée expérimentalement en utilisant des prototypes soumis à un mouvement dynamique à la base [45].

Dans ce modèle, il y a deux points de changement de rigidité : un point de fissuration caractérisé par une force de rappel élastique $cr f$ et un point de limite élastique qui correspond à la force de rappel $y f$. La réponse obtenue à partir des tests statiques, a permis d'avoir la courbe primaire représentée sur la figure (1.9). Cette courbe fait apparaître les deux points de changement de rigidité [32].

Le modèle de Takeda est le modèle qui se rapproche le plus du comportement réel des structures ou des éléments structuraux en béton armé, en raison du développement des fissurations, de la microfissuration et de la dégradation de l'adhérence acier béton. Cependant, vu la complexité du modèle Takeda, plusieurs chercheurs ont fait des modifications simplificatrices pour mieux l'adapter à des cas plus généraux. Parmi ces chercheurs, Lestuzzi qui a proposé le modèle Takeda modifié [45].

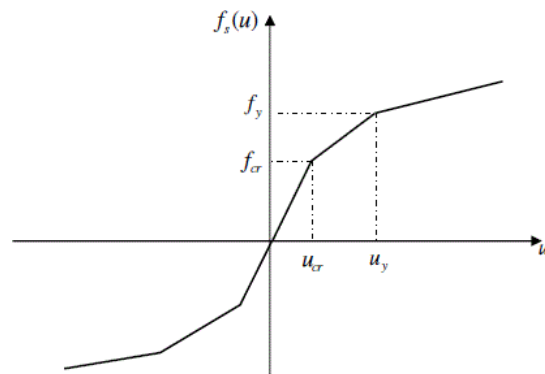


Figure 1.9 Courbe primaire du modèle de TAKEDA.

I.14.5 Modèle de TAKEDA modifié

Le modèle Takeda modifié a été testé expérimentalement dans le but d'analyser le comportement dynamique des murs porteurs en béton armé sous charge sismique.

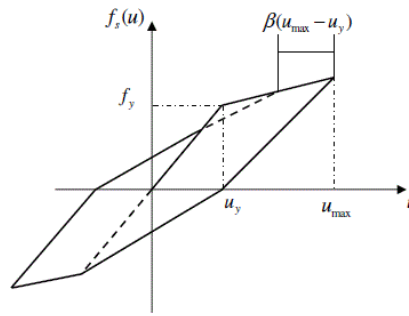


Figure 1.10 Modèle de TAKEDA.

Sur la figure (1.10) on a représenté le diagramme Force-Déplacement. Il est à remarquer qu'il ne présente pas de points de fissuration ce qui introduit une grande simplification dans l'interprétation des résultats, sans toutefois trop s'éloigner du comportement réel des structures. Un autre paramètre de dégradation de rigidité β est introduit, ce paramètre est compris entre 0 et 1 [32].

I.14.6 Le « Q model »

Le « Q model » représenté sur la figure (1.5), peut être aperçu comme un modèle bilinéaire modifié, qui fait apparaître une dégradation de la rigidité [32, 45].

Après une première phase élastique de rigidité initiale K (segment 0), la structure entre en phase inélastique (segment 1) avec une rigidité $K_P = pK$. Une fois le déplacement maximal atteint, le déchargement (segment 2) se fait avec une rigidité K_r différente de la rigidité initiale donnée comme suit :

$$K_r = K \left(\frac{u_y}{u_{max}} \right)^a$$

où : a est le paramètre de dégradation de la rigidité lors du déchargement.

Il est à noter que si le point B est atteint en premier, le segment 3 sera orienté vers le point D correspondant à la valeur absolue du déplacement au point B. A l'opposé, si le point D est atteint en premier, le segment 5 sera orienté vers le point B, qui en cette circonstance, représentera la valeur absolue du déplacement au point D.

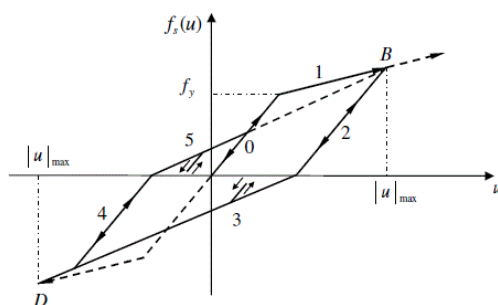


Figure 1.11 Modèle « Q ».

Ce modèle présente des dégradations de la rigidité et de la limite élastique de cycle en cycle. Il est considéré assez fiable pour caractériser la flexion dans les éléments en béton armé [32]

I.15 Béton

I.15.1 Comportement de béton

Le béton présente un grand nombre de microfissures, en particulier, à l'interface entre les agrégats et le mortier, avant même l'application des charges. La présence de ces microfissures a un grand effet sur le comportement mécanique du béton, puisque leur propagation pendant le chargement contribue au comportement non linéaire sous de faibles charges et provoque la dilatation de volume avant la rupture. Plusieurs de ces microfissures sont causées par la ségrégation, le rétrécissement ou la dilatation thermique du mortier. Quelques microfissures peuvent se développer pendant le chargement en raison de la différence dans la rigidité entre les agrégats et le mortier. Puisque l'interface agrégat-mortier a une résistance à la traction sensiblement inférieure à celle du mortier, elle constitue le lien le plus faible dans le système composite. C'est la raison primaire de la faible résistance à la traction du béton.

La réponse d'une structure sous l'action des charges dépend en grande partie de la relation déformation-contrainte des matériaux constitutifs et de la magnitude des contraintes. Puisque le béton est utilisé la plupart du temps en compression, la relation déformation-contrainte en compression est d'intérêt primaire.

I.15.2 Comportement mécanique du béton

Les paramètres du béton tel que la résistance à la compression, le module d'élasticité, la résistance à la traction et l'énergie de fissuration peuvent être définies à partir d'essais standards. Les données expérimentales disponibles décrivent la réponse du béton soumis aussi bien à des charges de compression et de traction uni axiales qu'à des charges multiaxiales. Les essais expérimentaux des éléments en béton armés ou non armés peuvent servir à caractériser la réponse du béton non armé soumis à une charge en cisaillement[40].

I.15.2.1 Comportement uni axial

Dans la compression uni axiale directe, cinq différentes zones de déformations ont été mises en évidence par Mehta et Monteiro (1993) comme indiqué sur figure 1.11.1 Le comportement uni axial en compression du béton sous déformation croissante est essentiellement linéaire élastique, avec une microfissuration dans la zone de transition (la zone à proximité immédiate des agrégats grossiers, connus pour être le maillon faible de ce matériau composite avec des fissures qui se produisent généralement dans cette zone) demeurant presque inchangées, jusqu'à ce que la charge atteigne environ 30 % de la résistance maximale à la compression f_c (Zone A)[40].

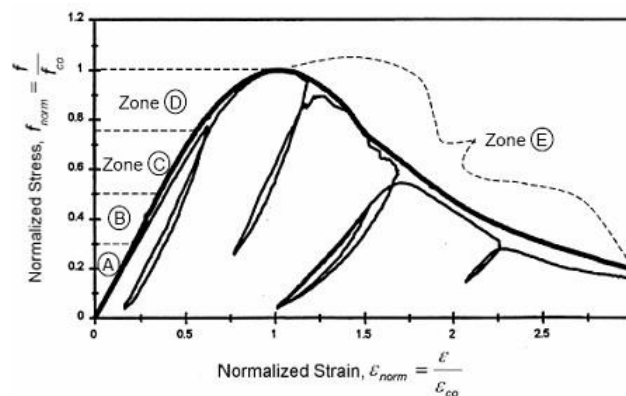


Figure 1.11.1 Comportement du béton sous charge de compression monotone et cyclique (Après Bahn et Hsu 1998).

Dans la deuxième zone, le chargement qui produit des contraintes de compression comprises entre $0.3f_c$ et $0.5f_c$, résulte en une rigidité matérielle réduite (Zone B) en raison d'une augmentation significative de l'initiation et de la propagation des fissures dans la zone de transition. La troisième zone qui se situe entre $0.5f_c$ et $0,7f_c$, entraîne une réduction supplémentaire de la rigidité matérielle

(Zone C). Dans ce cas, la diminution de la rigidité est le résultat de l'initiation et de la propagation de la fissuration dans la pâte de ciment et le développement d'une propagation instable de la fissuration qui continue à s'accroître. Au-delà de cette valeur de la contrainte, entre $0,7 f_c$ et f_c , se trouve la quatrième zone (Zone D) où la contrainte de compression augmente sous charge constante[40].

Ceci résulte de l'accroissement spontané de la fissuration aussi bien dans la pâte de ciment et la zone de transition que de la consolidation des microfissures en systèmes de fissures continues. Un chargement supplémentaire résulte en une réduction de la résistance à la compression (Zone E) et peut causer la localisation (sous déformation croissante, la contrainte développée exhibe une relation contrainte-déformation avec adoucissement). Cette réponse est le résultat du développement de multiples fissures continues, normalement parallèles à la direction de la charge appliquée. La figure 2.2 montre également le comportement du béton sous charge de compression uni axiale cyclique. La rigidité des cycles de déchargement et de rechargement est approximativement égale à la rigidité élastique pour des niveaux petits ou modérés de la déformation, mais elle diminue lorsque les déformations compressives sont élevées.

Cependant, sous une traction uni axiale directe, le comportement du béton observé à partir des essais expérimentaux est différent de celui observé en compression. Les figures **1.11.2**, **1.11.3** et **1.11.4** montrent la réponse typique contrainte-déformation du béton soumis à une déformation en traction uni axiale sous chargement uni axial monotone et chargement uni axial cyclique. Sous chargement uni axial monotone (Figure 1.11.2), le comportement en traction est essentiellement linéaire élastique jusqu'à ce que la résistance à la traction est atteinte, et cette réponse correspond à l'initiation d'un petit nombre de microfissures restant pratiquement inchangé dans la zone de transition[40].

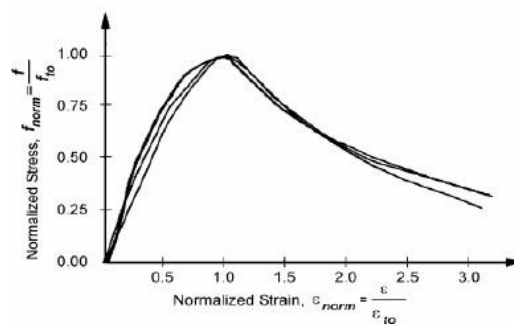


Figure 1.11.2 Comportement du béton sous charge monotone en traction (Yankelvski et Reinhardt1987)

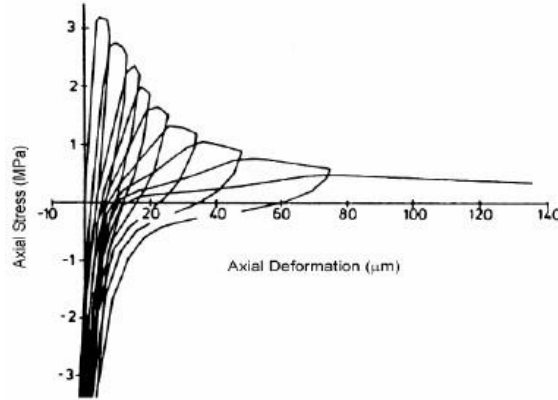


Figure 1.11.3 Courbe contrainte-déformation du béton sous charge cyclique de traction (Reinhardt et al. 1986)

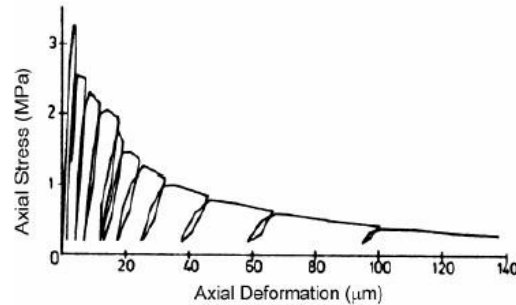


Figure 1.11.4 Courbe contrainte-déformation du béton sous charge cyclique de traction (Reinhardt et al. 1986)

Avec l'accroissement du chargement sur le béton, le niveau des contraintes atteint la résistance à la traction maximale, f_t , du béton et entraîne une rigidité réduite et un développement important de la propagation de la fissuration dans la zone de transition et partiel dans la pâte de ciment. Du fait que les microfissures existantes restent pratiquement inchangées sous une contrainte inférieure à une valeur comprise entre $0,6 f_t$ et $0,8 f_t$, ce niveau de contrainte peut être considéré comme la limite d'élasticité sous traction. Un chargement au-delà du niveau de la contrainte entraîne une perte de la capacité portante. Cette réponse correspond au développement de systèmes de fissures continues dans la zone de transition et la pâte de ciment. Sous chargement uni axial cyclique, les cycles de déchargement et de rechargement qui débutent pour des déformations de traction supérieures à celle correspondant à la résistance à la traction maximale se produisent pour une rigidité matérielle qui est significativement inférieure au module original du matériau[40].

Cette réduction de la rigidité matérielle dans la phase post pic est le résultat de fissures qui restent ouvertes tant que le béton supporte la contrainte de traction. Contrairement à un essai de compression, où les fissures de fendage sont généralement parallèles à la direction de la contrainte de compression d'après Sfer et al.,(2002) et Jansen et Shah (1997) ou sous la forme d'une bande en zigzag selon la hauteur de l'échantillon (VanMier 1986), la direction de la propagation des fissures dans un essai de traction est transversale à la direction de contrainte. Ceci se traduit par une réduction de la zone de la capacité portante et donc après niveau maximal de la contrainte, une propagation instable de la fissuration en traction débute très rapidement, résultant en la nature fragile du béton[40].

Reinhardt et al.,(1986), Sinha et al., (1964) et Bahn et Hsu (1998) utilisé des données expérimentales disponibles pour les essais de chargement cyclique sont généralement obtenues à partir d'essais qui ont résulté soit en rupture par traction soit en une rupture par compression. Alternativement, la Figure 1.11.5 montre le comportement uni axial du béton sous charges cycliques de traction et de compression. Il peut être observé que la rigidité de déchargement et la rigidité de rechargement sont approximativement égales à la rigidité élastique pour des niveaux faible ou modéré de déformation, mais sont très anélastiques sous grandes déformations. Il y a une certaine dégradation de la rigidité en compression à la fin du chargement, mais qui n'est pas trop importante, donc le comportement est encore semblable à celui élastique linéaire[40].

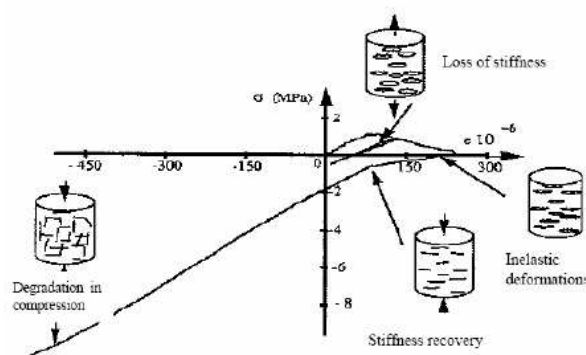


Figure 2.5 Uniaxial Behaviour of concrete under cyclic loading (Ramtani 1990; as presented by Nechnech 2000)

Figure 1.11.5 Comportement uni axial du béton sous charge cyclique (Ramtani 1990 ; présenter par Nechnech 2000).

Comme observé lors des essais expérimentaux, quand le béton atteint sa limite de compression il y a une dégradation générale dans toutes les directions, alors que dans le cas de la traction la dégradation de la résistance est limitée à une seule direction, la direction normale à la fissure résultante. Néanmoins, la rupture sous compression, par exemple écrasement ou microfissuration dans le béton, semble avoir des effets importants sur le comportement à la traction du béton à travers la dégradation de la rigidité induite par la compression en traction. Cependant, la dégradation de la rigidité ne se produit pas lors de l'inversion de la charge en traction-compression. Ceci est dû au fait que les microfissures, qui s'ouvrent sous la charge de traction, se ferment lors de l'inversion de la charge, ce qui entraîne une récupération de la rigidité lors du passage de la traction à la compression (Figures 1.11.3 et 1.11.5)[40].

Il est aussi observé expérimentalement dans le béton soumis à des charges que les déformations anélastiques sont permanentes en compression et en tension avec de petites valeurs (Figures 1.11.1, 1.11.3 et 1.11.4). Par conséquent, le comportement en déchargement est sensiblement élastique et le comportement est ainsi en accord avec les hypothèses de la théorie de la plasticité, au moins au niveau macroscopique d'après Jirasek et Bazant (2002).

Les données expérimentales démontrent que le béton présente un comportement adoucissant significatif au-delà de la contrainte maximale, aussi bien en compression que traction uni axiales. Le comportement adoucissant contrainte-déformation a été suggéré par plusieurs chercheurs pour modéliser la microfissuration et sa propagation (Petersson (1981), Hillerborg et al. (1976), Bazant et Oh, (1983)). En outre, ces modèles ont été utilisés pour l'évaluation des propriétés de rupture, c'est-à-dire l'énergie de rupture. Cependant, il n'y a pas un comportement post-pic contrainte-déformation unique d'après Gopalaratnam et Sah, (1985), Ansari (1987).

I.15.2.2 Comportement en cisaillement

Le béton subit des déformations de cisaillement lors de la réponse et des changements de volume lorsqu'il est en état de cisaillement. Dans le béton non armé, un transfert de forces de cisaillement à travers le plan de la fissure est obtenu principalement par l'intermédiaire de l'égrènement, et du développement de forces portantes dans les agrégats. Ce mécanisme de transfert de la force de cisaillement implique que la capacité du béton en cisaillement est déterminée par la largeur d'ouverture de la fissure. Considérant le transfert de cisaillement dans des échantillons de béton avec pré fissuration, non armés, et des zones de largeur de fissures constantes, il est observé

expérimentalement que la relation entre le déplacement dû au cisaillement et la contrainte de cisaillement dépend essentiellement de la largeur de la fissure [40]

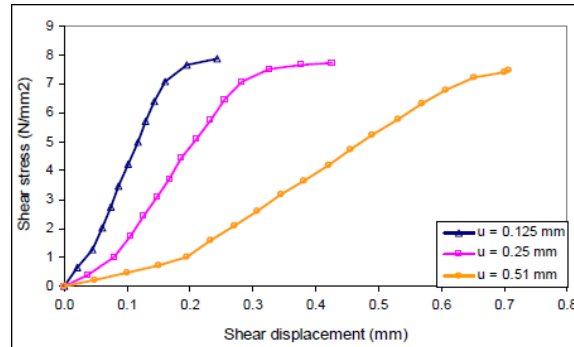


Figure 1.11.6 Résultats des tests de cisaillement du béton

par Paulay et loeber (1974) (u est l'ouverture de la fissuration du déplacement).

La relation du déplacement dû au cisaillement est essentiellement dépendante de la largeur de la fissure (Figure 1.11.6). Elle, montre également que, pour de petites largeurs des fissures, la relation entre la contrainte de cisaillement et le glissement est linéaire jusqu'à une résistance de l'ordre de $0,2 f_c$. Pour des largeurs de fissures plus grandes, la contrainte de cisaillement par rapport au glissement montre une certaine perte de rigidité pour des niveaux de charge faibles, mais maintient une capacité pic d'environ $0,2 f_c$. Une capacité de transfert de cisaillement moindre a lieu pour des valeurs de f_c comprises entre 0,6 à 0,9 pour des largeurs des fissures plus grandes, c'est-à-dire supérieures à 0,8 mm d'après Laible et al., (1977). En béton armé, il a été observé expérimentalement que la résistance au cisaillement et la rigidité augmentent avec l'augmentation de volume des armatures traversant le plan de la fissure pour une résistance pic du système limitée à $0,3 f_c$ (Figure 1.12)[40].

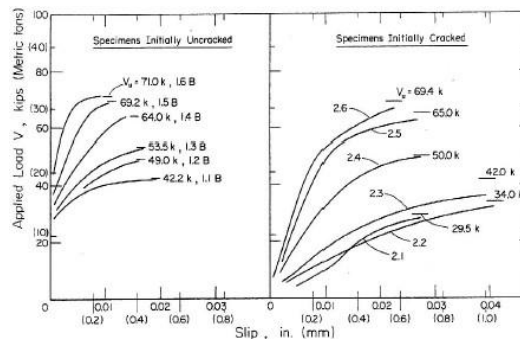


Figure 1.12 Résultats des tests de cisaillement du béton par Hofbeck et al.(1969).

Les études expérimentales montrent également que pour les systèmes dans lesquels la largeur des fissures est contrôlée par la réponse en traction de l'acier d'armature traversant le plan de la fissure, la contrainte de cisaillement par rapport au glissement exhibe une détérioration de la rigidité jusqu'à la charge pic et ensuite un comportement adoucissant. Ceci s'explique par le fait que le glissement est toujours suivi par un accroissement de l'ouverture de la fissure et si l'ouverture est bloquée (par les armatures) alors une contrainte de compression large est induite sur la surface de la fissure. De plus, la contrainte de compression doit être équilibrée par les forces de traction dans les armatures, qui sont en plus de celles requises pour équilibrer les efforts de traction appliquées. Il est important de noter que pour ces systèmes dans lesquels les armatures traversent le plan de fissuration, la contribution directe des armatures à la capacité de cisaillement et à la rigidité est minimale pour des niveaux de glissement minimaux. Des résultats similaires pour les systèmes où des armatures en acier traversent le plan de fissuration sont présentés par Walraven et Reinhardt (1981). Dans ce cas, la résistance au cisaillement pic, obtenue avec des volumes élevés d'armatures traversant le plan fissuration, varie entre $0,26 f_c$ et $f_c 0,32$ [47].

I.16 Propriétés du béton définies à partir d'essais expérimentaux

I.16.1 Réponse monotone

Les courbes contrainte-déformation typiques sous charges monotones pour l'acier et le béton sont obtenues à partir d'armatures en acier chargées monotone en traction, ou des échantillons de béton chargés monotone en compression.

I.16.1.1 Acier

L'acier peut être classé en deux groupes en fonction de sa ductilité. La figure 2.9 montre une courbe contrainte-déformation typique pour le fer en fonte qui a une nature fragile, et une courbe contrainte-déformation typique pour l'acier doux. Du fait que l'acier utilisé pour les structures et éléments en béton armé est généralement du dernier type, tous les modèles discutés ici correspondent à cette catégorie[40].

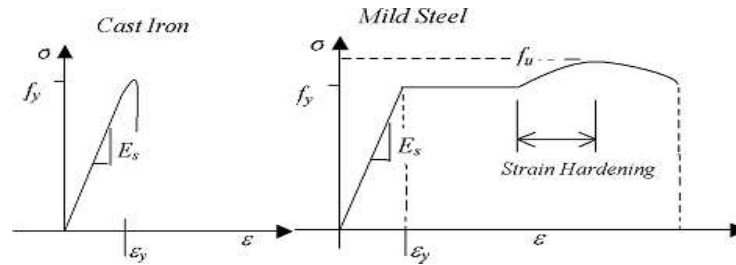


Figure 1.13 Courbe contrainte-déformation typique pour le fer en fonte et l'acier doux

Plusieurs essais ont montré que la courbe contrainte-déformation monotone pour les armatures en acier peut être décrite par trois branches bien définies. C'est généralement le cas pour approximativement tous les types d'armatures utilisées dans les éléments en béton armé. Différents modèles sont proposés pour la réponse monotone contrainte-déformation de l'acier. Certains de ces modèles sont brièvement discutés[46].

➤ **Modèle multilinéaire**

Le modèle multilinéaire a été appliqué largement par des chercheurs dans des études analytiques. Dans ce modèle, plusieurs lignes droites approximent la courbe contrainte-déformation. La pente du premier segment est égale au module d'élasticité de l'acier, et les pentes des segments suivants sont définies soit comme un rapport de la pente initiale ou zéro, selon la courbe contrainte-déformation réelle observée et pour laquelle l'approximation est appliquée. Dans la plupart des cas, deux lignes approximent la courbe, le premier segment ayant le module d'élasticité de l'acier comme pente, alors que la seconde a une pente plus petite ou une pente égale à zéro. La figure

2.10 montre deux cas d'une modélisation (a) bilinéaire et (b) d'une modélisation trilineaire du comportement contrainte-déformation de l'acier. Dans la plupart des cas de l'engineering, c'est le premier modèle qui a été le plus employé avec des résultats assez précis pour des applications pratiques[40].

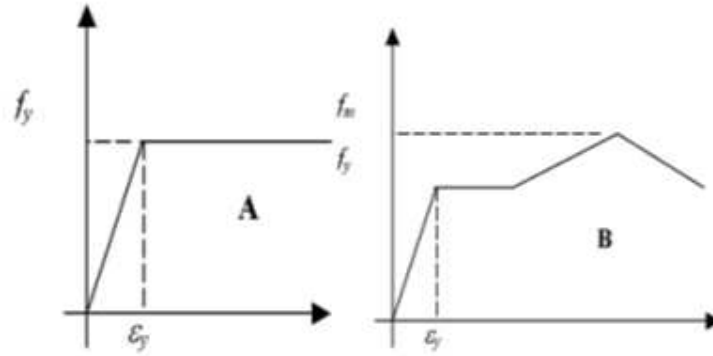


Figure 1.14 Courbe contrainte-déformation

multilinéaire typiquement utilisé pour un modèle de contrainte-déformation de l'acier.

➤ **Modèle du Parc et Paulay**

La courbe actuelle contrainte-déformation de l'acier, dans sa forme générale, a été modélisée par Park et Paulay (1975). Les équations sont :

$$\text{région AB} \quad f_s = \varepsilon_s \cdot E_s$$

$$\text{région BC} \quad f_s = f_y$$

$$\text{région CD} \quad f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r - 1)^2} \right]$$

$$\text{Avec} \quad m = \frac{\left(\frac{f_{sh}}{f_y}\right)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

$$r = (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})$$

➤ **Modèle de Mander**

Pour être en agrément avec le comportement réel de l'acier doux, dans certains cas, la partie déformation-écrouissage de la courbe peut être approximée par une courbe. Le modèle suivant est un échantillon qui donne des résultats proches du comportement réel quand des paramètres adéquats sont utilisés. Mander et al (1984) ont constaté que la région déformation-écrouissage ($\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_{su}$) dans la courbe contrainte-déformation peut être prédite avec une bonne précision par [40]:

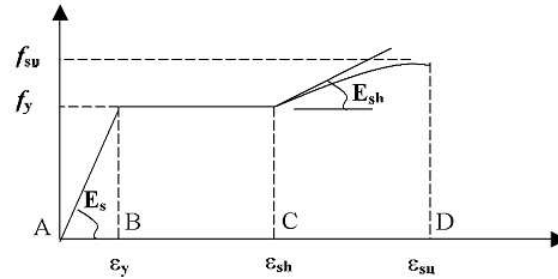


Figure 1.15 Courbe contrainte-déformation de l'acier proposée par Mander et al (1984).

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_y) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^p$$

Où ε_s est la déformation de l'acier ; ε_{sh} est la déformation de l'acier au début de la déformation d'écrouissage ; ε_{su} est la déformation de l'acier pour f_{su} ; f_s est la contrainte de l'acier ; f_{su} est la résistance ultime en traction de l'acier ; f_y est la limite d'élasticité de l'acier ; E_{sh} est le module d'écrouissage de l'acier ; et :

$$P = E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right)$$

I.16.1.2 Béton

L'utilisation prolifique du béton dans l'industrie du bâtiment a abouti au développement d'une série de procédures d'essais normalisées pour déterminer les propriétés mécanique et physique du béton. Une loi de comportement de béton peut être calibrée sur la base des paramètres matériels déterminés par des essais mécaniques. La réponse d'un élément structural de béton armé est déterminée en partie par la résistance d'un échantillon de béton à la compression. En conséquence, la technique normalisée aux Etats-Unis (ACI, 1992) recommande de caractériser la réponse du béton sur la base de la résistance à la compression d'un cylindre ayant un diamètre de 150 mm et une hauteur de 300 mm. Pour les mélanges de béton typiques, le cylindre standard est suffisamment grand pour que le matériau soit essentiellement homogène au-dessus de la zone critique[40].

➤ **Modèle de Richart**

Le travail pionnier sur l'effet des armatures transversales sur le comportement du béton en compression a été entrepris par Richart et al. (1928). En se basant sur les résultats d'essais sur des

cylindres en béton de 100 × 200 mm soumis à différents types de pression transversale, il a été trouvé que la résistance et la déformation correspondantes du béton sont proportionnelles à l'augmentation de la pression transversale, un phénomène qui semble évident de nos jours. En se basant sur ces anciennes études, la résistance de compression du béton a été exprimée comme suit:

$$f'c = f'c_o + k fr$$

Où $f'c$ est la résistance à la compression du béton avec pression transversale ; $f'c_o$ est la résistance sans pression; fr est la pression transversale ; et k un coefficient expérimental, qui a été proposé égal à 4.1 par Richart et al (1928). La déformation maximale, ϵ_{cc} , pour la résistance à la compression du béton confiné a été exprimée par :

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'c}{f'c_o} - 1 \right) \right]$$

où ϵ_{co} est la déformation maximale pour la résistance de l'échantillon cylindrique en béton non armé. Cette équation, représente essentiellement la forme la plus simple du critère à deux paramètres de Mohr-Coulomb, qui définit la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale (Chen, 1982).

➤ **Modèle de Fafitis et Shah**

Fafitiset Shah et al. (1985) ont proposé un modèle de confinement basé sur les résultats d'essais expérimentaux. Le modèle a été développé initialement pour des poteaux circulaires confinés avec des armatures transversales circulaires. Ils ont suggéré que les poteaux avec des sections carrées peuvent être traités comme des poteaux circulaires avec le diamètre du noyau égal au côté du noyau carré. L'index de confinement pour estimer la contrainte effective du confinement a été défini par

$$fr = \frac{A_{sh}}{dc} \frac{f_{yh}}{s}$$

Où A_{sh} est la section totale des armatures transversales dans la section verticale dans l'espacement s ; dc est le diamètre équivalent pour une section de poteau carrée supposé égal au côté du noyau carré du béton confiné; f_{yh} est la limite d'élasticité de l'acier de confinement. La courbe complète contrainte-déformation se compose de deux parties, branches ascendante et descendante. Les deux branches se rencontrent en un point maximal ayant une pente égale à zéro, évitant ainsi toute discontinuité. La branche croissante est en fait une fonction parabolique avec son point extrême coïncidant avec le pic de la courbe contrainte-déformation. Les paramètres principaux utilisés dans

les parties croissantes sont le module d'élasticité E_c pour le béton non confiné, la résistance du béton confiné f_c' , et la déformation à la résistance de confinement ε_{cc} . Les coordonnées pics f_c' et ε_{cc} sont calculées sur la base de la résistance f_c' de cylindres de béton non confiné et de l'index de confinement f_r . La branche descendante est une courbe exponentielle s'approchant asymptotiquement de zéro lorsque la déformation tend vers l'infini. Les paramètres utilisés pour calculer la branche descendante sont les mêmes que ceux de la branche ascendante, plus le module d'élasticité du béton non confiné [40].

Les expressions mathématiques complètes décrivant le modèle de Fafitis et Shah (1985) sont :

$$f_c = f_c' c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^A \right] \text{ pour } 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cc}$$

$$f_c = f_c' c \exp[-k(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{1.15}] \text{ pour } 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cc}$$

$$A = E_c \frac{\varepsilon_{cc}}{f_c' c}$$

$$k = 24.65 f_c' \exp(-0.01 \frac{f_r}{\lambda_1})$$

$$E_c = 33 \omega^{1.5} \sqrt{f_c'} \text{ psi}$$

$$\lambda_1 = 1 - 25 \left(\frac{f_r}{f_c} \right) (1 - \exp(-3.24 f_c')^9)$$

Le coefficient λ_1 dépend de la résistance du béton et du degré de confinement. Ce modèle peut être facilement utilisé pour un béton non confiné en prenant $f_r = 0$. La valeur du paramètre $k=0$ correspond à un comportement complètement fragile, tandis qu'un k infiniment grand correspond à un comportement parfaitement plastique du béton confiné [40].

➤ **Modèle de Sheikh et Uzumeri**

Le modèle de Sheikh et Uzumeri et al. (1982) est l'un des premiers modèles développés pour la prédiction de la courbe contrainte –déformation du béton confiné dans un poteau. Le modèle est basé sur les résultats expérimentaux de 24 essais réalisés par les chercheurs eux-mêmes et d'essais antérieurs réalisés par d'autres chercheurs. La courbe contrainte-déformation consiste en trois grandes sections. La première section représente une courbe parabolique ayant un centre de coordonnées $(f_{cc}, \varepsilon_{s1})$, la 2^{ème} partie est une ligne horizontale jusqu'à la déformation ε_{s2} et la 3^{ème}

partie est une branche inclinée avec une pente Z , Elle continue jusqu'au point où la contrainte devient égale à $0.3 f_{cc}$, et en suite redevient horizontale. f_{cc} est la résistance du béton confiné, et ε_{s1} , ε_{s2} sont les déformations minimales, maximales respectivement, correspondant à la contrainte maximale du béton confiné [40]

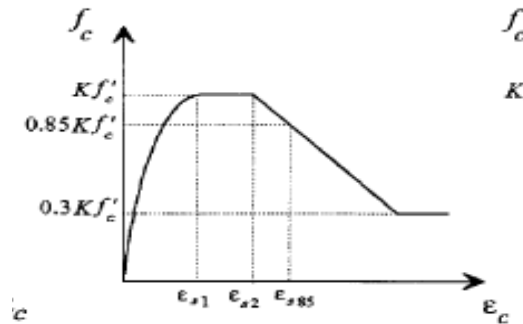


Figure 1.16 Modèle de Sheikh et Uzumeri (1980).

Les expressions de ce modèle sont :

$$f_{cc} = Kf'_c$$

$$\varepsilon_{s1} = 0.55 K_s f'_c \varepsilon_{s0}$$

f'_c est la résistance du cylindre

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{s0} \left[1 + \frac{0.81}{c} \left(1 - 5.0 \left(\frac{s}{B} \right)^2 \right) \frac{\rho_s f_s}{\sqrt{f'_c \varepsilon_{s0}}} \right]$$

Ici, la contrainte est en psi et C en $inches$. ε_{s0} est la déformation correspondant à la contrainte maximale de l'échantillon du béton non armé. Le paramètre K_s est appelé coefficient de gain de la rigidité, et a été déterminé à partir des analyses par régression basées sur des essais de poteaux en béton confiné[40].

$$K_s = 1.0 + \frac{2.73 B^2}{P_{occ}} \left[\left(1 - \frac{n.c^2}{5.5 B^2} \right) \left(1 - \frac{s}{2B} \right)^2 \right] \sqrt{\rho_s f_s}$$

Où f_s est en ksi et P_{occ} en $kips$. La pente Z de la 3ème partie de la courbe du contrainte-déformation est donnée par :

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{B}{s}}}$$

Les nombreux paramètres utilisés dans ces équations dépendent principalement de la géométrie de l'échantillon, de la quantité des armatures, etc. Ainsi, s est l'espacement des armatures transversales; ρ_s est le volume des armatures transversales ; C est la distance entre les centres des armatures longitudinales ; et n est le nombre de courbures entre les armatures longitudinales. Ceci tient compte du fait qu'une partie du béton sur la surface du noyau reste non confinée. Pour les poteaux carrés n coïncide avec le nombre de barres longitudinales. f_s est la contrainte dans l'armature latérale, qu'il est recommandé de prendre comme la limite d'élasticité de l'armature latérale. P_{occ} est décrite par l'équation suivante :

$$P_{occ} = f'_{co} (A_{co} - A_s)$$

Avec

$$A_{co} = B \times H$$

A_s est la section totale des armatures longitudinales; A_{co} est la section du noyau du béton confiné; B et H sont la distance du périmètre des cadres du noyau rectangulaire du béton. Selon Sheikh et al, l'erreur maximale dans la prédiction de la valeur de K_s est inférieure à 4% du côté défavorable et l'erreur maximale conservatrice est d'environ 7%. Ils ont également proposé un paramètre ϵ_{s85} pour la déformation du béton confiné correspondant à 85% de la contrainte maximum du béton sur la branche de déchargement de la courbe contrainte-déformation :

$$\epsilon_{s85} = 0.225 \rho_s \sqrt{\frac{B}{S}} + \epsilon_{s2}$$

est supposée la déformation ultime du béton confiné.

➤ **Modèle de Mander, Priestley, et Park**

Mander, Priestley, et Park (1988) ont développé un modèle général pour le béton confiné par différents types d'armatures transversales. Le modèle de Mander a été couramment utilisé pour l'analyse de poteaux avec des sections transversales circulaires et rectangulaires d'après Xiao (1994), Priestley et Seible,; (1996). L'application de charge peut être statique ou dynamique, monotone ou cyclique. Les armatures transversales peuvent être aussi de types différents : cadres circulaires ou en spirale, cadres rectangulaires avec ou sans étriers. Dans ce qui suit-on s'intéressera uniquement à la relation contrainte-déformation pour les poteaux rectangulaires

confinés avec des cadres rectangulaires sous charge monotone. Pour développer le modèle, Mander a effectué des essais sur des poteaux en béton armé confinés à échelle réelle avec une résistance à la compression du béton égale à 30 MPA et une limite conventionnelle d'élasticité de l'acier de 300 MPA.

L'équation principale décrivant la relation contrainte-déformation monotone pour le béton confiné est :

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r-1+x^r}$$

Où x est le rapport de la déformation ε_c sur la déformation correspondant à la contrainte maximale ε_{cc} , f'_{cc} est la contrainte maximale du béton confiné, r est le rapport entre le module initial du béton et la différence entre les modules d'élasticité initial et sécant, Ces paramètres se calculent comme suit :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = \left[R \left(\frac{f'_{cc}}{f_c} - 1 \right) + 1 \right] \varepsilon_{co}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ MPa}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

Dans toutes les équations précédentes f'_{co} et ε_{co} sont la résistance du cylindre de béton et sa déformation correspondante respectivement, le paramètre R est une valeur empirique, sa valeur est égale à 3 pour un béton à haute résistance et à 6 pour un béton normal.

La contrainte maximale du béton confiné est donnée par :

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_{co}}{f'_{co}}} - 1.254 \right)$$

Avec f'_l la contrainte effective latérale du béton confiné, définie comme suit :

$$f'_l = \frac{1}{2} K_e \rho_s f_{yh}$$

Le paramètre le plus important dans le modèle de Mander est le coefficient du confinement effectif K_e . Il tient compte de l'efficacité des différents types d'armatures transversales. Mander a proposé plusieurs équations pour K_e , particulièrement pour une section circulaire avec des armatures transversales en forme de spirale.

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}}$$

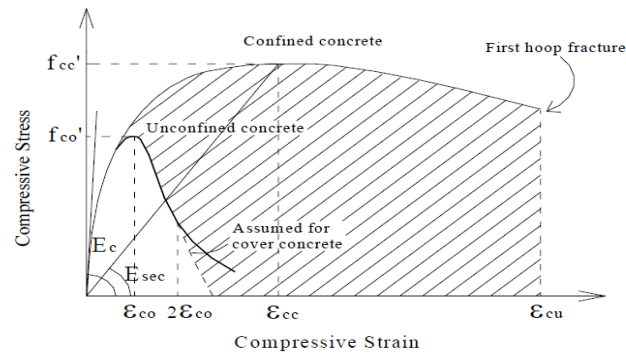


Figure 1.17 Modèle pour une réponse monotone pour un béton confiné et non confiné d'après Mander et al.

ρ_{cc} est le rapport entre la section des aciers longitudinaux et la section du béton, ρ_s est le rapport du volume des aciers transversaux de confinement sur le volume du béton confiné. F_{yh} limite d'élasticité des aciers transversaux.

➤ **Modèle de Li et Park**

Li et Park et al. (2001) ont entrepris de nombreux essais sur des poteaux en béton armé circulaires et rectangulaires. En se basant sur les résultats expérimentaux, ils ont modifié le modèle de Mander pour prédire la performance de poteaux en béton à haute résistance avec plusieurs types de configurations des armatures transversales. Le modèle du Li et Park peut être utilisé aussi bien pour un béton confiné que pour un béton non confiné[40].

➤ **Modèle de Saatcioglu et Razvi**

Saatcioglu et Razvi (1992) ont proposé un modèle analytique pour construire la relation contrainte-déformation du béton confiné. Le modèle est composé de deux parties : une branche ascendante parabolique, suivie par une branche descendante linéaire. Des aciers transversaux, sous forme de pression latérale uniforme équivalente dans les poteaux circulaires et rectangulaires, ont été utilisés pour développer les caractéristiques pour la résistance et la ductilité du béton confiné.

La résistance d'un béton confiné des poteaux carrés est donnée par :

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_l$$

Où f'_{cc} et f'_{co} sont la résistance du béton confiné et non confiné respectivement, le coefficient k_1 varie en fonction des différentes valeurs de la contrainte latérale f_l (la contrainte du confinement avec distribution uniforme en MPa). En se basant sur les résultats expérimentaux, la relation entre ces deux paramètres est :

$$k_1 = 6.7 (f_l)^{-0.17}$$

Où f_l est la pression de confinement uniforme en MPa.

La contrainte de compression du béton non confiné f'_{co} est obtenue à partir d'un essai de compression concentrique sur un échantillon de béton non armé. Bien que la contrainte de confinement latérale puisse être facilement obtenue à partir d'essais sur des poteaux circulaires, il n'en est pas de même pour les poteaux rectangulaires et carrés. C'est pourquoi le terme contrainte latérale effective f_{le} a été proposé [40].

$$f_{le} = k_2 f_l$$

$$f_l = \frac{\sum A_s f_{yt} \sin \alpha}{sbc}$$

Avec k_2 égal à 1.0 pour les poteaux circulaires et carrés, α l'angle entre les aciers transversaux et b_s , qui est égal à 90 s'ils sont perpendiculaires. Dans le cas général, k_2 se calcule à partir de la formule suivante :

$$k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{bc}{s}\right) \left(\frac{bc}{sl}\right) \left(\frac{1}{fl}\right)} \leq 1.0$$

Où la pression est en MPa. La déformation correspondant à la contrainte maximale du béton confiné f'_{cc} est notée ε_1 et a été trouvée similaire à celle trouvée par Balmer (1949); Mander et al. (1988):

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{01}(1 + 5K)$$

Avec

$$K = \frac{K_1 F_{le}}{f'_{co}}$$

ε_{01} est la déformation correspondant à la contrainte maximale du béton confiné. En l'absence de résultats expérimentaux, la valeur de la déformation est prise égale à 0.002. La partie descendante de la courbe est linéaire et connecte les points (f'_{cc}, ε_1) et $(0.85 f'_{cc}, \varepsilon_{85})$ sur le plan de la courbe contrainte-déformation[40].

La valeur de la déformation correspondant à 85% de la résistance du béton confiné se calcule comme suit :

$$\varepsilon_{85} = 260\rho\varepsilon_1 + \varepsilon_{085}$$

est ρ le rapport volumétrique des aciers transversaux, et qui est déterminé comme suit :

$$\rho = \frac{\Sigma A_s}{s(bc_x + bc_y)}$$

En se basant sur les paramètres précédents, une relation contrainte-déformation pour le béton confiné a été proposée :

$$f_c = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right)^2 \right]^{\frac{1}{1+2k}} \leq f'_{cc}$$

I.16.2 Réponse hystérésis

I.16.2.1 Acier

➤ Modèle hystérétique bilinéaire simple

La figure 1.18 présente un modèle simple cyclique pour l'acier. L'enveloppe de ce modèle est la relation bi-linéaire, qui décrit la courbe contrainte-déformation et qui est montrée dans la figure 1.18. L'utilisation de ce modèle pour des analyses cycliques donne des résultats qui ne sont pas réalistes. Dans ce modèle la dégradation de la résistance ou de la rigidité n'est pas prise en compte et la dégradation de la déformation est négligée[40].

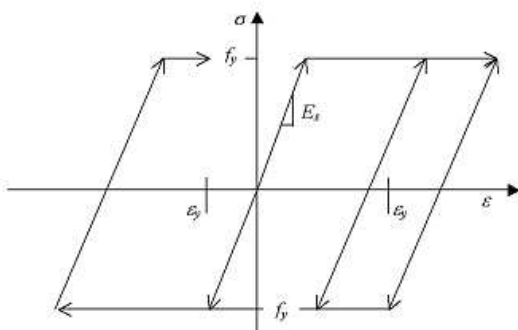


Figure 1.18 Modèle hystérique

bilinéaire pour l'acier.

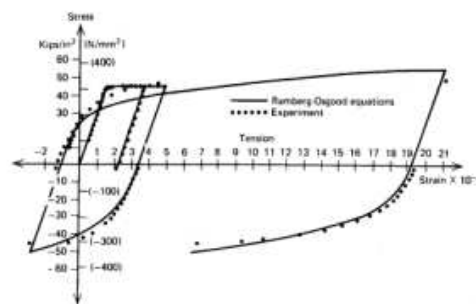


Figure 1.19 Réponse hystérétique

de l'acier, d'après l'équation Ramberg-Osgood

➤ Modèle de Ramberg-Osgood

Les équations de Ramberg-Osgood (1943) peuvent être utilisées pour obtenir une bonne estimation concernant le comportement hystérétique des armatures du béton armé. La figure 1.19 montre ce modèle comparé aux données expérimentales sur un échantillon ayant les mêmes caractéristiques en termes de plastification, de résistance ultime, et de module d'élasticité. En effet, f_{ch} et r dans l'équation suivante ont été empiriquement choisis. L'équation de Ramberg-Osgood est comme suit:

$$\varepsilon_s - \varepsilon_{si} = \frac{f_s}{E_s} \left(1 + \left| \frac{f_s}{f_{ch}} \right|^{r-1} \right)$$

où ε_s est la déformation de l'acier, ε_{si} est la déformation de l'acier pour une contrainte égale à zéro au début de l'essai de chargement, f_s est la contrainte de l'acier, E_s est le module d'élasticité de l'acier, f_{ch} est la contrainte dépendant de la contrainte limite élastique et la déformation plastique dans l'acier produite au cours de chargement précédent, r est un paramètre dépendant du numéro de chargement[40].

I.16.2.1 Béton

➤ Modèle de Park, Kent, et Sampson

Une courbe typique pour le modèle proposé par Park, Kent, et Sampson (1972) est montrée sur la figure 1.20. La courbe enveloppe pour la contrainte de compression est représentée par la relation déterminée par Kent et Park (1969-1990) pour le béton confiné par des cadres sous un chargement monotone. Une courbe linéaire contrainte-déformation pour le béton en traction peut être supposée ayant la même pente que la courbe en compression pour une contrainte égale à zéro. La réponse réelle du béton dans ce modèle, à l'inversion de la déformation et de la contrainte, est approximée par une courbe bilinéaire comme montré dans la figure 1.20. [40]

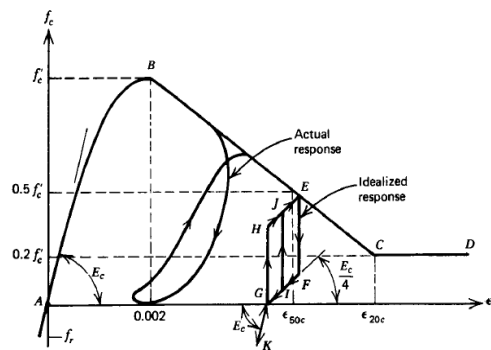


Figure 1.20 comportement hystérique du béton d'après Park, Kent, et Sampson.

➤ Modèle de Kuramoto et Kabeyasawa

La figure 2.17 présente le modèle par hystérésis pour le béton confiné et l'enrobage utilisé par Kuramoto et Kabeyasawa (1995). Leur modèle par hystérésis est un modèle linéaire divisé. Suivant les indications de la figure, σ_B est la résistance du béton non confiné, K est le coefficient de confinement, et E_{cl} est la rigidité initiale de l'enrobage qui est prise égale à celle du béton confiné. Tous les autres paramètres sont évidents et leurs valeurs peuvent être fixées comme requis, comme cela a été fait par Kuramoto et Kabeyasawa [40]

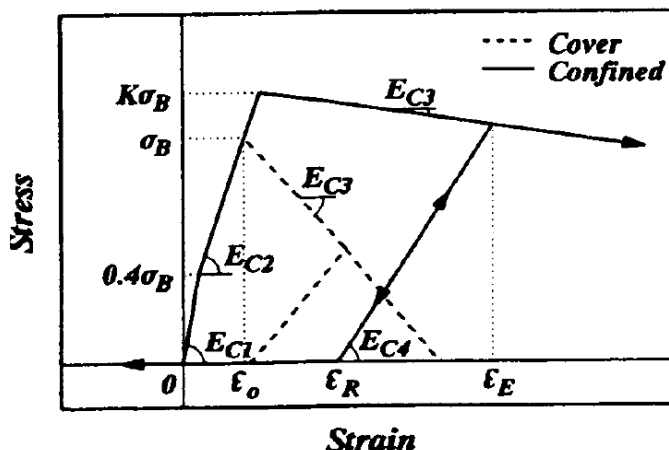


Figure 1.21 Comportement hystérique du béton d'après modèle Kuramoto et Kabeyasawa.

➤ Modèle de Mander

Le procédé adopté par Mander et autres pour simuler le comportement par hystérésis du béton armé est semblable à l'approche employée par Takiguchi et al (1976) mais modifiée pour un béton confiné et non confiné. La figure 1.22 montre le modèle pour la branche de déchargement et la détermination de la déformation plastique. Dans la figure, ϵ_{un} et f_{un} sont la déformation et la contrainte de déchargement, respectivement ; ϵ_{pl} est la déformation plastique. Mander et al ont proposé un procédé relativement compliqué pour définir la courbe hystérésis[40]

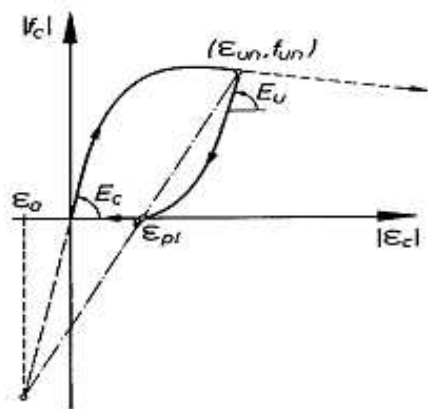


Figure 1.22 Courbe contrainte-déformation pour la branche déchargement détermination la déformation plastique d'après Modèle du Mander

La figure 1.22 démontre la détérioration dans la résistance à la traction du béton due au pré-chargement en compression. Dans cette figure, ε_t est la déformation en traction, f_t est la résistance initiale en traction et f_{cc} est la résistance à la compression du béton[40].

La figure 1.23 montre une courbe simple contrainte-déformation hystérésis proposée par Mander et al (1988) pour les courbes de rechargement en particulier[40].

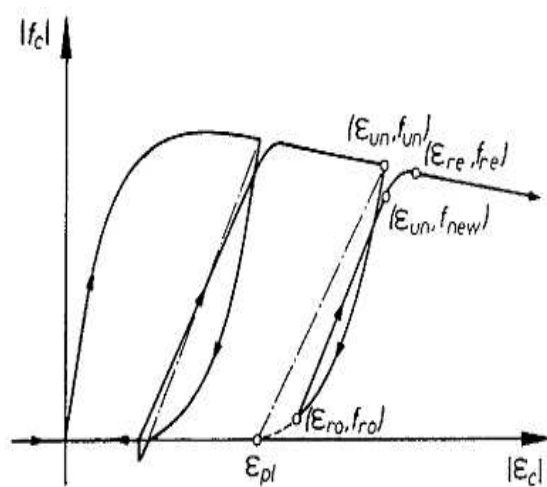


Figure 1.23 courbe contrainte déformation la branche rechargement
d'après le modèle du manderet al (1988).

I.17 ductilité

La ductilité est une caractéristique essentielle des structures devant résister aux séismes par la formation d'un mécanisme plastique global. Le terme « *ductilité* » définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur. On distingue quatre manières de quantifier la ductilité dans une structure :

la ductilité de déformation, la ductilité de courbure, la ductilité de rotation et la ductilité de déplacement. La première liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section de poutre pure, la troisième est associée à une réalité en bout de poutre qui implique outre la section, les moyens d'assemblage, voire la colonne. La quatrième se réfère au comportement global de la structure [42].

Ces quatre manières de quantifier la ductilité dans une structure sont illustrées à la figure (1.11).

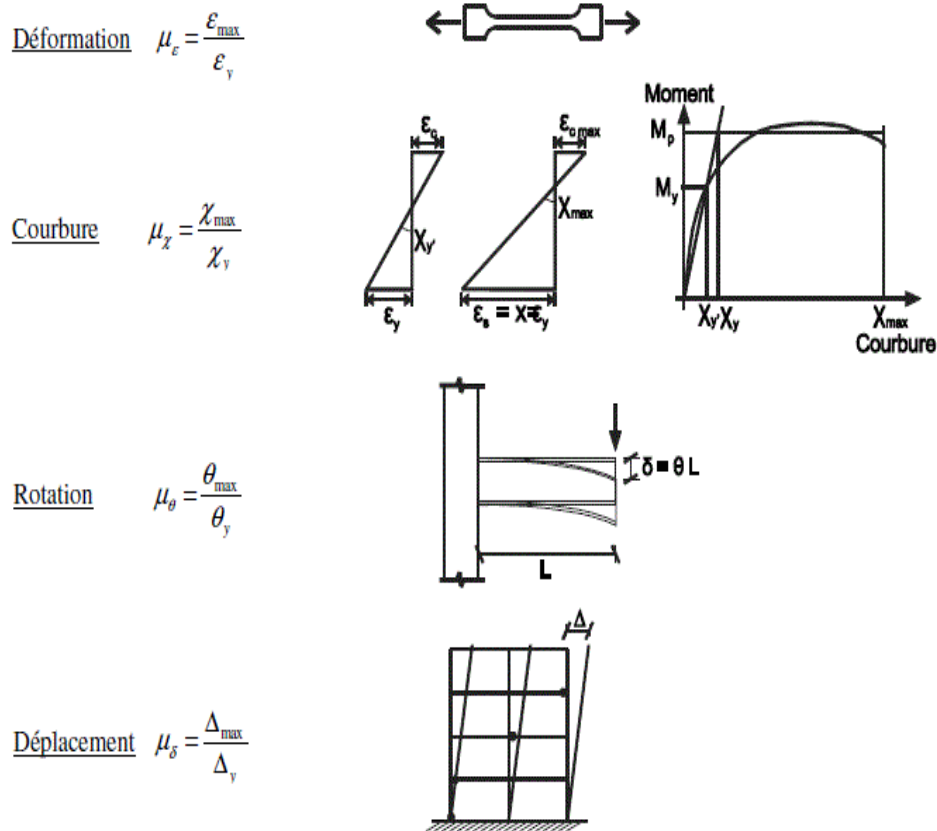


figure 1.24 :Quatre niveaux de définition de la ductilité.

I.17.1 Ductilité de déformation[32]

La source de ductilité est la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte. On définit la ductilité de déformation comme le rapport de la déformation maximale imposée ϵ_{max} à la déformation élastique limite ϵ_y :

$$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_{max}}{\epsilon_y}$$

I.17.2 Ductilité de courbure[32]

Dans les poutres, c'est la capacité de rotation dans les rotules plastiques qui intéresse. On peut définir une ductilité de courbure comme étant le rapport entre la courbure maximale χ_{max} et la courbure à la limite d'élastique χ_y

$$\mu_\chi = \frac{\chi_{max}}{\chi_y}$$

I.17.3 Ductilité de rotation [32]

Une ductilité de rotation importante ne peut s'obtenir que si les déformations plastiques ont la possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément. On définit la ductilité de rotation de la poutre comme le rapport entre la rotation maximale de la rotule plastique θ_{\max} et la rotation à la limite d'élasticité θ_y :

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_{\max}}{\theta_y}$$

I.17.4 Ductilité de déplacement [32]

La ductilité en déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de la structure. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral maximal ($\Delta_{\max} = \Delta_y + \Delta_p$) au déplacement latéral élastique limite Δ_y .

$$\mu_{\delta} = \frac{u_{\max}}{u_y} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y}$$

Elle peut être directement comparée à la ductilité nécessaire pour résister au séisme et qui est donnée par le coefficient de comportement global de la structure R. Le déplacement latéral devrait être mesuré au centre de gravité des forces sismiques, mais il est généralement pris au niveau du toit, sans grande erreur.

Dans notre travail on s'intéresse principalement au comportement global de la structure, c'est donc cette dernière définition de la ductilité que l'on retiendra.

Il est très important de faire la différence entre la ductilité disponible (capacité) dans le système et la demande de ductilité, qui elle est imposée au système par l'action sismique.

La conception parasismique consiste à estimer la capacité de ductilité pour ensuite déduire la résistance requise pour laquelle, en présence de mouvements sévères, les demandes de ductilité n'excéderont pas les capacités de ductilité disponible dans le système. La demande de ductilité, varie en général entre 1 pour les structures répondant élastiquement, à 6 pour les structures ductiles.

Chapitre 2

Etude linéaire d' un batiment en B.A

II.1.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels et structuraux, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- ✓ L'usage.
- ✓ La résistance et la stabilité.
- ✓ Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- ✓ Les conditions économiques.

Les calculs seront faits en basent sur le règlement parasismique Algérie RPA99version 2003[1] et le règlement de calcul du béton armé BAEL 91 modifiées 99 [3] .

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+5+1SS) à usage d'habitation avec le réez de chaussée à usage commercial. L'ouvrage sera implanté à la wilaya de BLIDA Commune De Beni Tamou , qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone III) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) [1] .

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton arme CBA 93[2] , BAEL 91[3] , et aux règles parasismiques RPA 99 version 2003[1]

II.1.2 Présentation de l'ouvrage

Notre projet et un bâtiment composé d'un seul bloc divisé comme suit :

- Un sous-sol (parking)
- Un rée de chausse a sage commercial
- Des étages courants (Le 1^{ème} - 5^{ème} étages) à usage d'habitation.
- La terrasse inaccessible.

II.1.2.1 Caractéristiques géométriques

a) Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère 18,36 m.
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère 18,96 m.
- Hauteur du sous-sol..... 2,30 m.
- Hauteur du RDC 3,06m.
- Hauteur d'étage courant..... 3,06 m.

b) Dimension en plan

- Longueur totale 24,80 m.
- Largeur totale 24,50 m.

II.1.2.2 Ossature de l'ouvrage

Le bâtiment est constituées des portiques auto-stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) ^[1] , Le système de contreventement de la structure est un système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques (poteau, poutre).

a) Planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales destinée à séparer les niveaux, considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Le choix du plancher se fit en fonction des critères suintants

- La portée de différentes travées
- Les charges à supporter
- La forme du plancher

Selon ces critères nous avons opté pour deux types de plancher

- Planchers dalle pleine
- Planchers à corps creux

b) Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, est une suite des plans horizontaux et verticaux, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied verticalement d'un niveau a un autre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger. Notre structure comporte des escaliers droits avec trois volées et deux palier.

c) La cage d'ascenseur

Vu la hauteur importante de ce bâtiment et pour faciliter le déplacement entre les différents étages, la conception d'un ascenseur est indispensable pour ce dernier

d) Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses. Pour cet ouvrage, Nous avons deux types de murs :

- Mur extérieur : constitué d'une double paroi d'épaisseur 30 cm (les briques creuses De 15 cm et de 10 cm) avec une l'âme d'air de 5 cm séparant.
- Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

e) Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

f) Le garde-corps

Pour assurer la sécurité des habitants, les balcons sont entourés par des garde-corps en béton armé.

g) L'acrotère

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

h) Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Au sol, carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

i) Fondation:

La structure est implantée sur un sol meuble d'après L'étude finale réalisée par le Laboratoire des travaux géotechniques & construction. La contrainte du sol est σ admissible = 2,00 bars pour un ancrage de D=3,00 m

II.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93** [2], le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91 modifié 99** [3] ainsi que le règlement Algérien **RPA 99 version 2003**[1].

II.3.1 Le Béton

Le béton est une pierre artificielle composée de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, mais le plus souvent combiné avec l'aciers pour donner le béton armé.

La composition du béton doit être conforme aux règles du **BAEL 91 modifié 99** [3] et du **RPA 99/version 2003**[1], elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique souhaitée.

a) - composition du béton

- **Ciment** : pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé (LE CPL-CEM II/B 42.5)
- **Granulas** : pour un béton normal constitué deux type de granulats sont :
 - Sable de dimension inférieure à **5 mm**
 - gravier de dimension inférieure à **25 mm (8/15 et 15/25)**
- **L'eau** : l'eau utilisé dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique. Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :
 - Une résistance mécanique élevée.
 - Un retrait minimum.
 - Une bonne tenue dans le temps (durabilité)

b) résistance du béton**b.1 résistance du béton a la compression**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée f_{c28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm , est estimée à 30 Mpa ($f_{28}=30$ Mpa)

Pour : $j \leq 28$ jours $\longrightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \text{ Log } (j + 1)$

$j = 28$ jours $\longrightarrow f_{cj} = f_{c28}$

$j > 28$ jours $\longrightarrow f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$

b.2 résistance du béton a la traction :

On a plusieurs essais pour déterminer la résistance du béton a la traction, parmi ces essaie on a

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction
- Traction par fendage en écrasant les cylindres précédents places horizontalement entre les plateaux d'une presse (essaie Brésilien)
- Traction par flexion, ce test est réalisés à l'aide d'une éprouvette prismatique, de cote << a >> et de longueur << 4 a >> reposant sur 2 appuis horizontaux soumise à la flexion. La résistance à la traction est notée par << f_{tj} >> elle est définie par la relation suivante:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}; f_{c28} = 30 \text{ MPa, on trouve : } f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

c) Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application elle est connue par le nom << module de Young ou module de déformation longitudinale >>

c.1 module d'élasticité instantanée <<Eb_{ij}>>

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel, le module de déformation longitudinale instantanée du béton donne par :

$$Eb_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{D' où on a} \quad Eb_{ij} = 34179,557 \text{ MPa}$$

c.2 module d'élasticité différée <<Eb_{vj}>> :

pour des charges d'une longue durée ,il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire , le module de déformation longitudinale différée du béton donne par :

$$Eb_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{D' où on a} \quad Eb_{vj} = 11496,760 \text{ MPa}$$

d) Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. $\nu = (dl / l) / (DL / L)$

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

- ➔ $\gamma = 0,2$ Pour les justifications aux états limites de services (béton non fissure) .
- ➔ $\gamma = 0$ Dans le cas des états limites ultimes (béton fissure)

e) Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho=25 \text{ KN/m}^3$ pour béton armé

f) Les contraintes limites de calcul**f-1) États Limites Ultime (ELU)**

l'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance au-delà il y a ruine de l'ouvrage

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b=1,5$ cas des actions courantes transitoires (SD)

$\gamma_b=1,15$ cas des actions accidentelles (SA)

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique.

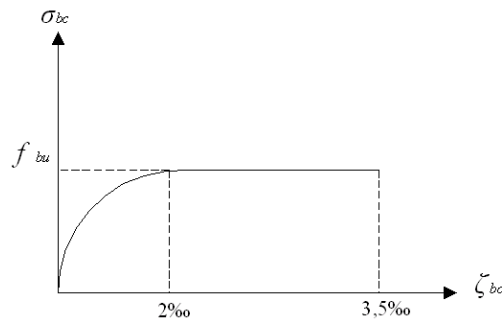


Figure 2.1 diagramme contraintes déformations du béton a L'ELU

f-2) contrainte limite a l'état limite de service (E.L.S)

l'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation

La contrainte limite de service du béton est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Dans notre cas : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$ D'où on a $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$

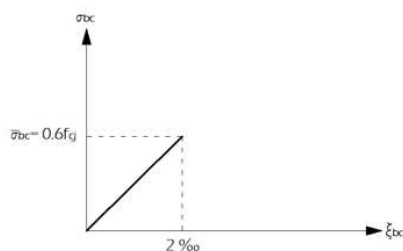


Figure 2.1 :Diagramme contraintes déformations du béton a L'ELS

II.1.3.2 - L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction, Le matériau acier est un alliage Fer +Carbone en faible pourcentage.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses et barres à haute adhérence)

Dans notre projet on opte pour des armatures a haute adhérence (HA) FeE 500

a) Module d'élasticité longitudinale

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à

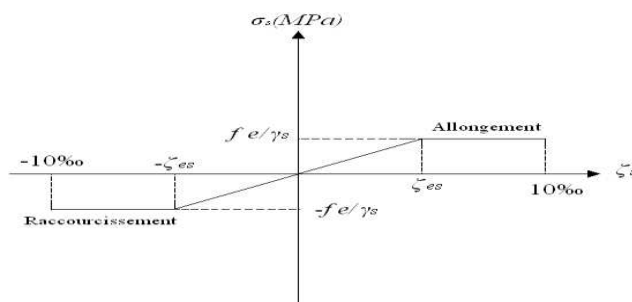
$$E_s = 2,0 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

Expérimentalement, le règlement (CBA93) [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est pratiquement constante quel soit la nuance de l'acier utilisé

c) Les contraintes limites de calculs

c.1 Contraintes limites a l'état limite ultime (ELU) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :



Avec :

- f_e : contrainte limite élastique .
- ε_s : Allongement (déformation) relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \Delta L/L$
- σ_s : La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{..... Situation durable.} \\ 1,00 & \text{..... Situation accidentelle.} \end{cases}$$

c.2 Contraintes limites à l'état Limite de Service (ELS)

C'est état ou on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} = \min [2/3 f_e ; 110 * \sqrt{\eta \cdot Ftj}]$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{bc} = \min [1/2 f_e ; 90 * \sqrt{\eta \cdot Ftj}]$

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$\eta = 1,0$ Acier rond lisse

$\eta = 1,6$ Acier à haute adhérence.

II.1.4 Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton
- Le béton tendu est négligé à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰

II.2.1 PREDIMENSIONNEMENT

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est une étape très importante dans un projet en génie civil, Cette étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous devons pour cela respecter les règles et les normes en vigueur données par **le RPA99 (version 2003) [1]**, **le CBA93[2]**, et **le BAEL91 (modifié 99) [3]** Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet vers la base (Les planchers, Les poutres, Les poteaux et voiles).

II.2.2 Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges et les surcharges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils séparent entre deux niveaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et étanchéité des niveaux extrêmes, L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers sont utilisés :

- Planchers à corps creux
- Planchers dalle pleine

II.2.2.1 Plancher en corps creux

La structure étudiée comporte Les planchers à corps creux. Ce type de plancher constitués par des éléments porteurs (poutrelles préfabriquées), et par des éléments d'emplissage (corps creux en polystyrène), avec une dalle de compression mince en béton armé.

Selon le CBA93[2], on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

$$L/25 \leq h_t / L \leq 1/20.$$

Avec :

H : épaisseur de la dalle de compression corps creux.

L: Porté maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

$$L = \min [L_{\max} (\text{sens } x) ; L_{\max} (\text{sens } y)] \quad ; \quad L = 4,50 - 0,3 \Rightarrow L = 4,2 \text{ m}$$

$$h_t \geq 420/22.5 \Rightarrow h_t \geq 18.66 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une épaisseur de **(16+5) = 21 cm**.

II.2.2.2 Plancher à dalle pleine

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutres secondaires et principales, les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres.

L'épaisseur (e) est déterminée à partir de la condition suivante :

a. Résistance au feu

- $e=7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e=11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e=17,5\text{cm}$ pour deux quatre heures de coupe-feu.

b. Isolation phonique

Selon les règles du CBA93 en vigueur en Algérie, L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis: $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité

Balcons

$L_x = 1.60 \text{ m}$

La dalle repose sur deux appuis

On aura donc : $160/35 \leq e \leq 160/30 \rightarrow 4,57 \leq e \leq 5,33$.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à **$e = 15 \text{ cm}$** .

II.2.2.3 Évaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage

Les charges permanentes G et surcharges d'exploitation Q sont déduites du **DTR B.C. 2.2 [4]**, sont données dans les tableaux suivants :

II.2.2.3.1 Charges permanentes

a. Plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.2 Évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

Matière	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfaccique (kN/m ²)
1- Protection mécanique en gravie	0.05	17	0,85
2- Étanchéité multicouche	0.02	6	0,12
3- AIRIUM (Forme de pente + Isolation thermique) annexé 1	0.10	4	0.4
4-Dalle de compression + corps creux en (polystyrène)	0.21 (0.16+0.05)	8.9	1,70
5- Enduit en plâtre	0.02	10	0,20
Poids surfaccique du plancher = ΣG =			3,27 kN/m²

Tableau 2.3 Évaluation des charges et surcharges de la dalle pleine terrasse inaccessible.

Matière	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfaccique (kN/m ²)
1- Gravillon de Protection	0.05	17	0.85
2- Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3- AIRIUM (Forme de pente + Isolation thermique) annexé 1	0.10	4	0.4
4- dalle pleine	0.15	0.25	3.75
5- Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
ΣG =			5.32 kN/m²

b. Plancher d'étage courant :**Tableau 2.4** Évaluation des charges et surcharges de plancher étage courant (corps creux)

Matière	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1- Carrelage	0.02	20	0,40
2- Mortier de pose	0.02	20	0,40
3- Lit de sable	0.03	18	0,54
4- Dalle de compression + corps creux en (polystyrène)	0.21 (0.16+0.05)	8.09	1.70
5- Enduit de plâtre	0.2	10	0,20
6- Cloisons légères internes	0.1	10	1
$\Sigma G =$			4.24 kN/m²

Tableau 2.5 Évaluation des charges et surcharges de la dalle pleine.

Matière	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1-carrelage	0.02	20	0,40
2-mortier de pose	0.02	20	0,40
3-lit de sable	0.03	18	0.54
4-dalle pleine	0.15	25	3.75
5-Enduit en ciment	0.02	18	0.30
6-cloisons légères	0.1	10	1,00
$\Sigma G =$			6.45KN/m²

C: Maçonnerie :**Tableau 2.6** Évaluation des charges et surcharges des murs intérieur

Matière	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1- Enduit intérieur au plâtre	2	10	0,20
2- Briques creuses	15	9	1,35
3- Enduit extérieur au ciment	2	18	0,36
$\Sigma G =$			1,91 kN/m²

Tableau 2.7 Évaluation des charges et surcharges des murs extérieurs.

Matière	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1- Enduit intérieur au plâtre	2	10	0,20
2- Briques creuses	10	9	0,90
3- Lamé d'air	5	-	0,00
4- Briques creuses	15	9	1,35
5- Enduit extérieur au ciment	2	18	0,36
$\Sigma G =$			2,81 kN/m ²

E: Balcon :**Tableau 2.8** Évaluation des charges et surcharges des balcons

Matière	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1-carrelage	0.02	20	0,40
2-mortier de pose	0.02	20	0,40
3-lit de sable	0.03	18	0.54
4-dalle pleine	0.15	25	3.75
5-Enduit en ciment	0.02	18	0.36
$\Sigma G =$			5.45 KN/m ²

f. Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante.

Le calcul se fait pour une bande 1 m de longueur.

Évaluation des charges permanentes :

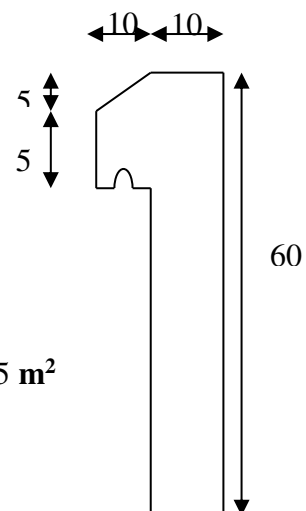
Poids propre de l'acrotère : $G_p = S \times \rho_{BA}$

➔ Poids volumique : $\rho_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3$.

➔ Surface de l'acrotère : $S = 0,0675 \text{ m}^2$.

$$S = (0.10 \times 0.6) + (0.05 \times 0.10) + (0.1 \times 0.05) / 2 = 0.0675 \text{ m}^2$$

On aura donc : $G = 1,6875 \text{ kN/ml}$.



Revêtement en ciment : $G_r = S \times \rho \times P$

→ Enduit au ciment ($e=2$ cm ; $\rho= 18$ kN/m³)

$$G_r = 18 \times 0.02 \times 1.36 = 0.4896 \text{ kN/ml.}$$

Poids total de l'acrotère : $G_T = G_p + G_r = 2,1771$ kN/ml.

II.2.2.3.2 charge d'exploitation

Les différents charge Q	Poids surfacique (KN/m ²)
Habitation	1,50 kn/m ²
Balcon	3,50 kn/m ²
Commerce	5,00 kn/m ²
Terrasse inaccessible	1,00 kn/m ²
terrasse accessible	1,50 kn/m ²
Escalier	2,50 kn/m ²
acrotère (Main courant)	1,00 kn/ml

II.2.3 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, leurs rôles support les charges et surcharges revenant par les planchers, le pré dimensionnement des poutres s'effectue par des formules données par le (BAEL91) [3] et vérifier suivent les sections trouvées par le règlement parasismique algérien (RPA 99) [1].

Les deux étapes précédentes sont résumées comme suite :

Selon les règles BAEL 91 (modifie 99) [3]

La hauteur h de la poutre doit être : $L/15 \leq h \leq L/10$

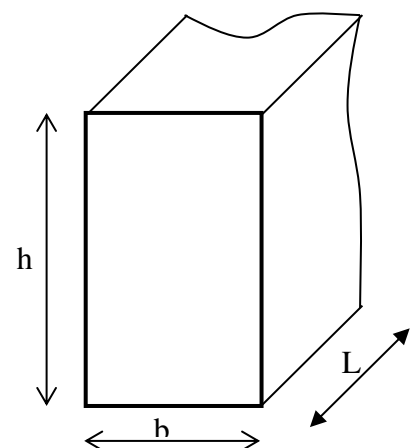
La largeur b de la poutre doit être : $0,3 h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L_{max} : La plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.



selon l'article 7.5.1 du RPA 99(ver .03) pour la zone III [2]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être $h/b \leq 4$

A) Les poutres porteuses

Les poutres principales de portée : $L_{\max} = 5,1 - 0,3 = 4,8$ m.

- Selon le règlement du BAEL 91 "modifiés 99"

- $(32,00 \leq h \leq 48)$ cm \Rightarrow on prend : $h = 45$ cm.

- $(13,5 \leq b \leq 31,5)$ cm \Rightarrow on prend : $b = 30$ cm.

- Vérification des conditions du RPA 99 "version 2003"

- $b \geq 20$ cm \longrightarrow 30 cm $>$ 20 cm c'est vérifiée.

- $h \geq 30$ cm \longrightarrow 45 cm $>$ 30 cm C'est vérifié.

- $h/b < 4$ \longrightarrow $45/30 = 1,5 < 4$ c'est vérifiée.

Conclusion : Pour les poutres principales , on adopte une section (b×h) telle que :

$$b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2.$$

B) Les poutres non porteuses

Les poutres secondaires de portée : $L_{\max} = 4,5 - 0,3 = 4,2$ m.

- Selon les règles du BAEL 91 "modifiés 99"

- $(28 \leq h \leq 42,0)$ cm \Rightarrow on prend: $h = 40$ cm.

- $(12 \leq b \leq 28)$ cm \Rightarrow on prend : $b = 30$ cm.

- Selon les règles du RPA 99 "modifiés 2003"

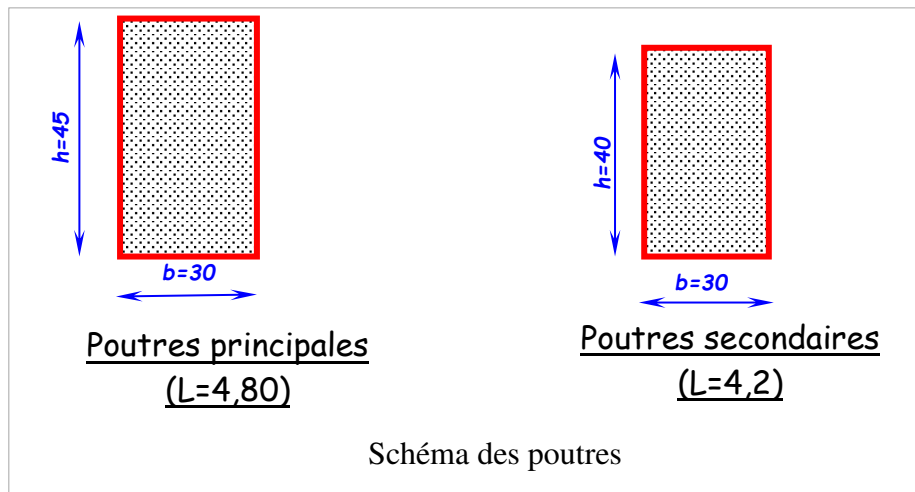
- $b \geq 20$ cm \longrightarrow 30 cm \geq 20 cm c'est vérifiée.

- $h \geq 30$ cm \longrightarrow 40 cm \geq 30 cm c'est vérifiée.

- $h/b < 4$ \longrightarrow $40/30 = 1,33 < 4$ c'est vérifiée

Conclusion : Pour les poutres secondaires , on adopte une section (b×h) telle que :

$$b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$



II.2.4 Pré-dimensionnement des poteaux

Principe

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leurs rôles support les charges et surcharges revenant par les poutres et le passer au bas de la structure, sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

Etapes de pré-dimensionnés

- Choisir le poteau le plus sollicité
- Calcul de la surface repris par chaque poteau
- Evaluation de l'effort normale ultime de la compression à chaque niveau
- La section du poteau est alors calculée aux **ELU** vis-à-vis de la compression simple du poteau
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le (RPA99 version 2003) [1]
- Vérification du critère de résistance

La Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 5 % par étage jusqu'à $0.5 \times Q$ sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + [(3+n)/(2n)](Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q₀ : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,, Q_n : les charges d'exploitation des planchers respectifs

Niveau des planchers	Q _i	Surcharges (kN/m ²)	Σsurcharges	Σsurcharges (kN/m ²)
P terrasse	Q _t	1	Q _t	1
P ₆	Q ₁	1,5	Q _t +Q ₁	2,5
P ₅	Q ₂	1,5	Q _t +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
P ₃	Q ₃	1,5	Q _t +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
P ₂	Q ₄	1,5	Q _t +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,1
P ₁	Q ₅	1,5	Q _t +0,80(Q ₁ +...+Q ₅)	7
Prdc	Q ₆	5	Q _t +0,75(Q ₁ +...+Q ₆)	10,375

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_U = \alpha[(Br \cdot f_{c28})/(0,9 \cdot \gamma_b)] + [(As \cdot f_e)/(\gamma_s)]$$

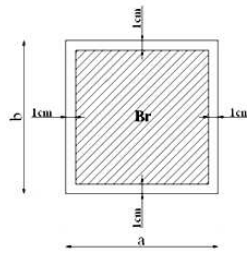
Avec :

- Nu : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α=f(λ)).
- λ: Elancement d'EULER. (λ=l_f/i)
- l_f : Longueur de flambement.
- i: Rayon de giration. (i=√I/B)
- I : Moment d'inertie de la section (I=bh³/12)
- B : Surface de la section du béton

Poteau carrée..... (B=a x b).

- γ_b : Coefficient de sécurité tel que :
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelles} \end{array} \right.$$
- γ_s : Coefficient de sécurité tel que :
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelles} \end{array} \right.$$
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 500 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30 \text{ MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$Br = (a-0,02) (b-0,02) \text{ (m}^2\text{) pour les poteaux carrés}$



- Selon le « BAEL 91 modifié 99 » [3]

$$0,2\% \leq A_s/B \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $A_s/B = 1\%$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda = 35 \\ \bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,0497 N_u$$

- **Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » [1]**

Pour les poteaux rectangulaires en zone III

- $\text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm}$
- $\text{Min}(a;b) \geq h_e/20$
- $1/4 < a/b < 4$

Avec :

(a ; b) : Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section rectangulaire (a x b).

- **Vérification a l'ELS :**

On vérifier la section a l'état limite de service selon le BAEL99

$$\sigma_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} / (B + \eta A_s) \leq 0,6 \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : effort normal a l'ELS tel que $N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$

B : Section de béton du poteau

A_s : Section des armatures ($A_s = 1\%B$) zone 3.

η : coefficient d'équivalence $n = E_s/E_b = 15$

σ_{ser} : contrainte de compression a l'ELS

En remplaçant dans l'équation précédent les différents termes par leur valeur, on obtient :

$$\sigma_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} / 1.15B \leq 18$$

II.2.4.1 Poteau central

Axes (D- 05) $S=20.475\text{m}^2$

✓ Charge permanente:

- *Plancher terrasse* : $G_{pt} = 20.475 * 3,27 = 66,95 \text{ KN}$
- *Plancher dalle* : $G_{pd} = 20.475 * 4,24 = 86.814 \text{ KN}$
- *Poids des Poutres (p)* : $G_{pp} = [(4,25 * 0,45 * 0,30) * 25] = 14,34 \text{ KN}$
- *Poids des Poutres (N p)* : $G_{pp} = [(4,2 * 0,4 * 0,30) * 25] = 12,6 \text{ KN}$
- *Poids de Poteau* : $G_{p \text{ pot}} = 0,30^2 * 3.06 * 25 = 6.885 \text{ KN}$
- $G_T = G_{pt} + G_{pp} + G_{p \text{ pot}} = 100,77 \text{ KN}$
- $G_e = G_{pd} + G_{pp} + G_{p \text{ pot}} = 120,63 \text{ KN}$

✓ Charge d'exploitation:

- *Terrass1* $Q_t = 20.475 * 1 = 20,475 \text{ KN}$
- *Dalle* $Q_d = 20.475 * 1,5 = 30,7125 \text{ KN}$

Tableau 2.9 Les résultats concernant le poteau central

NIV	NG	NQ	NU	BR	a=b	RPA	CHOIX
5	100,77	20,475	166,752	91,16332	11,54795	30*30	30*30
4	221,4	51,1875	375,67125	205,3795	16,33107	30*30	30*30
3	342,03	78,82875	579,983625	317,077	19,80666	30*30	30*30
2	462,66	103,3988	779,689125	426,256	22,64597	30*30	35*35
1	583,29	124,8975	974,78775	532,9165	25,08498	30*30	35*35
RDC	703,92	143,325	1165,2795	637,0583	27,24001	30*30	35*35
s,sol	824,55	174,0375	1374,19875	751,2745	29,40939	30*30	35*35

Remarque :

Selon le **CBA 93**, pour les poteaux intermédiaires qui sont voisins des poteaux de rive, il faut majorer l'effort normal ultime de 10% donc $\beta=1.1$

II.2.4.2 Poteau rive

axes (D- 06) $S=10.92m^2$

✓ Charge permanente:

- Plancher terrasse : $G_{pt} = 10.92 * 3.27 = 35.708KN$
- Plancher dalle : $G_{pd} = 10.92 * 4.24 = 46.30KN$
- Poids des Poutres : $G_{pp} = [(4.55 * 0.45 * 0.30) * 25] = 15.36KN$
- Poids des Poutres (N p) : $G_{pp} = [(2.1 * 0.4 * 0.30) * 25] = 6.3 KN$
- Poids de Poteau : $G_{p\ pot} = 0.30^2 * 3.06 * 25 = 6.885KN$
- Poids d'acrotère : $G_{pa} = 4.55 * 2.1771 * 25 = 9.9058 KN$
- Poids de mur : $G_{mur} = [4.55 * (3.06 - 0.45) * 2.81] = 33.37 KN$
- $G_T = G_{pt} + G_{pp} + G_{p\ pot} + G_{pa} = 71.93 KN$
- $G_T = G_{pd} + G_{pp} + G_{p\ pot} + G_{mur} = 108.22 KN$

✓ Charge d'exploitation:

- Terrasse $Q_t = 10.92 * 1 = 10.92KN$
- Dalle $Q_d = 10.92 * 1.5 = 16.38 KN$

Les résultats con

Tableau 2.10 Les résultats concernant le poteau de rive

NIV	NG	NQ	NU	BR	a=b	RPA	CHOIX
5	71,93	10,92	113,4855	49,93362	9,066372	30*30	30*30
4	180,15	27,3	284,1525	125,0271	13,18155	30*30	30*30
3	288,37	42,042	452,3625	199,0395	16,10814	30*30	30*30
2	396,59	55,146	618,1155	271,9708	18,49154	30*30	30*30
1	504,81	66,612	781,4115	343,8211	20,54241	30*30	30*30
RDC	613,03	76,44	942,2505	414,5902	22,36149	30*30	30*30
s,sol	721,25	92,82	1112,9175	489,6837	24,1288	30*30	30*30

II.2.4.3 Poteau d'angleaxes (C-06) $S=6,48m^2$

✓ Charge permanente:

- Plancher terrasse : $G_{pt} = 6,48 * 3,27 = 21,18 KN$
- Plancher dalle : $G_{pd} = 6,48 * 4,24 = 27,475 KN$
- Poids des Poutres : $G_{pp} = [(2,4 * 0,45 * 0,30) * 25] = 8,1 KN$
- Poids des Poutres (N p) : $G_{pp} = [(2,1 * 0,40 * 0,30) * 25] = 6,3 KN$
- Poids de Poteau : $G_{p pot} = 0,30^2 * 3,06 * 25 = 6,885 KN$
- Poids d'acrotère : $G_{pa} = (2,4 + 2,7) * 2,1771 = 11,10321 KN$
- Poids de mur : $G_{mur} = [(5,1 - 0,30 - 0,3) * (3,06 - 0,45) * 2,81] = 33,00 KN$
- $G_T = G_{pt} + G_{pp} + G_{p pot} + G_{pa} = 53,568 KN$
- $G_T = G_{pd} + G_{pp} + G_{p pot} + G_{mur} = 81,76 KN$

✓ Charge d'exploitation:

- Terrasse $Q_t = 6,48 * 1 = 6,48 KN$
- Dalle $Q_d = 6,48 * 1,5 = 9,72 KN$

Tableau 2.11 Les résultats concernant le poteau d'angle

NIV	NG	NQ	NU	BR	a=b	RPA	CHOIX
5	53,568	6,48	82,0368	36,09619	8,008011	30*30	30*30
4	135,328	16,2	206,9928	91,07683	11,54342	30*30	30*30
3	217,088	24,948	330,4908	145,416	14,05885	30*30	30*30
2	298,848	32,724	452,5308	199,1136	16,11076	30*30	30*30
1	380,608	39,528	573,1128	252,1696	17,87985	30*30	30*30
RDC	462,368	45,36	692,2368	304,5842	19,45234	30*30	30*30
s,sol	544,128	55,08	817,1928	359,5648	20,96219	30*30	30*30

II.2.4.4 Vérification de critère de résistance

$$N_u/B \leq f_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

Tableau 2.13 Vérification du critère de résistance

NIV	NG	NQ	Nu	h*b	bc	NU/B	vérification
5	100,77	20,475	166752	30*30	90000	1,8528	Vérifiée
4	221,4	51,1875	375671,25	30*30	90000	4,174125	Vérifiée
3	342,03	78,82875	579983,625	30*30	90000	6,444263	Vérifiée
2	462,66	103,3988	779689,125	35*35	90000	8,663213	Vérifiée
1	583,29	124,8975	974787,75	35*35	122500	7,957451	Vérifiée
RDC	703,92	143,325	1165279,5	35*35	122500	9,512486	Vérifiée
s,sol	824,55	174,0375	1374198,75	35*35	122500	11,21795	Vérifiée

La même procédure que le poteau central en récapitulant les résultats finals des sections des poteaux le plus sollicités dans le tableau suivant :

Niveau	Poteau central carre (cm2)	Poteau de rive (cm2)	Poteau D'angle (cm2)
5	30*30	30*30	30*30
4	30*30	30*30	30*30
3	30*30	30*30	30*30
2	35*35	30*30	30*30
1	35*35	30*30	30*30
RDC	35*35	30*30	30*30
s,sol	35*35	30*30	30*30

Remarque

D'après l'article 7.4.1 dans le **RPA99 Version 2003 [1]**

Les poteaux de rive et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux, pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques

On aura donc :

Niveau	s.sol	RDC	1	2	3	4	5
Section	35*35	35*35	35*35	35*35	30*30	30*30	30*30

Conclusion

Dans notre projet, on distingue un type de poteaux :

- On prend $(a*a) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$ Pour s.sol , rdc , 1^{re} et 2^{eme}
- On prend $(a*a) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ Pour 3 , 4 et 5^{eme}

Les sections des éléments de la structure déterminée au terme du pré dimensionnement ne sont pas définitives.

2.5 Pré dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du bâtiment ; pour leurs pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations de l'article 7.7.1 du RPA 99 / modifié 2003[1] .

L'épaisseur minimale des voiles est de 15 cm, de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq \{ e/22 ; 15 \text{ cm} \}$$

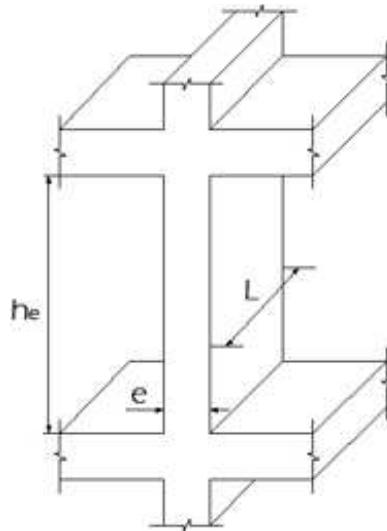


Figure 2.3 Coupe d'un voile en élévation.

Avec

a: Epaisseur de voile.

e : hauteur d'étage

Pour la hauteur de RDC et d'étage

$$3,06 - 0,40 = 2,66 \quad \text{donc : } a \geq 306/22 \Rightarrow a = 13,3$$

En prendre $e = 15 \text{ cm}$.

Conclusion

Finalement, Dans notre projet l'épaisseur adoptée pour le voile est de : 15 cm.

II.3.1 Etude sismique linéaire de la structure (Méthode modale spectrale)

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie Une excitation dynamique de nature sismique. L'étude sismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres non amorties. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour permettre son analyse.

II.3.2 Modélisation de la structure

La modélisation numérique revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté infini par un modèle ayant un nombre de DDL, fini et qui reflète avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : La masse, la rigidité et l'amortissement.

Autrement dit, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) et de l'amortissement de tous les éléments de la structure.

II.3.2.1 Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Les voiles sont modélisés par des éléments surfaciques type Shell à quatre nœuds.
- A tous les noeuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

II.3.2.2 Modélisation de la masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 [1] avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- Le poids volumique attribué aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est pris égale à celui du béton à savoir 25kN/m^3 .
- Le poids de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie double cloison) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des murs extérieurs et les balcons ont été distribués sur les périmètres des étages courants
- La masse des escaliers a été distribué sur les poutres de la cage d'escalier pour chaque étage

II.3.2.3 Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique et ce en suivant une méthode de calcul bien définie par le RPA [1].

Dans le cadre de notre projet, le calcul de ces efforts a été conduit par le logiciel de calcul SAP 2000 version 14.0.0, À cause de la difficulté et de la complexité des calculs manuels et aussi à cause de sa flexibilité.

Ce logiciel utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

Stratégie du calcul sismique

le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure est en fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique

La conception parasismique est régularisée par les « **RPA 99 modif 2003** » [1] .

Ce Dernier propose trois méthodes de calcul pour La détermination de la réponse de la structure :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

La méthode modale spectrale est une technique très utile pour déterminer la réponse sismique. Comme notre étude consiste à faire une analyse dynamique linéaire, la méthode modale spectrale est mieux adaptée pour ce type de calcul. Le principe de cette méthode est la recherche 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 par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

II.3.3 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement suivant les deux directions horizontales et orthogonales RPA99/version2003 (Article 4.2.3) selon la formule :

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

i. Classification de l'ouvrage selon son importance (Coefficient d'accélération A)

Le coefficient d'accélération de la zone est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Dans notre cas : on a un bâtiment à usage d'habitation dans une zone de forte sismicité (zone III) D'après la classification sismique de (RPA 99) et Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m (ouvrage d'importance moyenne). (Tableau 4.1 RPA 99) [1]

Ce qui implique que le coefficient d'accélération $A = 0,25$

ii. Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction
- La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

Pq: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ", Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003) [1].

Tableau 2.14 Pénalité P en fonction du critère de qualité.

Critère q	Observée	Pq//xx	Observée	Pq//yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0,05	oui	0
Redondance en plan	oui	0	oui	0
Régularité en plan	non	0,05	non	0,05
Régularité en élévation	non	0,05	non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

Donc on a :

$$\text{Sens X-X} \Rightarrow Q//xx = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05) = 1,15$$

$$\text{Sens Y-Y} \Rightarrow Q//yy = 1 + 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05) = 1,10$$

iii. Facteur d'amplification dynamique moyen D

Ce facteur est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{2}{5}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

-T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et sont données par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

$$\text{Catégorie de site : sol meuble } S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

Le facteur de correction d'amortissement η est en fonction du pourcentage d'amortissement critique ξ où : $\xi = 7\%$ (Remplissage dense)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,88$$

II.3.4 Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empirique qui sont données par le (RPA 99 version 2003) ou avec des méthodes numérique à partir du (SAP 2000) comme notre cas. Dans ce cas le RPA (art.4.2.4) exige que les valeurs de T ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des valeurs empiriques de plus de 30%

$$(1) T = CT (h_N)^{3/4}$$

Avec :

h_N : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau soit: 18,36 m.

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas nous avons : Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé) $\Rightarrow CT = 0,05$.

La période fondamentale de la structure est : $T=0.05(18,36)^{3/4} = 0,443 \text{ sec}$

$$(2) T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

D : les dimensions du bâtiment mesurées à sa base dans la direction de calcul considéré sont

$D_x=24,8 \text{ m}$; $D_y=24,5 \text{ m}$

Suivant la direction (x - x) $\Rightarrow T_x = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,332 \text{ sec}$

Suivant la direction (y - y) $\Rightarrow T_y = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,334 \text{ sec}$

- Sens (x-x) : $T_{xemp} = \min(0,443; 0,332) = 0,332 \text{ 5sec} \Rightarrow 1.3 T_{xemp} = 0,4316 \text{ sec}$
- Sens (y-y) : $T_{yemp} = \min(0,443 ; 0,334) = 0,334 \text{ sec} \Rightarrow 1.3 T_{yemp} = 0,4342 \text{ sec}$

D'après [1] la valeur de T utilisée pour le calcul du facteur d'amplification dynamique moyen est tel que :

$$T = T_{\text{analytique}} \quad \text{Si} \quad T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$$

$$T = T_{\text{empirique}} \quad \text{Si} \quad T_{\text{empirique}} \leq T_{\text{analytique}} \leq 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$T = 1.3 T_{\text{empirique}} \quad \text{Si} \quad T_{\text{analytique}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$$

Remarque : la période analytique ($T_{\text{analytique}}$) est donnée par le modèle numérique.

II.3.5 Coefficient de comportement global de la structure R

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 RPA 99/v2003 [1] en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P. A99/2003 [1]

Dans notre structure on a un système de contreventement par portique et par des voiles en béton armé.

On considère que R=5 (mixte portique /voiles avec interaction), cette valeur sera justifiée en fin de chapitre.

II.3.6 Le poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau, il est calculé par la formule suivante :

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

- W_i : représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i
- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixés éventuels, solidaires à la structure (plancher i).
- W_{Qi} : Charges d'exploitation (plancher i).
- β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Notre structure est à usage d'habitation, donc selon le tableau 4.5 (RPA99/version2003) [1] $\beta=0,2$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 en utilisant la combinaison « G + β Q ».

4.2.1.2 Spectre de réponse de calcul

le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante (RPA99/Version2003 article 4.3.3)[1]

$$\frac{S}{g} = \begin{cases} 1.25A(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} (\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} (\frac{T_2}{3})^{2/3} (\frac{3}{T})^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$T1, T2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

II.3.7 Prescriptions du RPA 99 / Version 2003

Pour vérifier que notre structure est conforme aux exigences du RPA99/Version2003[1], on doit appliquer certaines vérifications

II.3.7.1 Mode de vibration et taux de participation des masses modales

D'après l'article 4.3.4 du RPA, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doivent être tels que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus cumule, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

II.3.7.2 La résultante des forces sismiques de calcul à la base

D'après l'article 4.3.6, La résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) « $\mathbf{Ex/y}$ » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « $\mathbf{Vx/y}$ » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule appropriée :

$$V_t < 0,8V_s$$

Avec :

V : La résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

V_t : La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$

II.3.7.3 Vérification des déplacements inter étages

Selon le RPA99/Version2003 (art 4.4.3, art5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k^x \leq 1\% h_k \quad ; \quad \Delta_k^y \leq 1\% h_k$$

Avec :

Δ_k^x : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x (pareil dans le sens y-y, Δ_k^y).

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec: } \delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek}^x : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens x-x (pareil dans le sens y-y, δ_{ek}^y).

R : Coefficient de comportement dynamique (R =5).

h_k : La hauteur d'étage.

II.3.7.4 Vérification du critère de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA 99 / Version 2003 [1] (Art 7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} < 0.3$$

D'où :

v : effort normal réduit.

N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelle (G+Q+E).

B_c : L'aire (section brute) de poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton (30 MPA).

II.3.7.5 Justification vis à vis des effets de second ordre (P-Δ)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un noeud de la structure par le déplacement horizontal du noeud considéré.

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \text{ RPA 99 / Version 2003 (Art 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

$$P_k = \sum_{i=k}^n w_{gi} + \beta W_{qi}$$

V_k : L'effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : Le déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : La hauteur de l'étage "k".

-Si $0,1 < \theta \leq 0,2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant, les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$

-Si $\theta > 0,2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée

II.3.7.6 Justification du facteur de comportement R

Nous avons choisi $R=5$ ce qui correspond au système 4.a, c'est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, en outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

II.3.8 Résultats de l'Analyse Sismique

II.3.8.1 Modèle final

Nous présentons dans la suite les résultats trouvés pour le modèle final uniquement. Le modèle finale comporte 4 bouts de voile ; 2 bouts de voiles de 0,65 m selon la direction x-x et 2 bouts de voiles de 1,5 m selon la direction y-y.

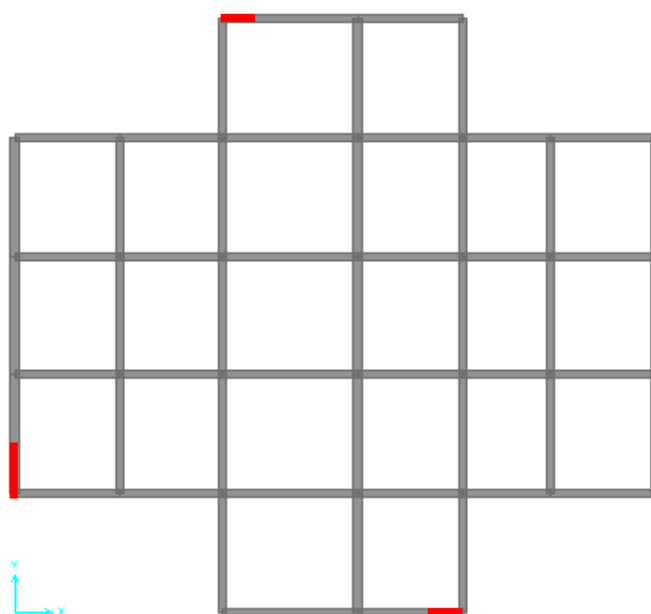


Figure 2.5 Disposition des voiles dans le modèle final

Les résultats de l'analyse modale en V.L.N.A montrent que :

- Le premier mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 66,36 % dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 69,04 % dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z.
- Une période du 1er mode : $T = 0,7866\text{sec}$.
- La condition du RPA 99 (Art 4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 8ème mode.

Tableau 2.18 La période et taux de participation massique de la structure finale.

mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,786679	0,08283	0,66369	3,951E-08	0,08283	0,66369
2	0,78157	0,69045	0,08	6,6E-09	0,77328	0,74369
3	0,655485	0,00031	0,0013	0,00001495	0,77359	0,74499
4	0,276993	0,12014	0,00006104	1,686E-07	0,89373	0,74505
5	0,250271	0,00006757	0,13422	3,658E-09	0,8938	0,87927
6	0,20395	0,000004684	0,00008818	0,0000292	0,8938	0,87936
7	0,159168	0,05311	0,000005978	1,698E-09	0,94692	0,87937
8	0,125707	0,000004236	0,06197	3,268E-08	0,94692	0,94133

➤ **Vérifications**

a) Résultante des forces sismique de calcul

Dans notre étude pour le calcul du facteur d'amplification dynamique (D) nous avons constaté $T_{analytique} = 1.11 \geq 1.3 T_{empirique} \Rightarrow T_x = T_y = 1.3 T_{empirique} = 0,58 \text{sec.}$

$$D_x = D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x \text{ ou } T_y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,58} \right)^{2/3} = 1,992$$

Tableau 2.19 Récapitulatif des paramètres sismiques retenus.

Coefficient	Condition	Valeurs
A	Ouvrage groupe 2 Zone sismique III	0.25
R	Système de contreventement Mixte portique /voile avec interaction	5
Q	$1 + \Sigma Pq$	$Q_x = 1,15$ $Q_y = 1,10$
ξ	-	7%
η	-	0,88
D	-	1,992
T ₁	Site 3	0.15 s
T ₂		0.50 s
W	-	23295,2 kN

La force sismique statique équivalente est

$$\begin{cases} VS^x = 2953,26 \text{ kN} \\ VS^y = 2824,86 \text{ kN} \end{cases}$$

La vérification de la résultante sismique en se référant à l'article 4.3.6 du RPA 99 / V 2003 [1] est résumée dans le tableau suivant

Tableau 2.19 Vérification de la résultante des forces sismiques

sens	V _{dyn}	0.8V _s	Condition	Observation
x-x	2204,94	2362,61	V _{dyn} < 0.8V _s	non vérifiée
y-y	2052,93	2259,89	V _{dyn} < 0.8V _s	non vérifiée

$$\begin{cases} \text{sens x: } \frac{0.8V_s}{V_x} \Rightarrow \Gamma_x = 1,072 \\ \text{sens y: } \frac{0.8V_s}{V_y} \Rightarrow \Gamma_y = 1,101 \end{cases}$$

b) Vérification des déplacements inter étages

Tableau 2.20 Vérification des déplacements inter étages selon x-x du modèle final

Niveau	δ_{ek}^x (m)	δ_{ek}^x (cm)	Δ_{k}^x (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	observation
5	0,026013	260,13	128,75	306	Vérifiée
4	0,023438	234,38	216,3	306	Vérifiée
3	0,019112	191,12	252,7	306	Vérifiée
2	0,014058	140,58	283,35	306	Vérifiée
1	0,008391	83,91	261,5	306	Vérifiée
RDC	0,003161	31,61	158,05	306	Vérifiée

Tableau 2.21 Vérification des déplacements inter étages selon y-y du modèle final

Niveau	δ_{ek}^y (m)	δ_{ek}^y (cm)	Δ_{k}^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	observation
5	0,02897	281,9	190,4	306	Vérifiée
4	0,024794	243,82	246,7	306	Vérifiée
3	0,019595	194,48	283,55	306	Vérifiée
2	0,01375	137,77	300,45	306	Vérifiée
1	0,00768	77,68	257,25	306	Vérifiée
RDC	0,002572	26,23	131,15	306	Vérifiée

c) Vérification de l'effort normal réduit**Tableau 2.22** Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Nd (kN)	section (cm ²)	v	observations	Section corrigée (cm ²)	Nouvels Nd (kN)	v	observation
RDC	1134,43	35*35	0,309	Non vérifiée	40*40	1150,01	0,240	vérifiée
1	928,56	35*35	0,253	vérifiée	40*40	939,06	0,196	vérifiée
2	720,136	35*35	0,196	vérifiée	35*35	726,424	0,198	vérifiée
3	515,72	30*30	0,191	vérifiée	35*35	520,785	0,142	vérifiée
4	319,006	30*30	0,118	vérifiée	30*30	322,849	0,120	vérifiée
5	135,424	30*30	0,050	vérifiée	30*30	136,033	0,050	vérifiée

d) Justification vis à vis des effets de second ordre (P-Δ)**Tableau 2.24** Justification vis-a-vis de l'effet P-Δ (x-x).

Niveau	Vk (kN)	Pk(kN)	Δk (cm)	hk(cm)	θ _k
5	560,4217	2689,74	1,2875	306	0,0030
4	1159,6658	6425,1473	2,163	306	0,0040
3	1623,2847	1090,372	2,527	306	0,0010
2	1986,6388	14816,036	2,8335	306	0,0070
1	2233,5835	18939,237	2,615	306	0,0080
RDC	2361,48749	232995,185	1,5805	306	0,0510

Tableau 2.25 Justification vis-a-vis de l'effet P-Δ (y-y).

Niveau	Vk (kN)	Pk(kN)	Δk (cm)	hk(cm)	θ _k
5	585,2923	2689,74	1,904	306	0,0030
4	1140,9784	6425,1473	2,467	306	0,0050
3	1578,5476	1090,372	2,8355	306	0,0010
2	1913,7656	14816,036	3,0045	306	0,0080
1	2135,5033	18939,237	2,725	306	0,0080
RDC	2258,224	232995,185	1,3115	306	0,0450

e) Justification des conditions du facteur de comportement R

Tableau 2.26 Effort tranchant d'étage (sous E) : sens x-x

Niveau	Vportique (kN)	Vtotal (kN)	Vportique / Vtotal (%)	observation
5	499,550	560,422	89,14	vérifiée
4	881,526	1159,666	76,02	vérifiée
3	1585,152	1623,285	97,65	vérifiée
2	1633,143	1986,639	82,21	vérifiée
1	2210,900	2233,584	98,98	vérifiée
RDC	1708,060	2361,487	72,33	vérifiée

Tableau 2.27 Effort tranchant d'étage (sous E) :sens y-y

Niveau	Vportique (kN)	Vtotal (kN)	Vportique / Vtotal (%)	observation
5	365,493	585,2923	62,45	vérifiée
4	757,853	1140,9784	66,42	vérifiée
3	1352,976	1578,5476	85,71	vérifiée
2	1306,675	1913,7656	68,28	vérifiée
1	1629,208	2135,5033	76,29	vérifiée
RDC	1044,862	2258,224	46,27	vérifiée

Tableau 2.28 Effort Normal (E.L.S) repris par les voiles

P _{ELS} (voiles)	P _{ELS} (total)	P _{ELS} ^{voiles} / P _{ELS} ^{total} (%)
1481,138	26596,625	5,568

- On constate donc que le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié.

II.4.1 FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Les éléments principaux porteurs sont réalisés en béton armé, pour assurer le bon fonctionnement de résistance et la stabilité de la structure avant et après séismes c'est pourquoi ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations. Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « BAEI 91 modif99 »[2] et « RPA 99 modif 2003 »[1].

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

II.4.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M", en tête et à la base et dans les deux sens.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

<i>Situation</i>	<i>Béton</i>			<i>Acier</i>		
	γ_b	$f_{c28}(MPA)$	σ_{bc}	γ_s	$f_e(MPA)$	σ_s
<i>Durable</i>	1.5	30	17	1.15	500	434,8
<i>Accidentelle</i>	1.15		22,17	1		500

Combinaison d'action

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont

a. Selon CBA 93 [2]

Situation durable

ELU : $1,35G+1,5Q$; et ELS : $G+Q$

b. Selon RPA 99 [1]

Situation accidentelle

$G+Q\pm E$; et $0,8G\pm E$

II.4.2.1 Recommandation selon rpa99 version 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage est limité par

$$0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \text{ en zone courante (Z.C)}$$

$$0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \text{ en zone de recouvrement (Z.R)}$$

-Le diamètre minimum est de 12mm.

-La longueur minimale de 50ϕ en zone de recouvrement.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est constituée par le noeud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure

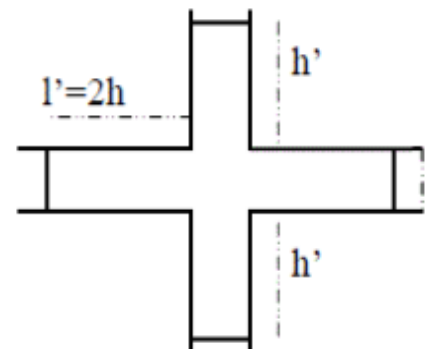
$$h' = \text{Max}(h_e; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

h : La hauteur de la poutre.



II.4.2.2 Ferrailage longitudinal

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

N.B : le ferrailage longitudinal des poteaux et poutres sera calculé par logiciel socotec par utilisation du règlement B.A.E.L.91 modifié 99[3].

1. Situation durable (1, 35G+1,5Q)

Tableau 2.29 Ferrailages des poteaux en situation durable

Niveau	Section (cm ²)	N _{max} et M _{corr}			M _{max} et N _{corr}			N _{min} et M _{corr}		
		N _{max} (kN)	M _{corr} (kN.m)	As (cm ²)	M _{max} (kN.m)	N _{corr} (kN)	As (cm ²)	N _{min} (kN)	M _{corr} (kN.m)	As (cm ²)
RDC	40 *40	-1499,76	4,9125	0	-32,63	-729,72	0	-632,57	18,3262	0
1	40 * 40	-1216,30	-22,5549	0	40,26	-552,45	0	-513,62	-30,2103	0
2	35* 35	-950,33	-15,6047	0	26,57	-569,36	0	-397,97	-23,0764	0
3	35* 35	-692,96	-4,3455	0	33,86	-406,39	0	-282,10	-29,6477	0
4	30*30	-438,11	-2,9167	0	24,031	-208,28	0	-170,07	-21,1898	0
5	30*30	-185,37	-4,1408	0	29,59	-92,974	1,55	-60,11	-24,5748	1,46

2. Situation accidentelle (G+Q±E)

Tableau 2.30 Ferrailages des poteaux en situation accidentelle. (G+Q±E).

Niveau	Section (cm ²)	N _{max} et M _{corr}			M _{max} et N _{corr}			N _{min} et M _{corr}		
		N _{max} (kN)	M _{corr} (kN.m)	As (cm ²)	M _{max} (kN.m)	N _{corr} (kN)	As (cm ²)	N _{min} (kN)	M _{corr} (kN.m)	As (cm ²)
RDC	40 *40	-1150,01	-109,69	0,00	115,81	-674,94	0,52	-188,92	61,82	1,57
1	40 * 40	-939,06	-133,27	0,00	147,09	-351,00	5,54	-149,67	139,05	6,84
2	35* 35	-726,42	-93,78	0,15	112,89	-131,17	6,61	-131,17	112,89	6,61
3	35* 35	-520,79	-94,40	1,77	121,10	-109,81	7,45	-109,81	121,10	7,45
4	30*30	-322,85	-41,23	0,08	67,21	-77,34	4,67	-77,34	67,21	4,67
5	30*30	-136,03	-38,51	1,61	62,02	-27,76	4,68	-27,76	62,02	4,68

Situation accidentelle (0,8G±E)

Tableau 2.31 Ferrailages des poteaux en situation accidentelle. (0,8G+E).

Niveau	Section (cm ²)	N _{max} et M _{corr}			M _{max} et N _{corr}			N _{min} et M _{corr}		
		N _{max} (kN)	M _{corr} (kN.m)	As (cm ²)	M _{max} (kN.m)	N _{corr} (kN)	As (cm ²)	N _{min} (kN)	M _{corr} (kN.m)	As (cm ²)
RDC	40 *40	-792,20	-108,24	0,00	-111,83	-559,60	1,24	-19,47	59,93	3,22
1	40 * 40	-644,39	-128,15	1,67	146,03	-187,05	6,96	-10,82	136,31	8,00
2	35* 35	-495,60	-90,21	1,62	110,74	-22,45	7,44	-22,45	110,74	7,44
3	35* 35	-353,14	-90,00	2,82	118,32	-30,95	7,94	-30,95	118,32	7,94
4	30*30	-215,12	-42,08	1,15	65,30	-27,71	4,97	-27,71	65,30	4,97
5	30*30	-91,43	-36,69	1,90	59,91	-7,11	4,69	-7,11	59,91	4,69

3. Choix des armatures

Tableau 2.32 Choix des armatures des poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	A _{scal} cm ² (par face)	A _{smin} cm ²	A _{smax} (Z.R) (cm ²)	A _{smax} (Z.C) (cm ²)	Choix par face	Choix des armatures	A _{sadp} cm ²
R _{DC} et 1 ^{er}	40*40	8,00	14,4	54	64	3T20 = 9,42	8T20	25,12
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	35*35	7,94	11,025	73,5	49	2T20+1T16=8.29	4T20+4T16	20,60
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30*30	4,97	8,1	96	36	2T16+1T12=5,15	4T16+4T12	12,56

• Vérifications

1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Béton : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

- Acier :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{2}{3} f_e ; \text{max}(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t}))$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0.8 \xi_s$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

a. (N_{max}, M_{corr})

Tableau 2.33 Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Niveau	Sections (cm ²)	N _{ser} ^{max} (kN)	M _{ser} ^{cor} (kN.m)	Type de section	Section (acier) (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérifications
R _{DC} et 1 ^{er}	40*40	1089,048	3,5445	SEC	25,12	86	250	5,78	18	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	35*35	-691,09	-11,379	SEC	20,60	77,5	250	5,37	18	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30*30	-318,409	-1,9843	SEC	12,56	45,9	250	3,12	18	Vérifiée

b.(M_{max}, N_{corr})**Tableau 2.34** Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Niveau	Sections (cm ²)	M _{ser} ^{max} (kN)	N _{ser} ^{cor} (kN.m)	Section (acier) (cm ²)	Type de section	σ _s (MPa)	σ _s [≡] (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérifications
R _{DC} et 1 ^{er}	40*40	29,1363	-404,824	25,12	SEC	53,2	250	3,92	18	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	35*35	24,4421	-250,112	20,60	SPC	49,7	250	3,76	18	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30*30	21,378	-67,436	12,56	SPC	52,6	250	4,6	18	Vérifiée

2. Vérification de l'effort tranchant

Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u^{\equiv}$ Poteaux carré

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u^{\equiv} égale à :

Selon le BAEL 91:

$\tau_u^{\equiv} = \text{Min}(0.13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\tau_u^{\equiv} = \text{Min}(0.10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver.03:

$\tau_u^{\equiv} = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Tableau 2.35 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carré

Niveau	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _{uRP}	τ _u	Vérification
R _{DC} et 1 ^{er}	40*40	23,921	0,166	18,55	0,075	2,25	3	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	35*35	21,323	0,193	21,20	0,075	2,25	3	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30*30	18,642	0,230	24,734	0,075	2,25	3	Vérifiée

II.4.2.3 Ferrailage transversal

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du CBA 93[2] et celles du RPA99 version 2003[1], elles sont données comme suit

a) Selon CBA 93

$$\begin{cases} St \leq \text{Min}(0.9d ; 40\text{cm}) \\ \varphi t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi t\right) \\ \frac{At f_e}{b St} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{Mpa}\right) \end{cases}$$

b) Selon le RPA99 version 2003

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a \tau_u}{h f_e}$$

Avec

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$St \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$St \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi l\right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\varnothing l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{At}{St b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes si $3 \leq \lambda_g \leq 5$.

$$\lambda_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$)$$

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des armatures transversales dans poteaux :

Tableau 2.36 Espacement maximale selon RPA99 des armatures transversales dans les poteaux.v

Niveau	Sections (cm ²)	Barres	Øl (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
R _{DC} et 1 ^{er}	40*40	8T20	20	10	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	35*35	4T20+4T16	20	10	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30*30	4T16+4T12	16 et 12	10	15

Tableau 2.37 Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	L _f (cm)	λ _g (%)	ρ _a	T _{umax} (kN)	Zone	S _t (cm)	Atcal (cm ²)	Choix	Asadp (cm ²)
R _{DC} et 1 ^{er}	40*40	214,2	5,355	2,50	23,921	N	10	1,12	4T8	2,01
						C	15	1,68	4T8	2,01
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	35*35	214,2	6,12	2,50	21,323	N	10	0,97	4T8	2,01
						C	15	1,42	4T8	2,01
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30*30	214,2	7,14	2,50	18,642	N	10	0,82	4T8	2,01
						C	15	1,23	4T8	2,01

II.4.2.4 Ferrailage des poteaux du sous-sol

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B T f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots\dots\dots 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$

- L_f : Longueur de flambement, on prend L_f = 0,7. L₀

- i : Rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

- f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours ; f_{c28} = 30 MPa

- f_e : Contrainte limite élastique des aciers ; f_e = 500 MPa

- B_r : La section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que Poteau carré..... B_r = (a - 2)² [cm²].

a) Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal à l'E.L.U (à la base du bâtiment) est :

Nu_(RDC) = 1499,763 kN (la valeur est donnée par le SAP2000)

Plancher dalle : G_{pd} = 6,48*4,24 = 27,475 KN

Poids des Poutres : $G_{pp} = [(2,4 \times 0,45 \times 0,30) \times 25] = 8,1 \text{ KN}$

Poids des Poutres (N p) : $G_{pp} = [(2,1 \times 0,40 \times 0,30) \times 25] = 6,3 \text{ KN}$

Poids de Poteau : $G_{p \text{ pot}} = 0,302 \times 3,06 \times 25 = 6,885 \text{ KN}$

Poids de mur : $G_{mur} = [(5,1 - 0,30 - 0,3) \times (3,06 - 0,45) \times 2,81] = 33,00 \text{ KN}$

$G_{Total} = G_{DP} + G_P + G_{PP} + G_{PS} + G_{mur} = 81,76 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \times 4,24 = 21,2 \text{ kN}$

$Nu_1 = 1,35G + 1,5Q = 142,176 \text{ kN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux du sous-sol :

$Nu(ss) = Nu(RDC) + Nu_1 = 1641,939 \text{ kN}$

b) Calcul du ferrailage

Le sous-sol est de section carré $B = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 11,55 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 2,30 \times 10^2}{11,55} = 13,93 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,734$$

$$B_r = (40 - 2)^2 = 1444 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \left(\frac{1641,939 \times 10^3}{0,734} - \frac{1444 \times 10^2}{0,9} \times \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} \rightarrow A_s \geq -22,35 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à 1641,939 kN a donné une section inférieure à celle exigée par l'RPA99 v 03 ($A_{s, \min} = 14,40 \text{ cm}^2$) ; donc on choisit la même section d'armature que celle des poteaux du RDC, soit

$$A_s = 8T20 = 25,12 \text{ cm}^2$$

II.4.2.5 Dispositions constructives

Longueur des crochets

$$L = 10\varnothing_t = 10 \times 0,8 = 8 \text{ cm}$$

- Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\varnothing_l$ en zone III.

Pour :

$$\varnothing = 20 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 100 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 16 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 80 \text{ cm}.$$

- Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

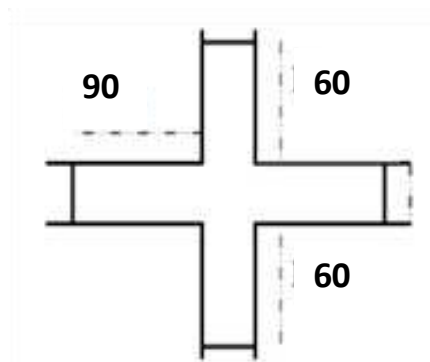
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

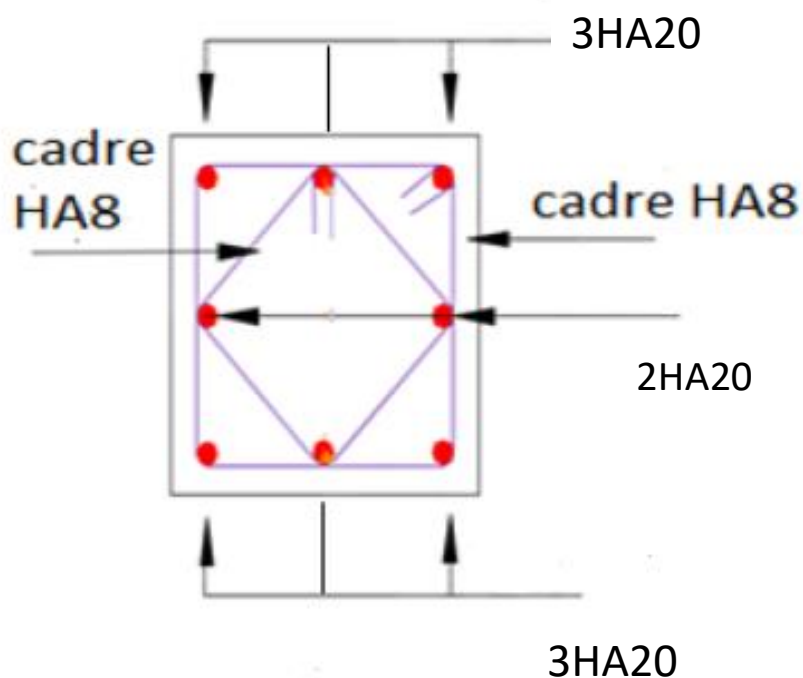
Avec :

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm}) ; L' = 2 \times h$$

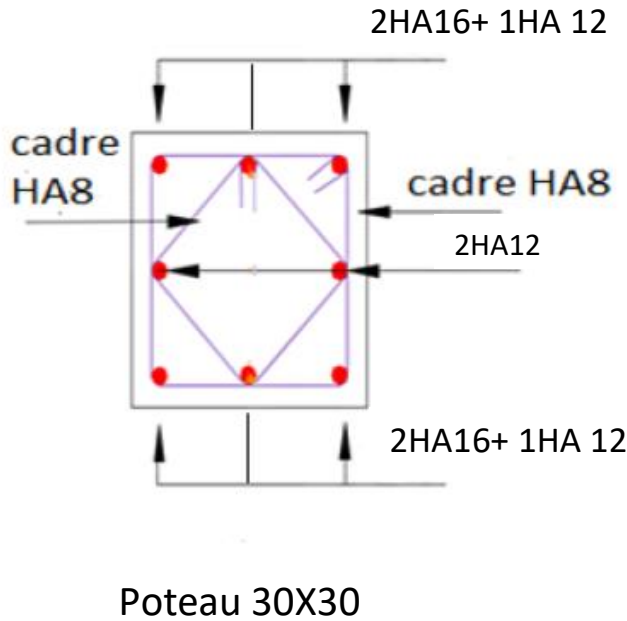
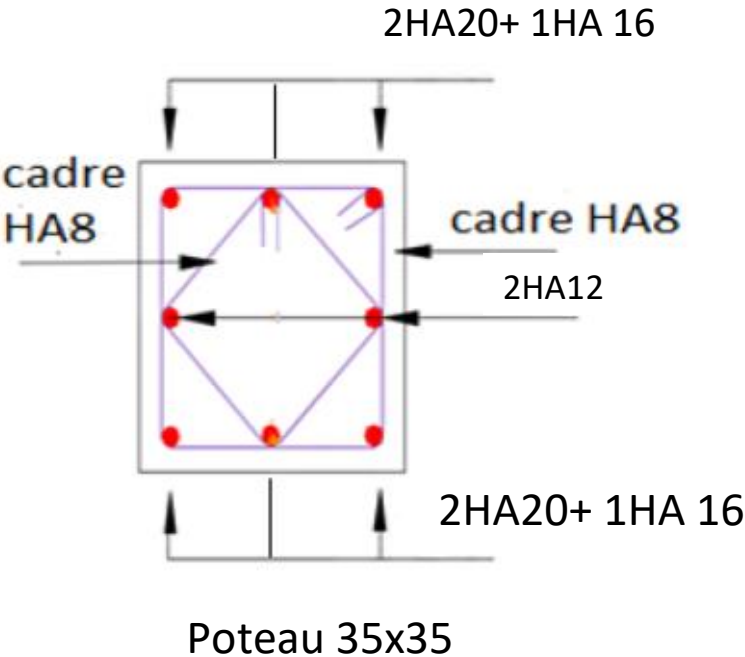
$$h' = \text{Max}(51 ; 40 ; 40 ; 60) = 68\text{cm} ; L' = 90\text{cm}$$



II.4.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux



Poteau 40x40



II.4.3 Calcul du Ferrailage des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Dans les planchers en corps creux ,on distingue deux types de poutres, les poutres porteuses (30×45) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres non porteuses (30×40) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000.V14[3] Combinés par les combinaisons les plus défavorables dictées par le RPA99/2003[1] et les CBA93 [2]

a. Selon CBA 93 [2]

Situation durable

E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$

E.L.S: $G + Q$

b. Selon RPA 99 [1]

Situation accidentelle

$0.8 G \pm E$; $G + Q \pm E$

II.4.3.1 Recommendation du RPA99 [1]

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

II.4.3.2 Ferrailage longitudinal

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre non porteuse).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur (30x40) cm²

Tableau 2.40 Ferrailage des poutres porteuses

Niveau	Section (cm ²)	Position	1.35G+1.5Q		G+Q+E		0.8 G +E	
			M _{max} (kNm)	As (cm ²)	M _{max} (kNm)	As (cm ²)	M _{max} (kNm)	As (cm ²)
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	30x45	Travée	41,03	2,39	46,65	2,36	48,33	2,44
		Appui	-49,16	2,88	-88,44	4,57	-81,08	4,17
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	30x45	Travée	38,30	2,23	101,25	5,26	102,95	5,36
		Appui	-53,02	3,12	-142,07	7,56	-135,38	7,18
RDC et 1 ^{er}	30x45	Travée	35,15	2,04	117,24	6,15	119,10	6,26
		Appui	-54,20	3,19	-154,31	8,27	-148,07	7,91

2- Sens non porteur (30x40) cm²

Tableau 2.41 Ferrailage des poutres non porteuses

Niveau	Section (cm ²)	Position	1.35G+1.5Q		G+Q+E		0.8 G +E	
			M _{max} (kNm)	As (cm ²)	M _{max} (kNm)	As (cm ²)	M _{max} (kNm)	As (cm ²)
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	30x45	Travée	49,69	3,31	59,41	3,43	67,62	3,92
		Appui	-86,79	5,98	-138,29	8,45	-122,94	7,42
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	30x45	Travée	38,63	2,55	57,92	3,34	64,55	3,74
		Appui	-71,74	4,87	-135,98	8,29	-120,46	7,26
RDC et 1 ^{er}	30x45	Travée	40,40	2,67	42,31	2,41	36,27	2,06
		Appui	-72,33	4,92	-101,47	6,03	-86,05	5,05

3- Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant

1- Sens non porteur (30x40) cm²

Tableau 2.42 Choix final des armatures des poutres porteuses.

Niveau	Section (cm ²)	Position	Mmax (kN.m)	A _{smax} (ZC) (cm ²)	A _{smax} (ZR) (cm ²)	ASRP Amin / A _s scal (cm ²)	A _s scal (cm ²)	Choix des armatures	A _s adp (cm ²)
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30x45	travée	48,33	54	81	6,75	2,44	3T14+2T12	6,88
		appui	-88,44				4,57	3T14+2T12	6,88
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	30x45	travée	102,95	54	81	6,75	5,36	3T14+2T12	6,88
		appui	-142,07				7,56	5T14	7,69
RDC et 1 ^{er}	30x45	travée	119,10	54	81	6,75	6,26	3T14+2T12	6,88
		appui	-154,31				8,27	6 T14	9,23

2- Sens non porteur (30x40) cm²

Tableau 2.43 Choix final des armatures des poutres non porteuses.

Niveau	Section (cm ²)	Position	Mmax (kN.m)	A _{smax} (ZC) (cm ²)	A _{smax} (ZR) (cm ²)	ASRP Amin / A _s scal (cm ²)	A _s scal (cm ²)	Choix des armatures	A _s adp (cm ²)
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	30x40	travée	40,40	48	72	6,00	3,92	3T14+2T12	6,88
		appui	-101,47				8,45	6 T14	9,23
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	30x40	travée	64,55	48	72	6,00	3,74	3T14+2T12	6,88
		appui	-135,98				8,29	6 T14	9,23
RDC et 1 ^{er}	30x40	travée	67,62	48	42	6,00	2,67	3T14+2T12	6,88
		appui	-138,29				6,03	3T14+2T12	6,88

- **Les vérifications**
 - i. **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{s_{\min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau 2.43 Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _s choisi(min) (cm ²)	A _s min (cm ²)	Vérification
30x45	6,88	1,39	Vérifiée
30x40	6,88	1,26	Vérifiée

- ii. **Vérification vis à vis de l'ELS**

1. Sens porteur (30x45) cm²

Tableau 2.45 Vérification des poutres porteuse à l'ELS

Niveau	Position	Mser (kN.m)	AS (cm ²)	Choix final	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{b\bar{c}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{\bar{s}}$ (MPa)	observations
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	travée	29,97	6,88	3T14+2T12	4	18	-119,6	250	Vérifiée
	appui	-35,97	6,88	3T14+2T12	4,9	18	0	250	Vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	travée	27,9816	6,88	3T14+2T12	3,74	18	-111,6	250	Vérifiée
	appui	-38,77	7,69	5T14	5,08	18	0	250	Vérifiée
RDC et 1 ^{er}	travée	25,68	6,88	3T14+2T12	3,43	18	-102,5	250	Vérifiée
	appui	-39,62	9,23	6 T14	4,89	18	0	250	Vérifiée

2.Sens non porteur (30x40) cm²

Tableau 2.46 Vérification des poutres non porteuse à l'ELS

Niveau	Position	Mser (kN.m)	AS (cm ²)	Choix final	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{b\bar{c}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{\bar{s}}$ (MPa)	observations
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	travée	29,1743	6,88	3T14+2T12	4,83	18	-133,4	250	Vérifiée
	appui	-52,267	9,23	6 T14	8,04	18	0	250	Vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	travée	27,89	6,88	3T14+2T12	4,62	18	-127,6	250	Vérifiée
	appui	-51,83	9,23	6 T14	7,97	18	0	250	Vérifiée
RDC et 1 ^{er}	travée	35,89	6,88	3T14+2T12	5,94	18	-164,2	250	Vérifiée
	appui	-62,699	9,23	6 T14	9,64	18	0	250	Vérifiée

iii. Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3 \text{ Mpa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau 2.47 Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur.

Niveau	T _{umax} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifications
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	73,844	0,608	3	Vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	73,956	0,609	3	Vérifiée
RDC et 1 ^{er}	72,374	0,596	3	Vérifiée

Tableau 2.48 Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.

Niveau	T _{umax} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifications
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	94,967	0,879	3	Vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	93,745	0,868	3	Vérifiée
RDC et 1 ^{er}	122,435	1,134	3	Vérifiée

II.4.3.3 Ferrailage transversal

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f_e=500MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99

$$\left\{ \begin{array}{l} St = \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{At}{b St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} K}{0.8 f_e} \quad (K=1 ; \text{pas de reprise de bétonnage}). \\ \frac{At f_e}{b St} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{Mpa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} At = 0.003 S_t b \\ St \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale.} \\ St \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante.} \end{array} \right.$$

$$\emptyset t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \emptyset t \frac{b}{10}\right) = 1.20 \text{cm}$$

On prend : $\emptyset t = 8\text{mm}$.

Tableau 2.49 Calcul des armatures transversales.

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		Sadpt (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm) ZC	S _t (cm) ZN	ZC	ZN		
Porteur	30x45	73,95	0,609	37,5	22,5	11,25	20	10	1.8	4T8
Non Porteur	30x40	122,43	1,134	36	20	10	20	10	1.8	4T8

II.4.3.4 Dispositions constructives

Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r=50Ø (zone III).

Nous avons :

Ø=20mm.....L_r=100cm

Ø=16mm.....L_r=80cm

Ø=14mm.....L_r=70cm

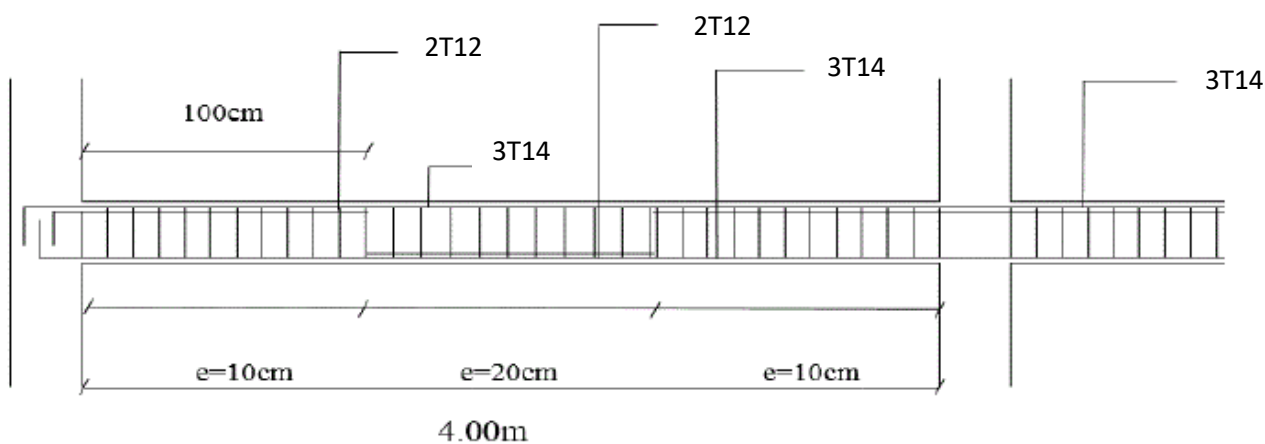


Figure 2.11 : Dispositions typiques des chainages en plan (poutre Non Porteuses du RDC).

II.4.3.5 Schéma de ferrailage des poutres

Tableau 2.50 Ferrailage des poutres porteuses.

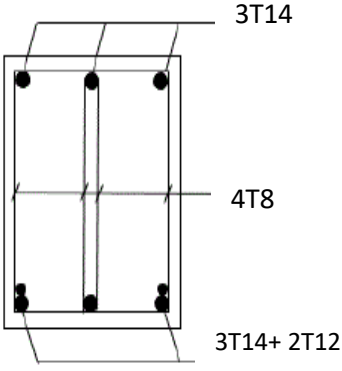
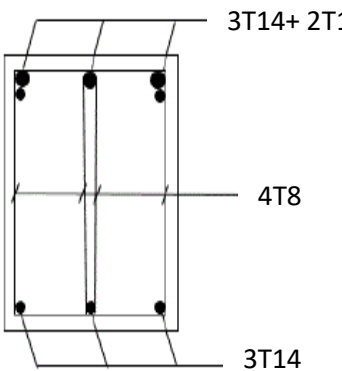
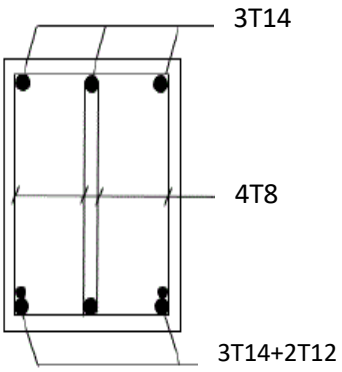
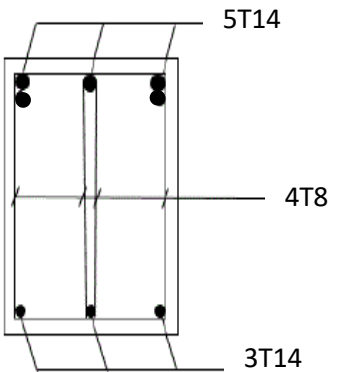
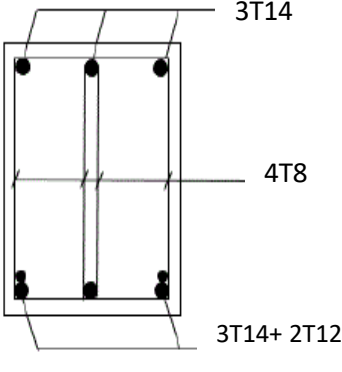
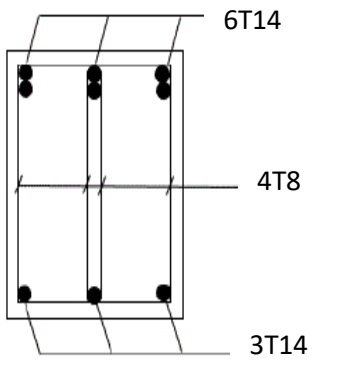
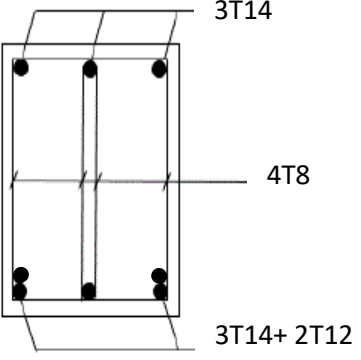
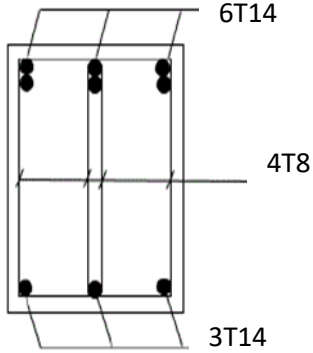
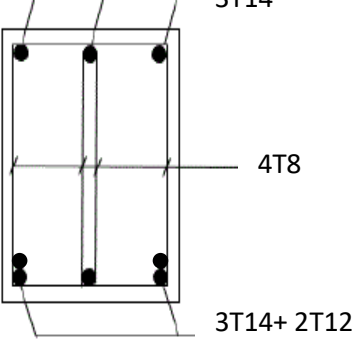
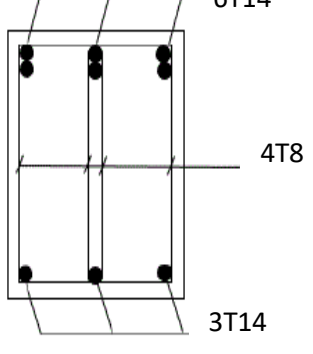
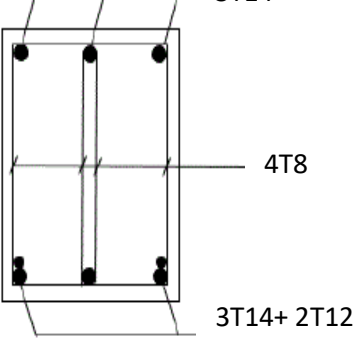
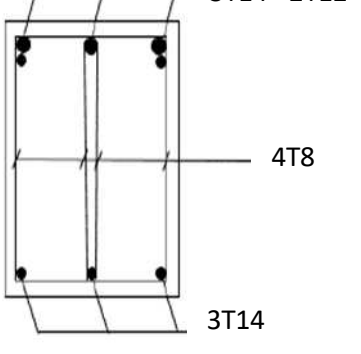
Poutres	Porteuses	
Étages	Travée	Appui
4^{ème} ; 5^{ème}		
2^{ème} ; 3^{ème}		
Rdc ; 1er		

Tableau 2.51 Ferrailage des poutres non porteuses.

Poutres	Non Porteuses	
Etages	Travée	Appui
4^{ème} ; 5^{ème}	 <p>3T14</p> <p>4T8</p> <p>3T14+ 2T12</p>	 <p>6T14</p> <p>4T8</p> <p>3T14</p>
2^{ème} ; 3^{ème}	 <p>3T14</p> <p>4T8</p> <p>3T14+ 2T12</p>	 <p>6T14</p> <p>4T8</p> <p>3T14</p>
Rdc ; 1er	 <p>3T14</p> <p>4T8</p> <p>3T14+ 2T12</p>	 <p>3T14+ 2T12</p> <p>4T8</p> <p>3T14</p>

II.4.4 Ferrailage des voiles

II.4.4.1 Introduction

Les voiles sont des éléments réalisés afin d'assurer deux fonctions principales. La première est une fonction porteuse tel qu'ils permettent la reprise d'une partie des charges verticales. La deuxième est une fonction de contreventement assurant ainsi, la stabilité des structures sous l'action des charges horizontales.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes

II.4.4.2 Procédure De Ferrailage Des Trumeaux

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L [2]** et **RPA [1]**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

II.4.4.2.1 Aciers verticaux

1 - ZONE COMPRIMÉE

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL}[3] ; \text{Min RPA}[1])$$

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_t}{(e \times l_m)}$$

Avec : FT : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que

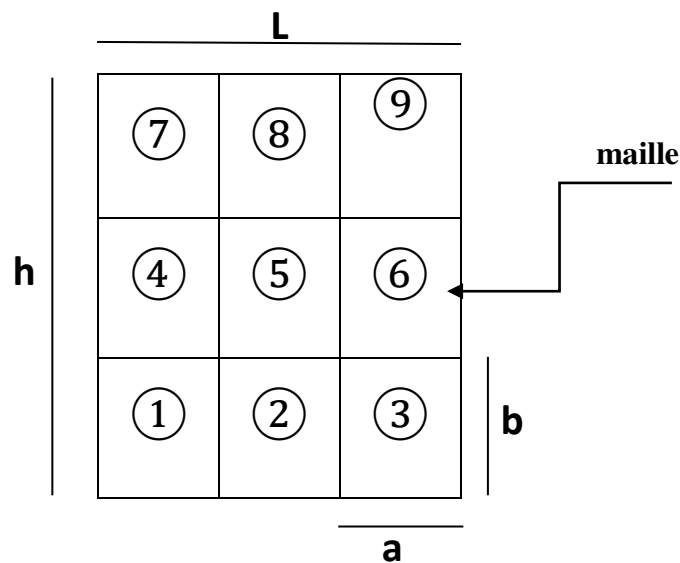
$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots \dots \dots (1) \quad \text{où} \quad \Delta s = e \times l_m$$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 noeuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.



Avec :

h : hauteur du voile

L : longer du voile

a : hauteur du maille

b : longer du maille

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

II.4.4.2.2 Aciers Horizontaux

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\tau b_0 S_t}{0,8 (0,8 f_e)} = \frac{1,4 \tau u a S_t}{0,8 f_e} 1,25$$

τu : S_{12} Est donnée par l'interface graphique du SAP 2000

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

b_0 : a (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{MAX} (A_{h1} ; A_{h2})$$

II.4.4.2.3 Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles

a. Armatures verticales (Article 7.7.4.1) [1]

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% (0.2%.Lt. e).
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b. Armatures horizontales (Article 7.7.4.2) [1]

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c. Règles communes (Article 7.7.4.3) [1]

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $St \leq \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile ($\phi < e/10$).
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

II.4.4.3 Présentation des résultats

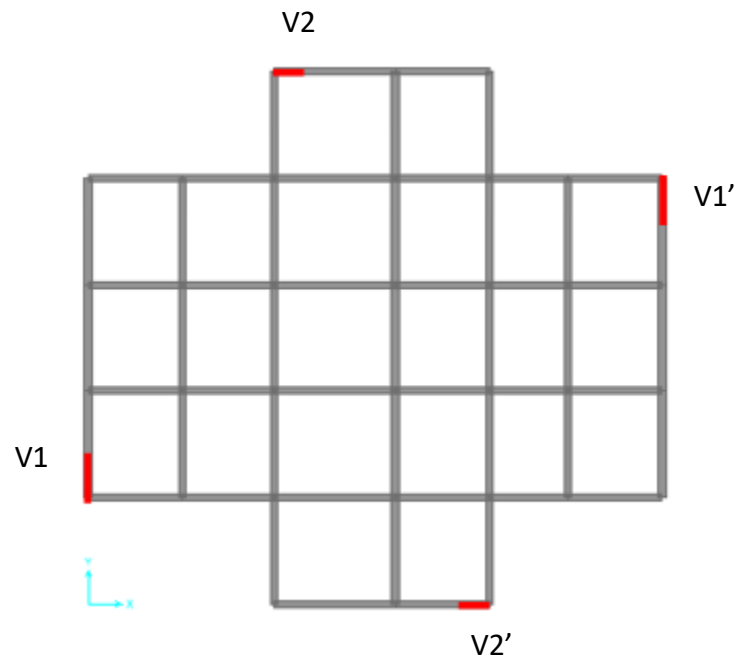


Tableau présente les caractéristiques des voiles

	e (cm)	Li(m)	Voile(m)
Voile 1 Voile 1'	15.00	0,517	1,55
Voile 2 Voile 2'	15.00	0,35	0,70

II.4.4.3.1 Exemple de calcul Voile 1 Voile 1'

Soit le voile de longueur

$$L = 1,55\text{m}$$

$$a = 0,15 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,06 \text{ m (hauteur de RDC)}$$

Contraintes limites

Pour une hauteur d'étage de 3,06 d'où la hauteur libre est égale à

$$h_e = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m} \quad (0,45 \text{ m : hauteur de la poutre})$$

Maille	1	2	3
La longueur de bande Li (m)	0,517	0,517	0,517
Dimensions (m ²) (a*li) = Sj	0,078	0,078	0,078
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	6,010	4,009	5,044
Force de traction Ft(MN) = $\sigma_j S_j$	0,466	0,311	0,391
Section d'acier (cm ²) As = Ft σ_s (Situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	9,316	6,214	7,818
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL : 0,1% Sbéton 2. Selon RPA99 : 0,2 % Sbéton	0,775005 1,55001	0,775005 1,55001	0,775005 1,55001
Choix	12 ha 10	8ha10	10 ha10
AV adopté (cm ²)	9,42	6,28	7,85
Si : espacement (cm)	8	16	8

➤ Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) : « RPA99 version 2003 » [1]

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad ; \quad V = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad V = S_{12} \cdot a \cdot L$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{2,31 (150) (0,517)}{500} 1,4 = 5,52 \text{ cm}^2$$

➤ Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12} \quad S_t \text{ min} = 300 \text{ mm.}$$

$$A_{h1} = \frac{2}{3} AV \quad ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armée} \}$$

$$A_{h1} = \frac{2}{3} (9,42) = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{1,4 (1,983) (150) (300)}{(0,8) (500) (0,8)} = 3,904 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A 99/ version 2003 [1]

on a $A_{\min} = 0,15 \times a \times L$

On calcule le ferrailage

$$A_{\min} = 0,15 \times 15 \times 1,55 = 3,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_{\min 2}) = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5T10 = 7,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } St = \frac{517}{4} = 12,925 \text{ cm} < St_{\min} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants

Tableau 2.52 Ferrailage des voiles sens y-y Voile V1 et V'1

Niveau	Maille	Li (m)	Si (m2)	σ_j (MPa)	Ft (MN)	As (cm2)	Le choix	AVadopté (cm2)	St (cm)
RDC... 2 -ème	1	0,517	0,078	6,010	0,466	9,316	2x6T10	9,42	8 16
	2	0,517	0,078	4,009	0,311	6,214	2x4T10	6,28	16
	3	0,517	0,078	5,044	0,391	7,818	2x5T10	7,85	16 8
3ème.... ..5 ème	1	0,517	0,078	4,529	0,351	7,020	2x2T10+2x4T8	7,1592	8 16
	2	0,517	0,078	2,570	0,199	3,984	2x4T8	4,0192	16
	3	0,517	0,078	3,917	0,304	6,071	2x2T10+2x2T8	6,1544	16 8

Tableau 2.53 Ferrailage des voiles sens x-x Voile V2 et V'2

Niveau	Maille	Li (m)	Si (m2)	σ_j (MPa)	Ft (MN)	As (cm2)	Le choix	AVadopté (cm2)	St (cm)
RDC... 2 -ème	1	0,35	0,0525	5,95	0,312375	6,2475	2x4T10	6,28	8
	2	0,35	0,0525	4,464	0,23436	4,6872	2x4T10	6,28	8

3ème.... ..5 ème	1	0,35	0,0525	4,751	0,2494275	4,98855	2x2T10+2x2T8	5,1496	8
	2	0,35	0,0525	3,901	0,2048025	4,09605	2x2T10+2x2T8	5,1496	8

Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau 2.54 Armature de joint de bétonnage

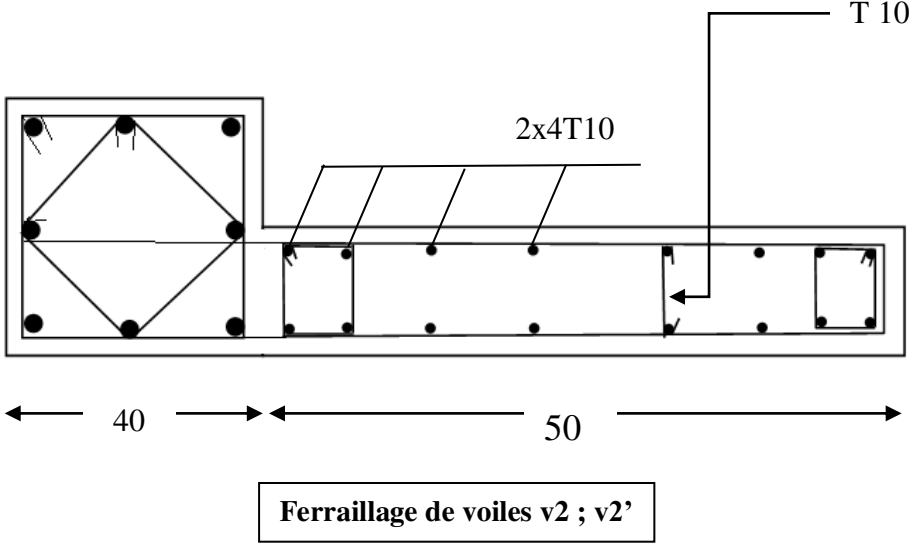
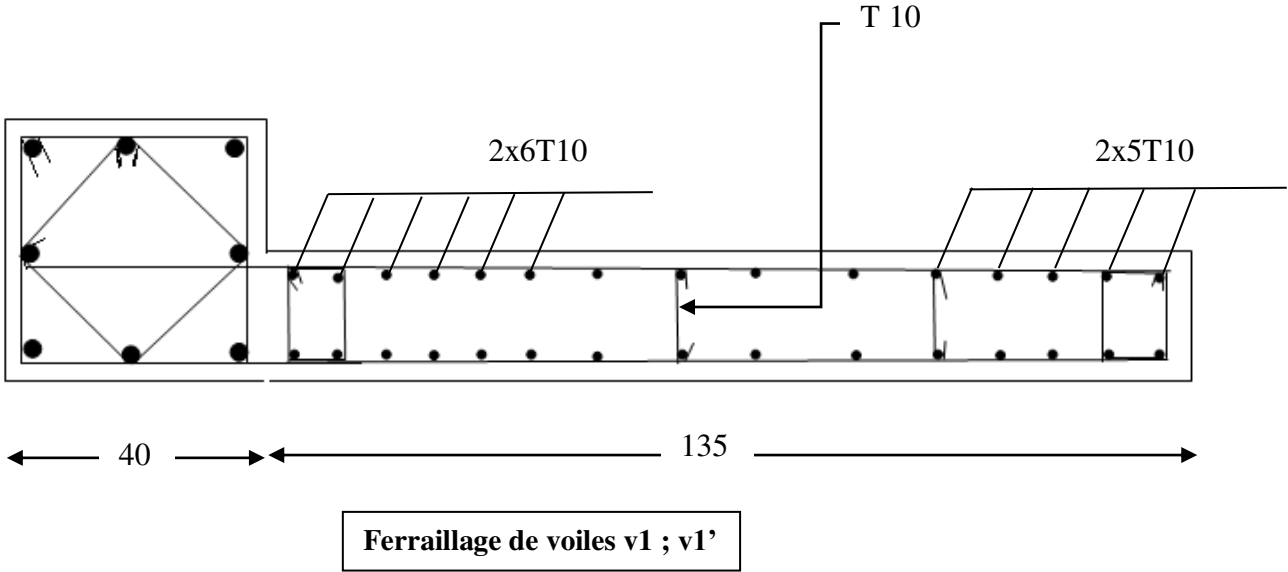
Voiles	Etages	τ_u (Mpa)	A_{vjcal} (cm ²)	Le choix	Adopté (cm ²)	ST (cm)
Voile V1 et V'1 :	RDC... 2 -ème	2,31	5,52	2x4T10	6,28	12
	3ème.... ..5 ème	1,87	4,47	2x3T10	4,71	15
Voile V2 et V'2 :	RDC... 2 -ème	1,98	3,21	2x3T10	4,71	10
	3ème.... ..5 ème	1,24	2,01	2x3T10	4,71	10

Aciers horizontaux

Tableau 2.55 Aciers horizontaux

Voiles	Etages	τ_u (Mpa)	Ah1 (cm ²)	Ah2 (cm ²)	Ahmin (cm ²)	Ah (cm ²)	Choix	Ah adopté (cm ²)	St (cm)
Voile V1 et V'1 :	RDC... 2 -ème	2,31	4,55	6,28	3,49	6,28	2x5T10	7,85	10
	3ème.... ..5 ème	1,87	3,69	4,77	3,49	4,77	2x4T10	6,28	12
Voile V2 et V'2 :	RDC... 2 -ème	1,98	3,90	4,19	1,58	4,19	2x4T10	6,28	10
	3ème.... ..5 ème	1,24	2,44	3,43	1,58	3,43	2x3T10	4,71	12

II.4.4.4 Schéma de ferrailage de voiles



Chapitre 3

Analyse statique non linéaire

III.1.1 Introduction

La vulnérabilité sismique des structures existantes est déterminée par la méthode statique linéaire. Cette méthode éloigne, dans un sens défavorable, la réalité physique.

De ce qui précède il a fallu prendre en considération le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire afin d'approcher le plus du comportement réel. Cette expérience est réalisée par l'étude de leurs comportements dans le domaine plastique.

Dans cette logique on a effectué notre étude de vulnérabilité par une analyse statique linéaire appelée « poussé progressive » (Pushover).

III.1.2 Description de l'analyse push-over

La méthode d'analyse Pushover est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple [6].

L'analyse Pushover permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure [6].

III.1.3 But de l'analyse push-over

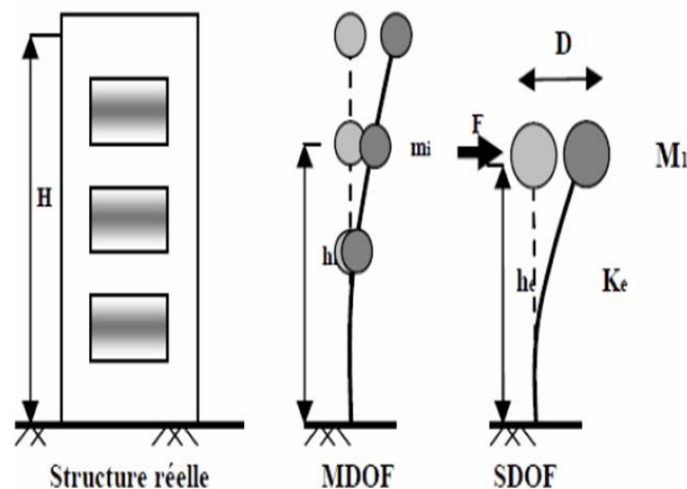
L'analyse push-over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse des structures qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique (linéaire), d'où de déterminer le comportement réel de cette dernière. D'après les chercheurs cette analyse nous permet [5]

- D'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans la structure.
- D'approcher d'avantage le comportement réel de la structure.
- D'identifier des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- D'évaluer des différents paramètres en termes de déplacement et de sollicitations dans les éléments de la structure.

- D'assurer que la séquence de formation des rotules plastiques est conforme à l'hypothèse de conception.
- Donner une idée sur la ruine progressive des structures.
- Estimer la résistance ou la performance des structures au-delà du domaine élastique.

III.1.4 Hypothèses d'élaboration de la méthode push-over

L'analyse statique push-over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, 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. Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donné par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent. La structure à plusieurs degrés de liberté est modélisée par un oscillateur équivalent en un seul degré de liberté[5].



III.1.5 Définition et présentation de la méthode

La méthode d'analyse statique non linéaire pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible. L'analyse pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet.[7]

On applique une force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou tri-linéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continu jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité[8].

III.1.6 Les différents guides de l'analyse push over

Il existe différents guides traitant cette méthode :

- FEMA 273 / 356 (Federal Emergency Management Agency)
- FEMA 273, 1997 "Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings"
- FEMA 356, 2000 " Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings"
- ATC 40 (Applied Technology Council). California seismic safety commission " ATC40 1996, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings "
- EC 8 (Eurocode 8). Norme Européenne, prEN1998-1, " calcul des structures pour leur résistance aux séismes-Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments "

III.1.7 Les avantages de l'analyse push-over

L'avantage de l'analyse push-over est qu'elle s'applique également à l'évaluation des structures existantes et à la conception des neufs. Elle fournit des informations sur beaucoup de caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique élastique linéaire [9].

La procédure statique non-linéaire fournit des informations sur la force et la déformation de la structure et donne de la perspicacité sur sa performance. D'ailleurs, la procédure statique non-linéaire prévoit la distribution critique des demandes dans tous éléments structuraux, qui permet l'identification des éléments critiques pendant le mouvement sismique, et qui devraient être pris en compte dans le processus de conception du point de vue pratique, les procédures statiques non-linéaires sont plus simples dans l'utilisation quotidienne de conception que les procédures dynamiques non-linéaires [10]

III.1.8 Les limites de l'analyse push-over

Comme la méthode statique non linéaire présente des avantages elle a plusieurs limitations

Les caractéristiques hystérétiques de système plusieurs degrés de liberté devraient être incorporés au modèle équivalent de système à un seul degré liberté, si la demande de déplacement est affectée par la dégradation de rigidité, détérioration de force, effets $p-\Delta$. On s'attend à ce qu'également le soulèvement de base, les effets de torsion et les diaphragmes semirigides affectent le déplacement cible [11].

Ainsi, elle est en principe imprécise pour des structures où les effets des modes plus élevés sont significatifs, et il peut ne pas détecter les faiblesses structurales qui peuvent être produites quand les caractéristiques dynamiques de la structure changent après la formation du premier mécanisme plastique local et elle peut exagèrent d'autres [11,12].

On doit souligner que l'analyse pushover est approximative en nature et basée sur le chargement statique. Car elle ne peut pas représenter des phénomènes dynamiques avec un grand degré d'exactitude. Une évaluation complète de l'exactitude des prévisions de demande de pushover exigera l'exécution d'un grand nombre de cas d'études pour plusieurs configurations différentes

Les charges latérales représentent la distribution probable des forces d'inertie imposées à la structure pendant un tremblement de terre. La distribution des forces d'inertie changent avec la sévérité du tremblement de terre et avec le temps pendant le tremblement de terre. La courbe de capacité est très sensible au choix de la répartition des charges latérale [13], le choix de modèle latéral de charge est plus critique pour l'évaluation précise du déplacement de cible.

N'importe quel modèle invariable de charge mènera à une concentration des déformations non élastiques dans l'étage supérieure, et ne peut jamais lancer des déformations non élastiques dans les autres étages. Ainsi, le bon jugement doit être utilisé en choisissant des modèles de charge et en interprétant les résultats obtenus à partir des modèles choisis de charge [14].

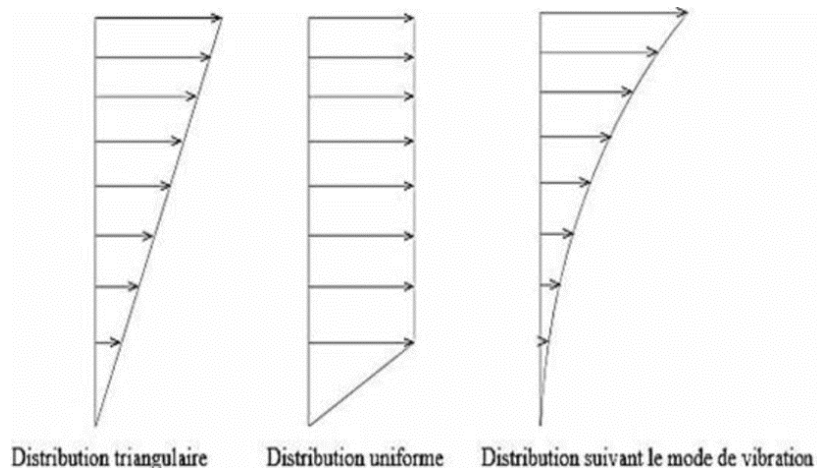
Il est recommandé d'utiliser au moins deux modèles fixés [15] de charge qui forment les limites supérieures et inférieures pour que les distributions de force d'inertie prévoient des variations probables de comportement structurale globale et des demandes locales. Le premier modèle devrait être avec une répartition des charges uniforme et l'autre devrait être profil de "code" ou

modèle multimodal de charge. Le type de chargement code est permis si plus de 75% de toute la masse participe à la charge fondamentale.

Les modèles invariables de charge ne peuvent pas expliquer la redistribution des forces d'inertie en raison de la déformation progressive et les changements dans les propriétés dynamiques de la structure.

III.1.9 Distribution des charges latérales

L'utilisation de la méthode d'analyse push-over pose le problème de la définition de la distribution des forces horizontales appliquées. La forme des actions sismiques appliquées à la structure est en règle générale, triangulaire ou trapézoïdale d'intensité proportionnelle aux premiers modes propres de la structure. Les coefficients de proportionnalité étant simplement les masses de chacun des niveaux [9]



La distribution idéale est celle développée dans l'analyse temporelle élasto-plastique, qui varie au cours du séisme selon le schéma de déformation plastique de la structure. Il suffit alors de considérer plusieurs distributions verticales de forces horizontales appliquées à l'emplacement des masses dans le modèle [5]

III.1.10 Les méthodes pushover et leur application dans les règlements sismiques récents

Le besoin de changements de la méthodologie de conception sismique existante mise en application dedans des codes a été largement identifié. La communauté structurale de technologie (The structural engineering community) a développé une nouvelle génération des rocédures de conception et de réadaptation, (par exemple, Fajfar et Krawinkler en 1997). Ce but peut être réalisé seulement en présentant un certain genre d'analyse non-linéaire dans la méthodologie de conception sismique. Dans un court terme, l'approche la plus appropriée semble être une combinaison de l'analyse statique non-linéaire (de pushover) et le spectre de réponse.

Les exemples d'une telle approche sont la méthode de spectre de capacité, appliquée dans ATC 40 [16], et la procédure statique non-linéaire, appliquée dans FEMA 273 [17]. Le procédé postérieur est employé également dans ATC 40 [16] comme méthode alternative, qui s'appelle la méthode de coefficient de déplacement.

III.1.10.1 La méthode Pushover dans l'eurocod 8

Eurocode 8 (EC8) inclut deux méthodes d'analyse non linéaire :

L'analyse statique non linéaire (Pushover) et l'analyse dynamique non linéaire. L'analyse statique non linéaire consiste en l'application monotone des charges latérales croissantes à la structure, dans l'Eurocode 8, elle est basée sur la méthode N2 développée par prof. Fajfar [18].

III.1.10.2 La méthode N2 selon Eurocode 8

La méthode de N2 est une méthode non-linéaire relativement simple pour l'analyse sismique des structures. Elle combine l'analyse pushover d'un système a plusieurs degrés de liberté (MDOF) avec l'analyse du spectre de réponse d'un système a un seul degré de liberté équivalent (SDOF).

La méthode de N2, dans son nouveau format, est en fait une variante de la méthode de spectre de capacité basée sur des spectres non élastiques. Des spectres de demande non élastiques sont déterminés à partir d'un spectre élastique typique de conception.

Le principe du modèle de la méthode d'analyse Spectrale Non-linéaire ,qui est inspirée de la méthode N2, établie par P. Fajfar consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non-linéaire en poussée

progressive(pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (le spectre de réponse).

L'intersection de ces deux courbes représente un point de fonctionnement permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira. Spectres élastiques, avec un facteur d'amortissement et une période propre équivalents, sont utilisés.

L'analyse par cette méthode requiert donc à la fois la donnée d'une courbe représentative de la sollicitation sismique (demande de déformation) et celle d'une courbe issue de l'analyse statique non-linéaire (capacité) qui caractérisent l'« offre de déformation ».

La sollicitation sismique est représentée directement au format $(S_a - S_d)$, c'est-à-dire par une courbe reportant l'accélération spectrale associée à un séisme en ordonnée et le déplacement spectral en abscisse.

La courbe représentant le comportement de la structure est directement issue de la courbe Pushover reliant la force appliquée au déplacement en tête (V_b en fonction de u_t).

Cette courbe n'est pas directement superposée au spectre $(S_a - S_d)$; elle doit subir la conversion nécessaire pour homogénéiser ses paramètres en accélération spectrale s_a et en déplacement spectral S_d .

la courbe Pushover subira donc des transformations en prenant les données suivantes pour l'accélération spectrale s_a et le déplacement spectral s_d [19].

III.1.10.3 Description de la méthode

➤ Etape 1: Introduction des données

On considère une structure à plusieurs degrés de liberté et un spectre de réponse élastique, dans lequel les accélérations (S_a) sont données en fonction des périodes naturelles (T) de la structure

Le spectre de réponse peut être un spectre réglementaire, enveloppe des spectres de nombreux séismes (par exemple le spectre de réponse de l'Eurocode8,PS92,...), soit obtenu à partir d'un séisme particulier.

➤ Etape 2 : Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélérations-périodes $(S_a - T)$ au format accélérations-déplacements $((S_a - S_d)$

➤ **Etape 3 : Analyse en poussée progressive (« Pushover »)**

L'analyse "Pushover" est effectuée en appliquant sur la structure une distribution de forces latérales croissantes de façon progressive et incrémentées jusqu'à ce que le déplacement de la structure atteigne son maximum. La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet u_t et en ordonnée l'effort tranchant à la base V_b

➤ **Etape 4 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté**

Une fois la courbe pushover obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement .

➤ **Etape 5 : Détermination du déplacement du système équivalent**

Le calcul du déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté dépend de sa période élastique T^* et de la position de cette dernière par rapport à la période caractéristique T_c . Il peut être déterminé en utilisant une procédure graphique.

➤ **Etape 6 : Déplacement global du système à plusieurs degrés de liberté**

Une fois le déplacement du système équivalent déterminé, il est transformé en déplacement maximum du système à plusieurs degrés de liberté (déplacement cible) en utilisant l'équation suivante

$$u_t = S_d \Gamma$$

III.1.10.4 La méthode de coefficient du déplacement de FEMA -273 [20]

La méthode de coefficient du déplacement diffère de la méthode de spectre de capacité et à la méthode N2 dans l'évaluation du déplacement cible, qui n'exige pas la conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité; elle fournit un processus numérique direct pour calculer la demande en déplacement La méthode de coefficient du déplacement proposée dans FEMA-273[21] estime le point de performance structurel en termes de déplacement cible représentant le déplacement au sommet maximal prévu. Le déplacement cible dans FEMA-273[5] est donné par la relation suivante :

Où, T_e est la période fondamentale effective (en secondes) du bâtiment dans la direction étudiée, S_a est l'accélération du spectre de réponse (en g) à la période fondamentale effective et le facteur d'amortissement du bâtiment dans la direction étudiée, et g l'accélération de la pesanteur. Les facteurs correctifs C_0 , C_1 , C_2 et C_3 sont définis comme suit : le facteur C_0 est le facteur de modification pour relier entre le déplacement spectral et le déplacement de toit. Les valeurs approximatives de C_0 données dans le tableau (3.1)

Number of Stories	Modification Factor ¹
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

1. Linear interpolation should be used to calculate intermediate values.

tableau 3.1 : facteurs correctifs

Le facteur C_1 , est le facteur de modification pour relier entre les déplacements inélastiques maximaux prévus et les déplacements calculés pour la réponse élastique linéaire

$$C_1 = 1.0 \quad \text{pour } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = \frac{1}{R} (1.0 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e}) \quad \text{pour } T_e < T_0$$

Où, T_0 est la période caractéristique du spectre de réponse, qui est défini comme la période associée à la transition du segment d'accélération constant du spectre au segment de vitesse constante, et R est un coefficient représentant le rapport entre la demande de résistance élastique et la résistance plastique calculée. C_1 ne doit pas être moins de 1.0, et également il ne doit pas dépassé les valeurs données dans (FEMA-273 [1]) en fonction de la période fondamentale du bâtiment T :

$$C_1 = 1.5 \quad \text{pour } T < 0.10 \text{ sec}$$

$$C_1 = 1.0 \quad \text{pour } T > T_0$$

Le coefficient R est exprimé en termes de l'effort tranchant à la base à la limite d'élasticité

(résistance plastique) V_b y comme suit :

$$R = \frac{S_a}{V_{by}/W} \frac{1}{C_0}$$

Où, W est la charge permanente totale et la charge d'exploitation prévue. $V_b y$ est déterminée en utilisant l'analyse Pushover, où la courbe de Pushover est définie par une relation bilinéaire comme illustré dans la figure

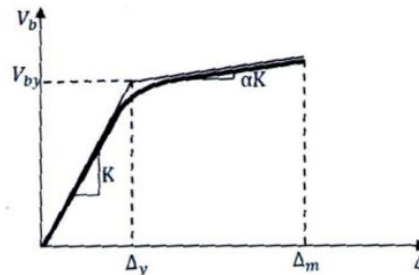


Figure 2.16 :résistance plastique

Le facteur C_2 est le facteur de modification pour représenter l'effet de la forme d'hystérésis sur la réponse de déplacement maximale. Les valeurs de C_2 varient entre 1 et 1.5 selon le type du système de contreventement et le niveau de performance, quand $T = 0,1$ seconds ou $T > T_0$ seconde. Les valeurs de C_2 sont données dans le tableau (3.1). Le facteur C_3 est le facteur de modification pour représenter les effets de P-delta croissants. Pour les bâtiments à rigidité positive après la plastification, C_3 sera placé égal à 1.0. Pour les bâtiments à rigidité négative après la plastification, C_3 est calculé en utilisant l'équation suivante :

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^2}{T_e}$$

Où, est le rapport entre la rigidité après la plastification et la rigidité élastique effective. Les valeurs de C_3 ne doivent pas dépasser ce qui suit :

$$C_3 = 1.0 \quad \text{pour} \quad \theta_m \leq 0.1$$

$$C_3 = 1 + 5(\theta_m - 0.1) \quad \text{pour} \quad \theta_m \geq 0.1$$

Où est la valeur maximale de , pour tous les étage, est donnée par

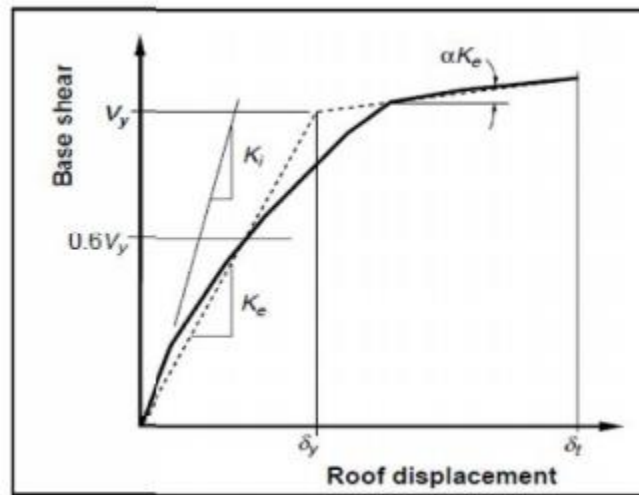
$$\theta_i = \frac{P_i d_i}{V_i h_i}$$

Où est la partie du poids total de la structure au niveau de l'étage i , est l'effort tranchant latéral total dans la direction étudiée à l'étage i en raison du séisme en supposant que la structure reste élastique. est la hauteur de l'étage i et est le dérivé latéral dans l'étage i , dans la direction étudiée, à son centre de rigidité, en utilisant les mêmes unités que pour mesurer V . La période fondamentale effective du bâtiment T_e dans la direction étudiée est calculée en utilisant la courbe Pushover.

La relation non linéaire entre l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud cible est remplacée par une relation bilinéaire pour estimer la rigidité latérale effective K_e du bâtiment dans la direction étudiée, et l'effort tranchant à la plastification V_y . La rigidité latérale effective est prise comme la rigidité sécante calculée à l'effort tranchant à la base égale à 60% de la résistance plastique (limite d'élasticité) comme illustré dans la figure (A-1.5). La période fondamentale effective T_e est calculé comme suite :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{k_i}{k_e}}$$

Où, T_i la période fondamentale élastique dans la direction étudiée calculée par l'analyse dynamique élastique, et la rigidité latérale élastique du bâtiment dans la direction étudiée



III.1.10.5 La méthode de spectre de capacité (ATC [40])

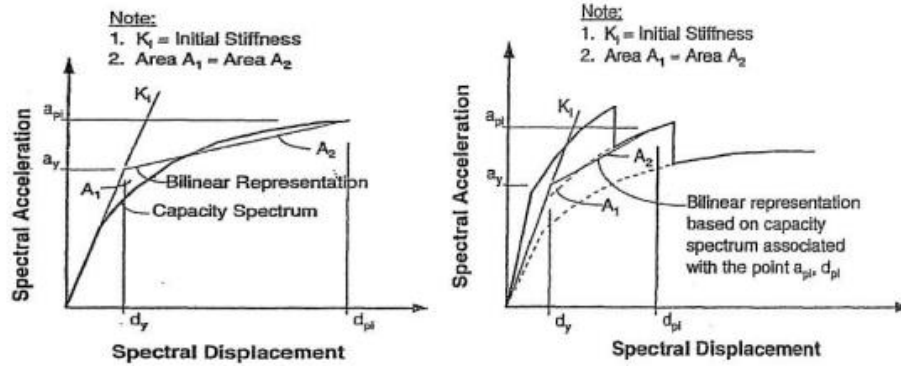
Un grand défi à la conception sismique basée sur la performance des structures pour le développement simple et efficace des méthodes d'analyse et évaluer les demandes structurales de sorte qu'elles puissent satisfaire les objectifs indiqués d'exécution. Les procédures d'analyse pour prévoir les demandes structurales des forces et des déformations sous des tremblements de terre sont nécessaires dans les codes de bâtiment courants. Ainsi, les procédures non-linéaires simplifiées d'analyse comprenant la méthode de spectre de capacité (CSM) ont été incorporées dans les documents d'ATC40 [21] pour évaluer la demande de déplacement imposée à un bâtiment habituellement prévu pour se déformer inélastiquement. L'idée principale du (CSM) est de déterminer le diagramme de capacité et de demande d'un système non élastique à un seul degré de liberté (SDOF) en employant l'analyse pushover et l'analyse du spectre de réponse, respectivement, et obtenir le déplacement cible du point de performance correspondant à l'intersection des graphes de capacité et d'exigence. Puis, le déplacement du système à un seul degré de liberté SDOF est converti en celui d'un système à plusieurs degrés de liberté correspondant (MDOF). Finalement, par la comparaison de déplacement obtenu au déplacement permis, la structure est évaluée, si elle peut répondre au paramètre d'exigence de la conception sismique ou non[19].

L'endroit du point de performance doit satisfaire deux rapports :

- 1) le point doit se trouver sur la courbe de spectre de capacité afin de représenter la structure à un déplacement indiqué.
- 2) le point doit se trouver sur une courbe spectrale de demande, le spectre de conception à 5 pour cent comme pourcentage d'amortissement, qui représente la demande non linéaire au même déplacement structural.

✓ **Construction de la représentation bilinéaire du spectre de capacité:**

La courbe de capacité est rapprochée en tant que relation bilinéaire avec le choix d'une limite élastique globale (a_y, d_y) du système structural et un déplacement final (a_{pi}, u_{pi}). La limite élastique (a_y, d_y) est définie de telle sorte que la zone A₁, Figure (2.4), est approximativement égale à la zone A₂, afin de s'assurer qu'il y a une énergie égale associée à chaque courbe.



✓ **Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité :**

Pour l'utilisation de la méthode de spectre de capacité il est nécessaire de convertir la courbe de capacité (qui est en termes de déplacement de toit et de l'effort cisaillement à la base) à ce qui s'appelle un spectre de capacité, qui est une représentation de la courbe de capacité dans des spectres de réponse sous le format Accélération-Déplacement (ADRS)

Les équations nécessaires pour faire la transformation sont:

$$PF_1 = \left| \frac{\sum_{i=0}^n (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=0}^n (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right|$$

$$\alpha_1 = \frac{|\sum_{i=0}^n (w_i \phi_{i1}) / g|^2}{[\sum_{i=0}^n w_i / g] [\sum_{i=0}^n (w_i \phi_{i1}^2) / g]}$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{toit}}}{PF_1 \Delta_{\text{toit},1}}$$

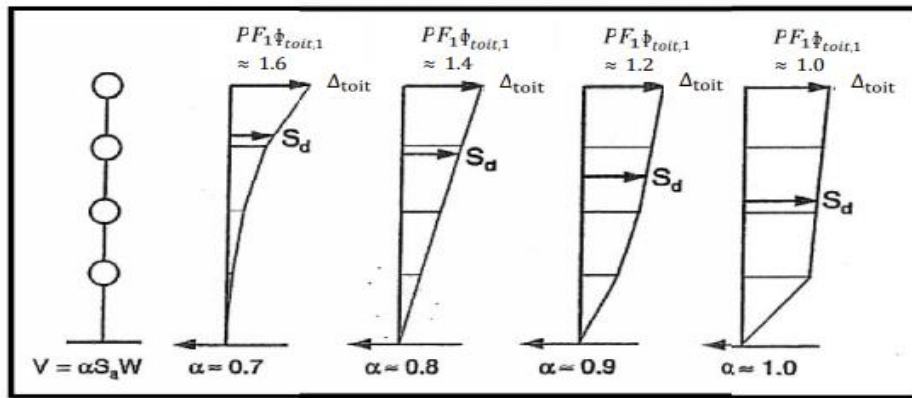


Figure 3.2 La relation entre le facteur de participation modal et le coefficient de masse modal

PF_1 : Facteur de participation modal pour le premier mode naturel.

α_1 : Coefficient de masse modal pour le premier mode naturel.

w_i/g : La masse assignée au niveau i .

ϕ_{i1} : Amplitude du mode 1 au niveau i

N : Niveau N , c'est le niveau le plus élevé dans la partie principale de la structure.

V : l'effort tranchant à la base.

W : la charge permanente de construction plus les charges de d'exploitation probables.

Δ_{toit} : déplacement au sommet.

S_a : Accélération spectral.

S_d : Déplacement spectral.

La relation entre le facteur de participation, le coefficient de masse modal, et le déplacement de bâtiment. Suivant les indications de la Figure (3.3), le facteur de participation et le coefficient de masse modal varient selon le déplacement inter-étage relatif au-dessus de la taille du bâtiment. Par exemple, pour une distribution linéaire des déplacements inter-étage sur la taille du bâtiment, $\alpha \approx 0.8$, et $\phi_{,1} \approx 1.4$. ATC-40 [21].

Pour n'importe quel point sur le spectre d'ADRS, la période, T , peut être calculée en utilisant le rapport

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

De même, pour tout point sur le spectre traditionnel, le déplacement spectral, peut être calculé en utilisant le rapport:

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4\pi^2}$$

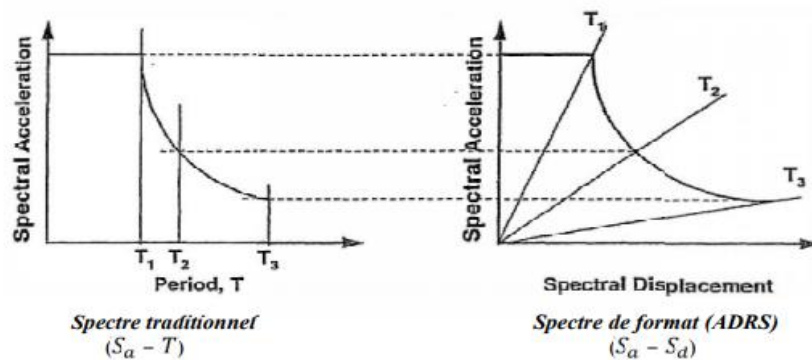


Figure 3.3 : Spectres de réponse dans le format ADRS et le le format traditionnels [3].

La Figure (3.4) montre le même spectre de capacité superposé à chacune des parcelles de spectres de réponse représentées sur la Figure (3.3)

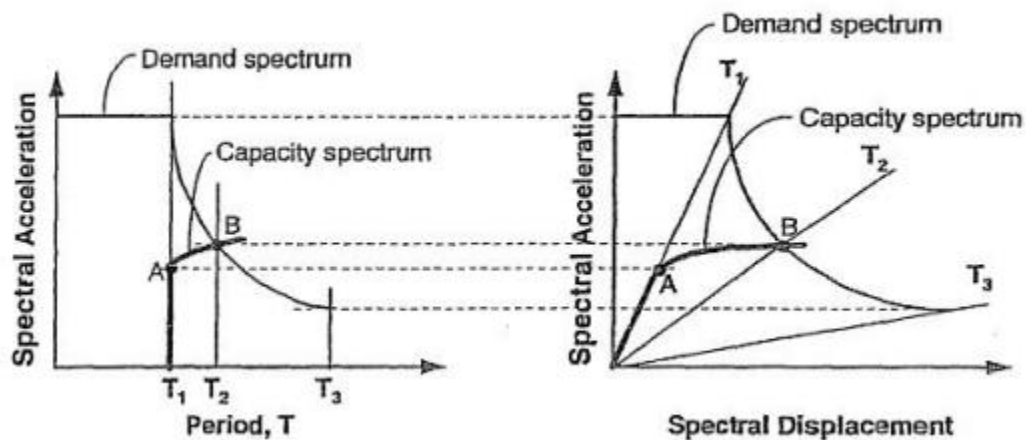


Figure 3.4 spectre de capacité superposé au-dessus des spectres de réponse dans le format ADRS et le format traditionnel [3]

L'application de la technique de Spectre de Capacité exige que les spectres de réponse de demande et les courbes structurales de capacité (ou pushover) soient tracés. Dont l'accélération spectrale contre le domaine spectral de déplacement

- ✓ **.Intersection de spectre de capacité et de spectre de demande (système a PDDL):** Quand le déplacement à l'intersection du spectre de demande et du spectre de capacité, est de 5 pour cent du déplacement du point de performance $0.95 \leq \leq 1.05$; Le dpi devient le point de performance. Si l'intersection du spectre de demande et le spectre de capacité n'est pas en dessous de la tolérance acceptable, alors un nouvel point api, dpi est choisi et le processus est répété. Le point de performance représente le déplacement structural maximum prévu pour l'exigence du mouvement de terrain de tremblement de terre.

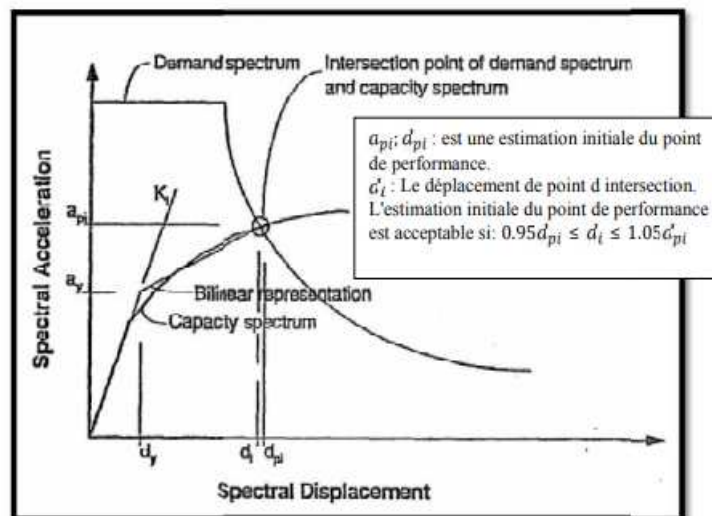


Figure 3.5: Point d'intersection de spectres de capacité et de demande dans la tolérance Acceptable ATC-40 [3]

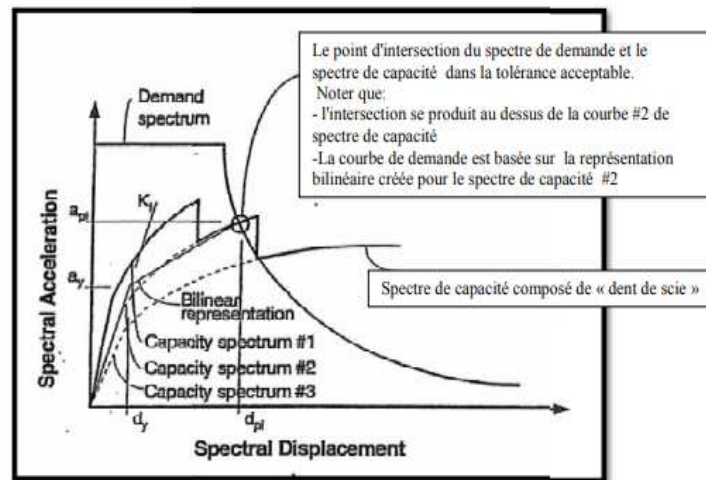


Figure 3.6 : Point d'intersection de spectre de demande et spectre de capacité de dent de scie [3].

Quand le spectre de capacité est une courbe de « dent de scie », c.-à-d., le spectre final de capacité composé est construit de différents spectres de capacité qui expliquent la dégradation de force des éléments; on doit prendre une attention particulière dans la détermination du point de performance.

La représentation bilinéaire du spectre de capacité, est construite pour une courbe simple de spectre de capacité, pas pour la courbe composée. Et pour que l'analyse soit acceptable, la représentation bilinéaire doit être pour la même courbe simple de spectre de capacité [22].

✓ L'amortissement visqueux équivalent [22]

L'amortissement qui survient lorsque le séisme pousse la structure au domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux qui existe originellement à la structure et l'amortissement hystérétique.

L'amortissement hystérétique est l'amortissement lié à la surface située en bas des boucles qui sont formées quand la force de séisme (l'effort tranchant à la base) est tracée contre le déplacement de structure.

L'amortissement hystérétique peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent en utilisant les équations qui sont disponibles dans la dynamique des structures. L'amortissement visqueux équivalent (B et q), associé au déplacement maximal d_{pi} peut être estimé à partir de l'équation suivante

$$B_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (2.2)$$

E_D : L'énergie dissipée par l'amortissement.

E_{S0} : L'énergie de déformation maximale.

L'importance physique des limites E_D et dans l'équation (2.,2) est illustrée à la Figure (3.7) où E_D est l'énergie dissipée par la structure dans un seul cycle de mouvement et la surface confinée dans une seule boucle hystérétique, l'énergie de déformation maximale associée au cycle de mouvement qui est la surface hachurée dans la figure.

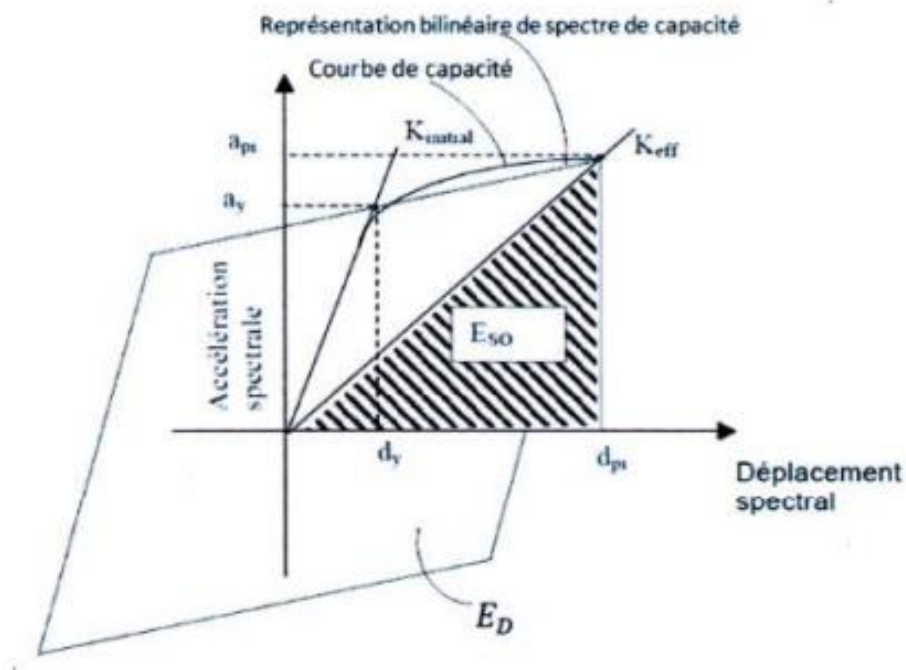


Figure 3.7 Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité [3]

III.1.11 Paramètres de la push-over

A. Rotules plastiques

Les propriétés des rotules plastiques ont été utilisées pour exécuter l'analyse de push over. Pour définir les propriétés de rotule par le concepteur, la procédure se fera par la détermination de la courbe moment -courbure. Dans cette procédure, on assume que le moment varie linéairement le long des poutres et des poteaux avec un point d'inflexion se dirigeant au milieu des éléments, sur la base de cette hypothèse, la relation entre la courbure et la relation d'écoulement est obtenue comme suit : $\theta_y = L * \varphi_y$

avec :

L : Longueur de l'élément

φ_y : Courbure à l'écoulement

θ_y : Rotation à l'écoulement

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

$$\theta_y = (\varphi_{ult} - \varphi_y) \times l_p$$

avec :

l_p : Longueur de rotule plastique

φ_{ult} : Courbure ultime

θ_p : Rotation plastique

ATC-40 suggère que longueur de la rotule plastique est égale à la moitié de la profondeur de coupe dans le sens de chargement est une valeur acceptable, qui donne généralement des résultats conservateurs [23] .

B. Courbe de capacité

La courbe de capacité de la structure est obtenue par le calcul non linéaire. Elle représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité formée généralement par deux phases : la 1^{ère} à caractère élastique linéaire et la 2^{ème} 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 identifiée 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 [24].

C. Le point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes « Spectre d'accélération S_a – Spectre de déplacement S_d ». Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités

Deux approches principales sont proposées pour l'assemblage des deux courbes, l'une utilisant la ductilité, comme dans l'Eurocode 8, l'autre l'amortissement, comme dans l'ATC40. L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur (R) qui dépend de la ductilité de la structure (μ). Tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un «point de performance» qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme[25].

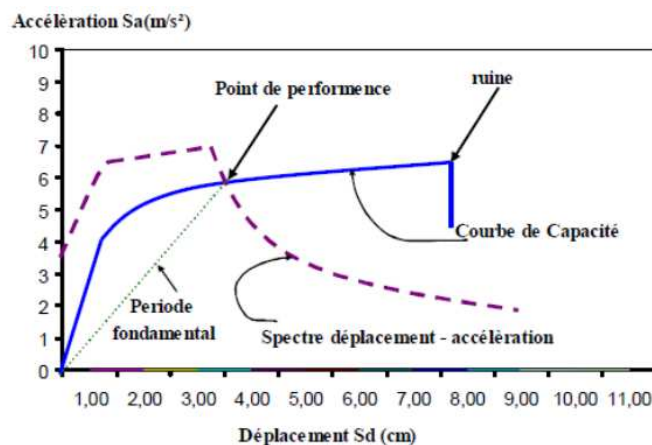


Figure 3.8 Différents éléments de la méthode capacité spectrale (ATC 40)

D. Nœud de contrôle

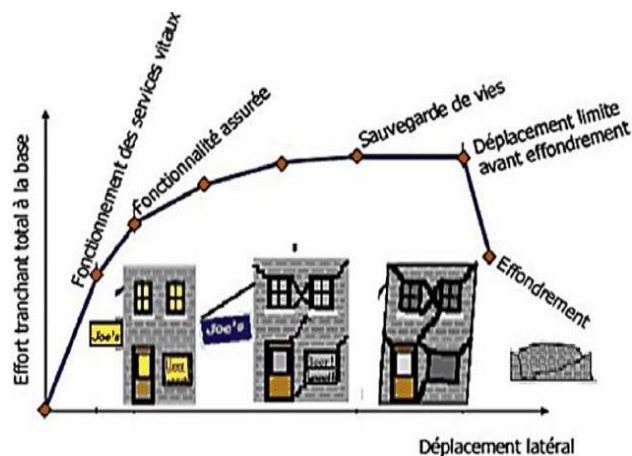
L'analyse statique non-linéaire exige la définition du nœud de contrôle dans un bâtiment, ces directives considèrent le nœud de contrôle comme étant le centre de la masse au sommet d'un bâtiment. Le déplacement du nœud de contrôle est comparé au déplacement cible un déplacement qui caractérise les effets de la secousse de tremblement de terre [5].

E. Déplacement cible

La relation entre l'analyse en poussée progressive, qui est statique, et le comportement réel de l'ossature sous séisme, qui est dynamique, est établie par la définition d'un déplacement «cible», déplacement maximum attendu de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse en poussée progressive, qui caractérisent «offre de déformation», à la «demande de déformation» correspondant au déplacement cible [27]

F. Niveaux d'endommagement

La figure suivante représente la courbe de capacité avec des segments indiquant les étapes d'endommagement de la structure.



1. Le premier niveau : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

2. Le deuxième niveau : l'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.
3. Le troisième niveau : représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. Au-delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

G. Spectre de demande

On peut construire une représentation équivalente ou format ADRS (Accélération_ Déplacement Réponse Spectrum) d'un spectre de réponse dans le plan $S_a - T_n$, par les transformations des périodes en déplacements spectraux, utilisant la formule suivante :

$$S_a = \omega^2 S_d \implies S_d = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a$$

Où T_n sont les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération S_a connue.

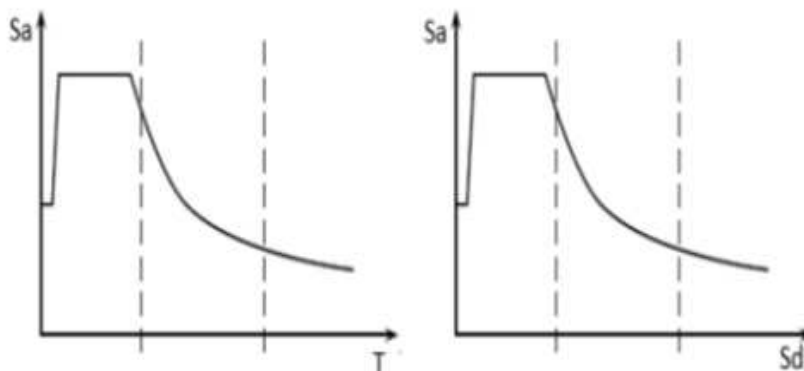


Figure 3.10: Transformation ADRS du spectre de réponse

III.2 Analyse PushOver

Pour notre analyse par la méthode PushOver, nous utilisons le logiciel SAP 2000 version 14.0.0, La courbe de capacité de la structure ($V_{\text{base}}-D_{\text{sommet}}$) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

- Etape 1: Définition du comportement non linéaire des matériaux.
- Etape 2 : Définition du comportement non linéaire des éléments (frames éléments) et les voils.
- Etape 3 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push Over).
- Etape 4 :Lancement de l'analyse
- Etape 5 : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

III.2.1 Définition du comportement non linéaire des matériaux

Dans cette étape, on va définir du comportement non linéaire de chaque matériau utilisé. Pour cette étude on a utilisé le béton et l'acier

III.2.1.1 Définition du comportement non linéaire de béton

Le béton est un mélange hétérogène d'agrégats, de ciment et d'eau avec quelques vides et d'autres matériaux (additifs) peuvent être ajoutés pour obtenir certaines propriétés.

A cause de ce mélange hétérogène produit un comportement complexe difficile à représenter par une seule loi homogène pour cela on va applique le modèle de mander Ceci permet d'obtenir efficacement le comportement du béton confiné et non confiné dans les étapes suivantes

- 1- Define -> materials -> add new material
- 2- Material property options -> Modify/Show Material Properties -> Uniaxial Nonlinear data

Material Property Data

Material Name Béton	Material Type Concrete	Symmetry Type Isotropic
Modulus of Elasticity E 34179557	Weight and Mass Weight per Unit Volume 25 Mass per Unit Volume 2.5493	Units KN, m, C
Poisson's Ratio U 0.2	Other Properties for Concrete Materials Specified Concrete Compressive Strength, f'c 30000 <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduction Factor	
Coeff of Thermal Expansion A 1.170E-05	Advanced Material Property Data Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties... Thermal Properties...	
Shear Modulus G 14241482	OK Cancel	

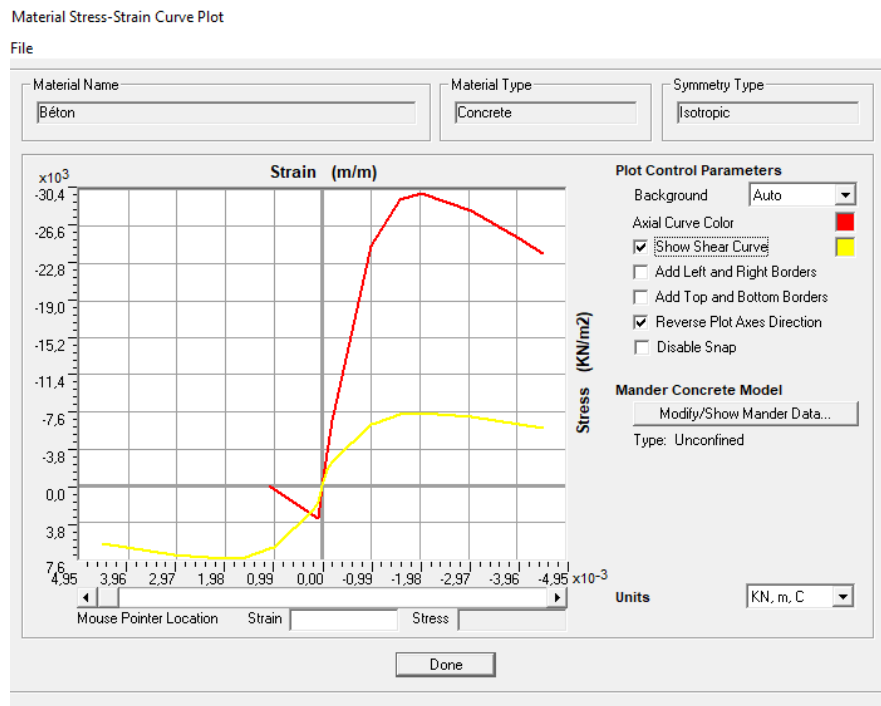
Nonlinear Material Data

Edit

Material Name Béton	Material Type Concrete
Hysteresis Type Takeda	Drucker-Prager Parameters Friction Angle 0 Dilatational Angle 0
Units KN, m, C	
Stress-Strain Curve Definition Options <input checked="" type="radio"/> Parametric Mander <input type="button" value="Convert To User Defined"/> <input type="radio"/> User Defined	
Parametric Strain Data Strain At Unconfined Compressive Strength, f'c 2.000E-03 Ultimate Unconfined Strain Capacity 5.000E-03 Final Compression Slope (Multiplier on E) -0.1	
<input type="button" value="Show Stress-Strain Plot..."/>	
OK Cancel	

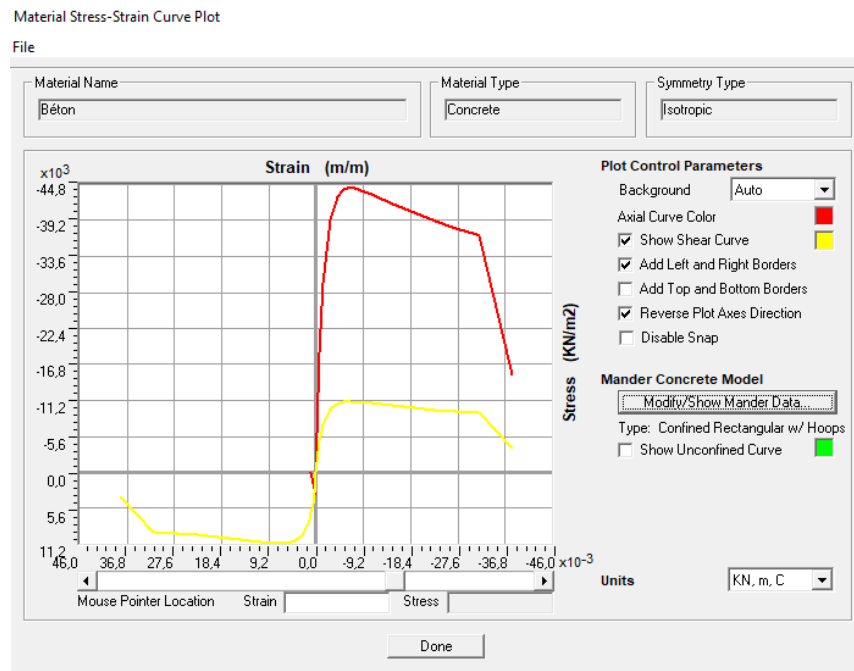
A. Modèle de Mander du béton non confiné

Le béton non confiné, est un béton qui n'a pas de renforcement transversal



B. Modèle de Mander du béton confiné

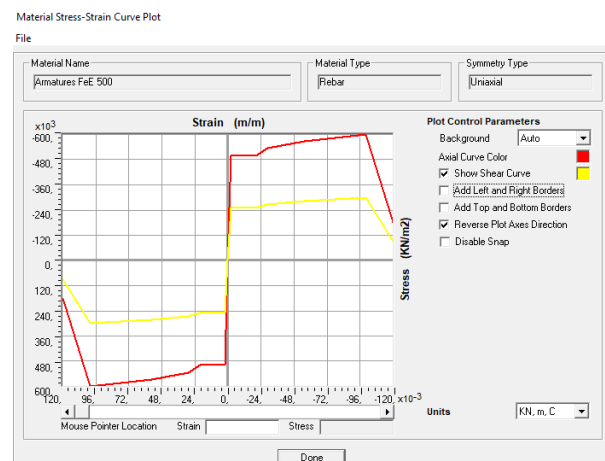
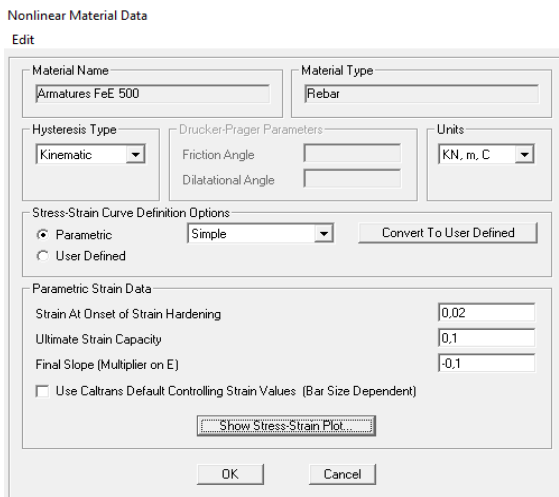
C'est le béton d'un élément fortement comprimé soumis à une charge uni-axiale dont la résistance à la compression est améliorée par le renforcement.



III.2.1.2 Définition du comportement non linéaire de l'acier

le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression Or l'acier est un matériau homogène

- 1- Define -> materials -> add new material -> Material property options -> Modify/Show Material Properties -> Uniaxial Nonlinear data



III.2.2 Définition du comportement non linéaire des éléments (frames éléments)

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

L'attribution des rotules plastiques peut être effectuée aux différentes locations le long de l'élément (début et fin). Plusieurs relations force – déplacement pourraient être définies telles que : un moment découplé (M2 et M3), torsion (T), effort normal (p) et effort tranchant (V2 et V3). Et comme la charge axiale des poteaux peut varier avec les charges latérales, une rotule plastique de propriétés couplées P-M2-M3 (PMM) dont le comportement non linéaire est basé sur l'interaction des forces axiales avec les moments de flexions au niveau de la rotule plastique, peut être attribuée à l'élément. Aussi, plus qu'un seul type de rotule plastique peut être assigné à la même location de l'élément.

Dans notre cas on a utilisé :

- Poteaux : rotules de flexion (de type P- M2-M3).
- Poutres : rotules de flexion (de type M3).

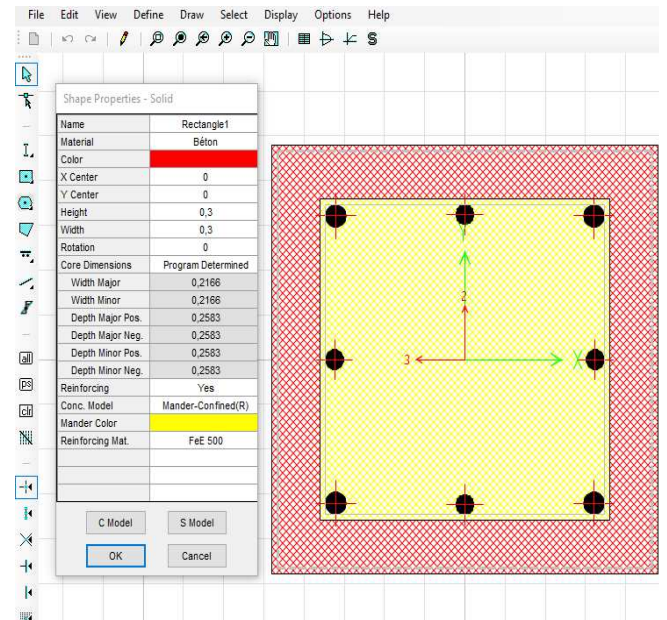
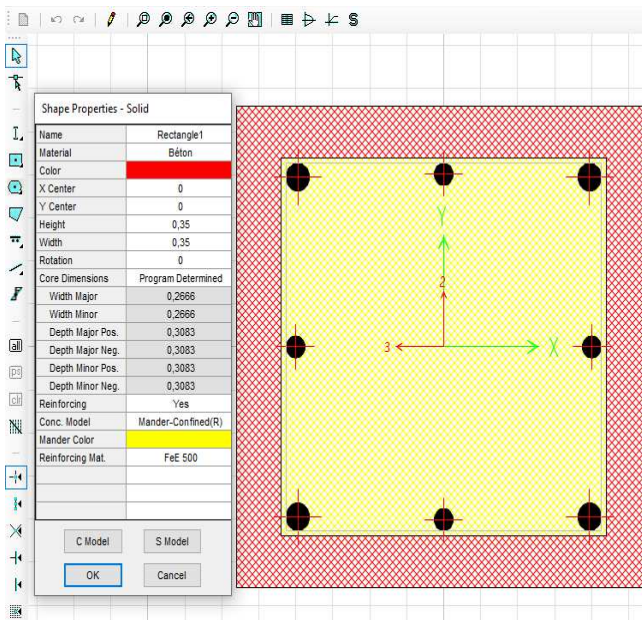
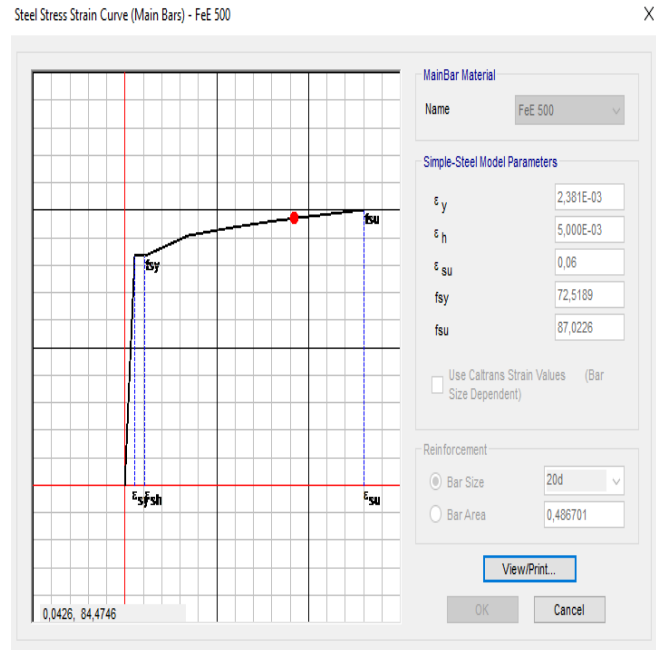
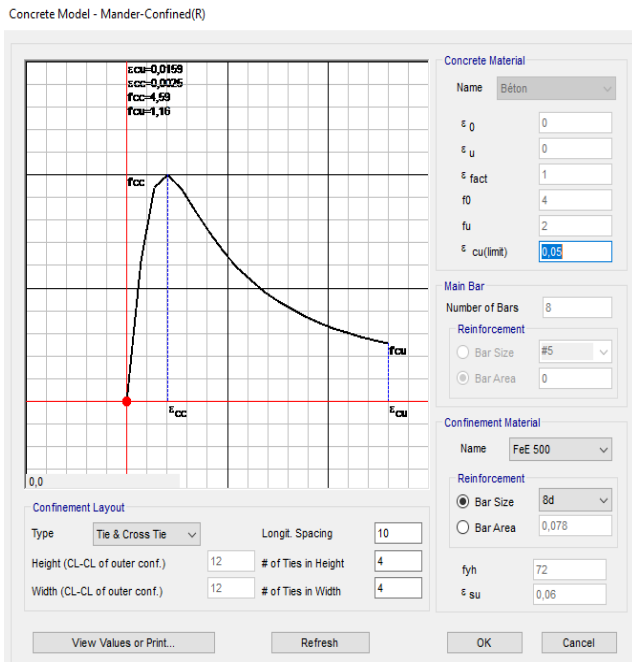
Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites du règlement Américain FEMA356

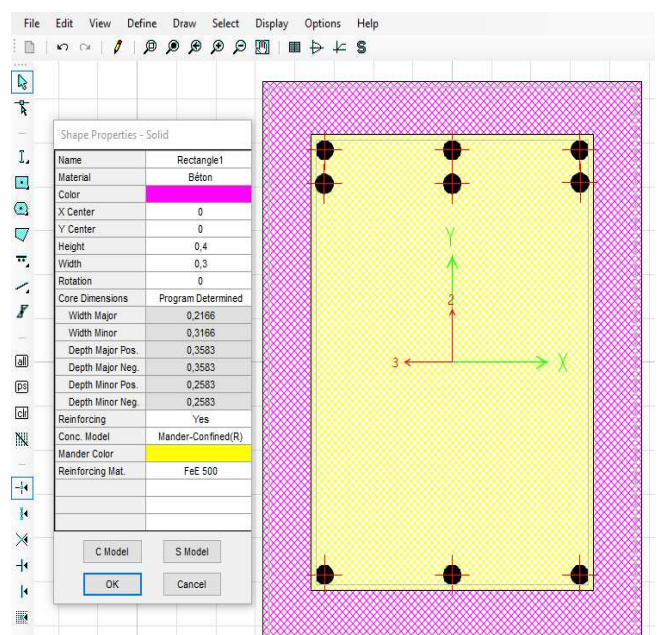
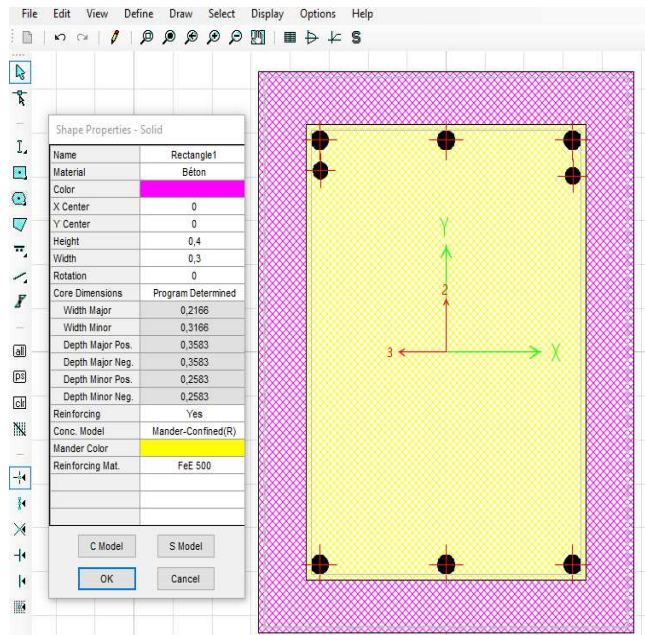
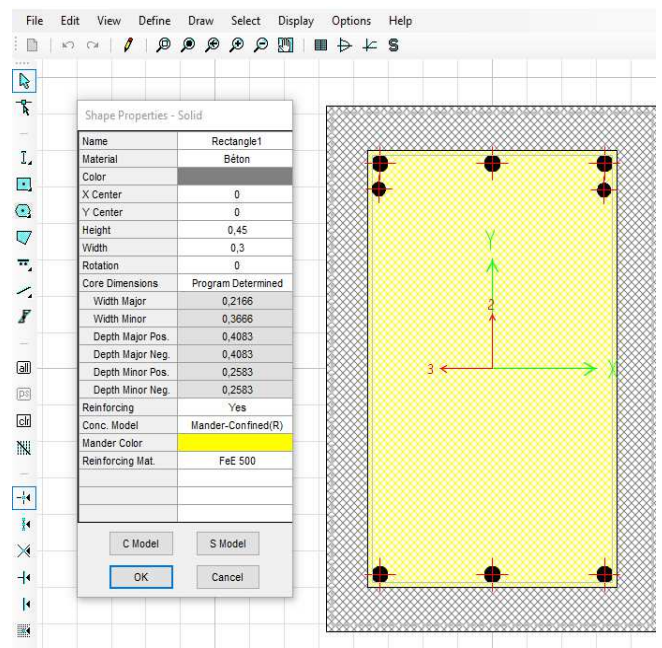
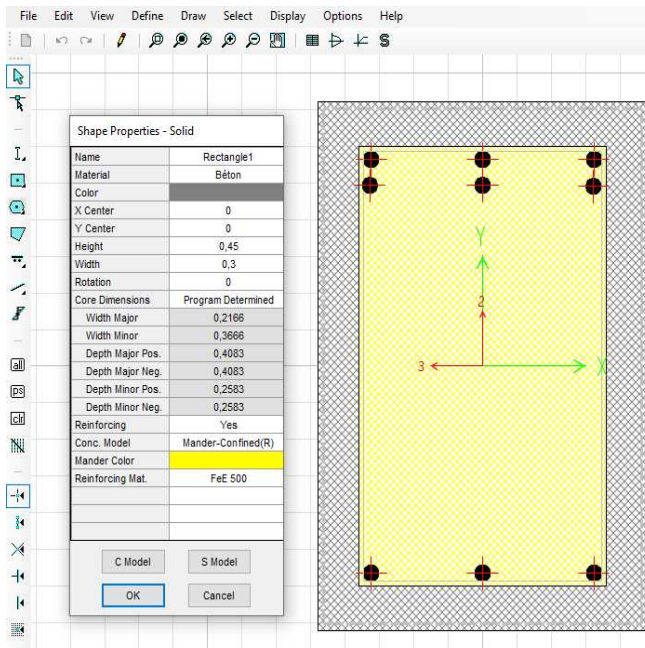
1. Affectation du ferrailage aux éléments (poteaux-poutres) :

Les sections d'aciers des éléments (poteaux-poutres) déterminées par l'analyse linéaire seront introduites dans le modèle de calcul

Les étapes suivies sont :

- Define -> section properties -> frame sections -> add new properties -> section designer -
- > Après en va introduire le ferrailage qui en a déjà déterminé dans la partie linéaire



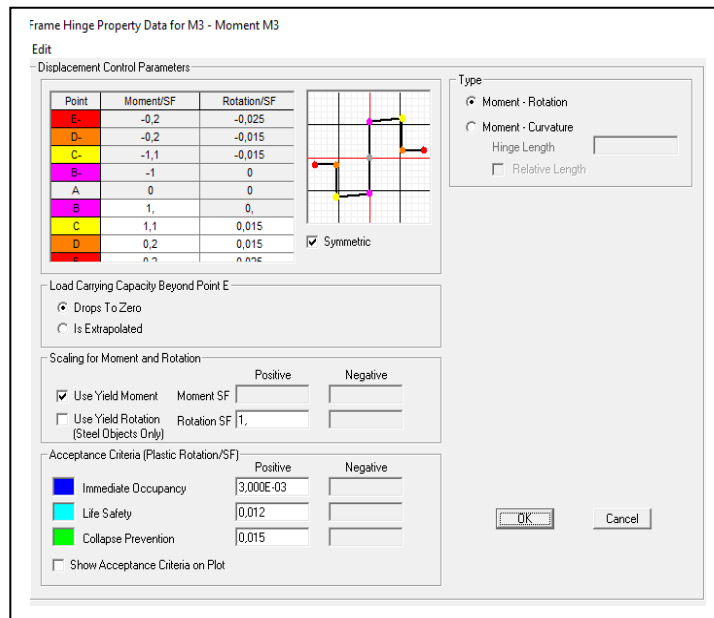


Après avoir terminé la définition des éléments ferraillés en remplaçant les sections définies précédemment par des sections ferraillées.

2. Introduction des rotules plastiques :

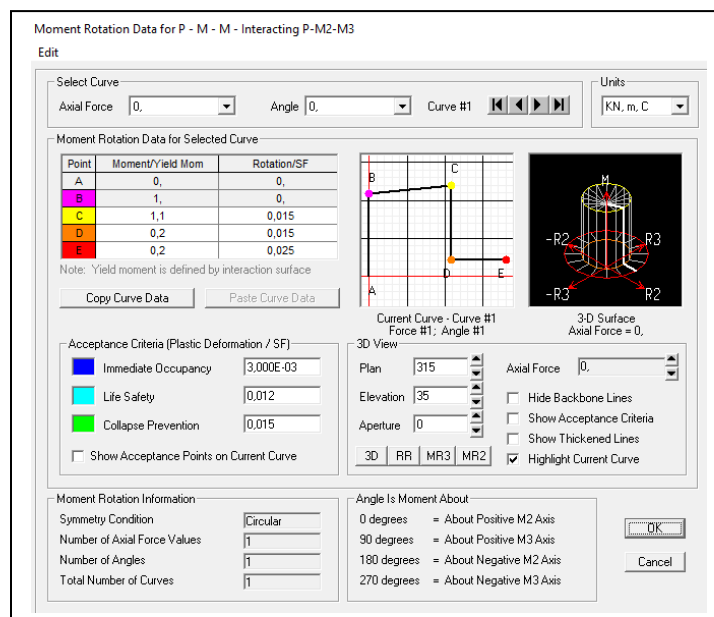
L'utilisation du logiciel SAP200 passe par l'introduction des rotules dans les poutres qui sont , définies ci-après

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

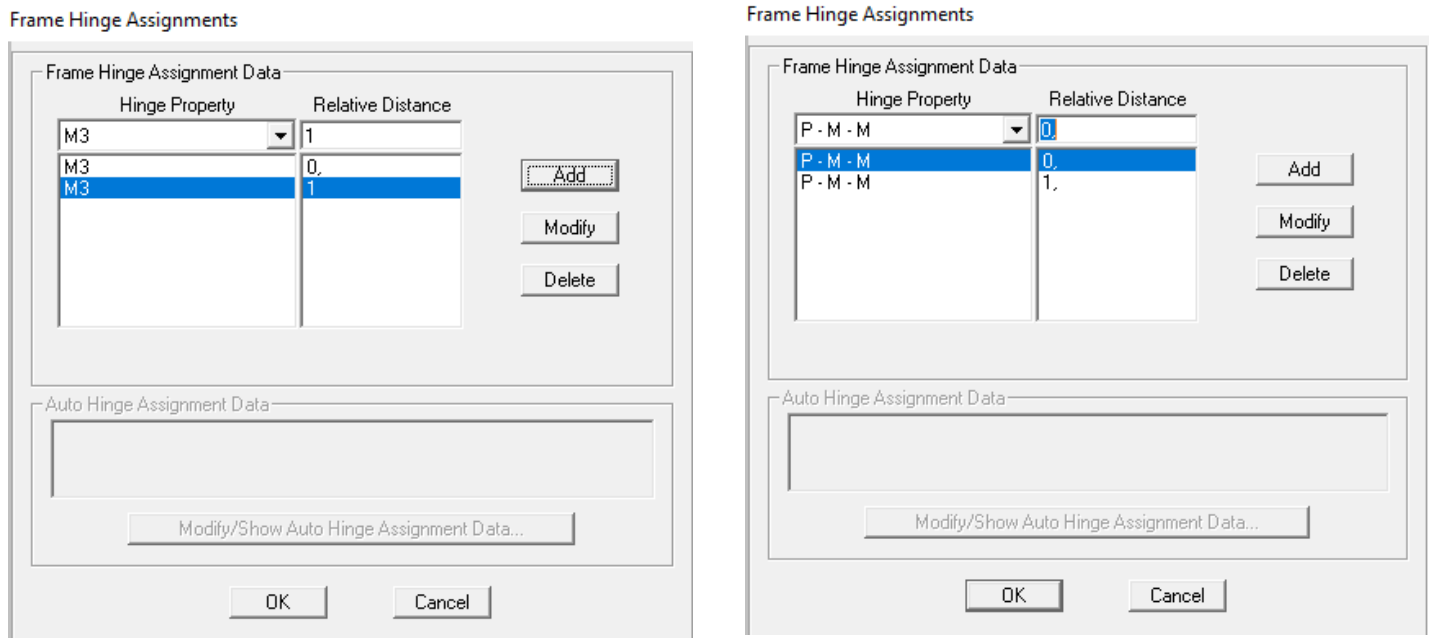


Ensuite on introduit les rotules de Poteau:

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



Dans la fenêtre qui apparaît, pour chaque type de rotule choisi ‘‘**Hinge Property**’’, on introduit dans la case ‘‘**Relative Distance**’’ les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux ou poutres Sélectionner un type de poteaux ou une poutre ==>assign ==> frame ==>Hinges



III.2.3 Définition du comportement non linéaire des voiles (élément Shell) :

Définition du comportement non linéaire des voiles :

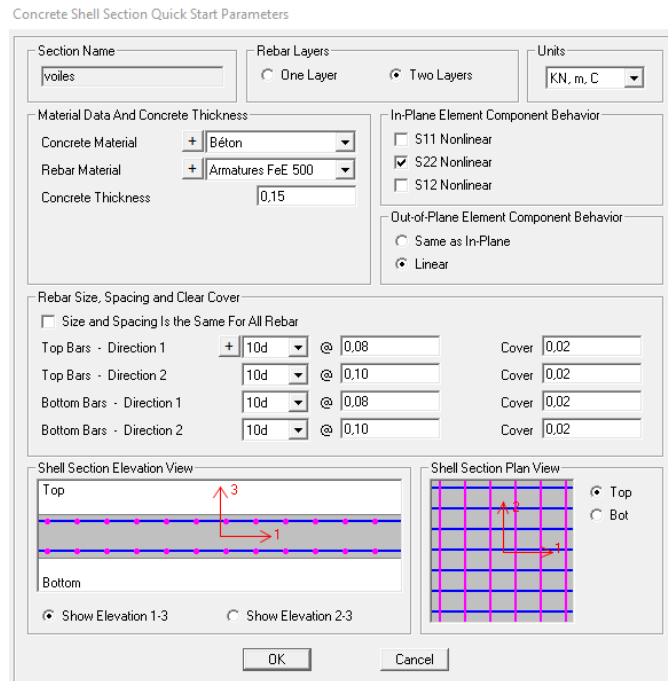
Le problème se pose pour la modélisation des voiles, plusieurs recherches ont été menées dans l'optique de déterminer la meilleure approche pour modéliser le comportement non linéaire d'un voile.

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

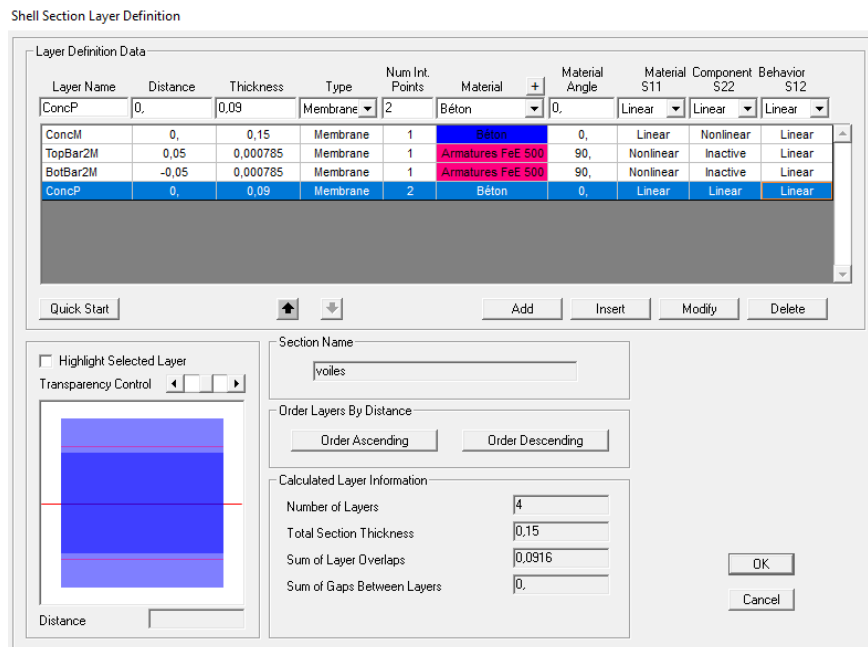
Définir un matériau non linéaire pour le béton confiné et l'acier : Define ==>Materiels

Define ==> section propriétés ==> area section==> modify ==> shell-Layred/Nonlinear

Par la suite cliquer sur Modify/Show Layer Définition. ==> Quick start



- L'option " Rebar Size Spacing And Clear Cover" permet de définir le ferrailage et l'espacement vertical et transversal du voile.
- Les options "Shell Section Elévation View" et "Shell Section Plan View" permettent de schématiser le détail du ferrailage en plan et en élévation du voile.



III.2.4 Définition du chargement de l'analyse push over

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

L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode "Déplacement contrôlé").

Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure.

En plus de l'analyse en mode "Déplacement contrôlé", le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode "Force contrôlée", ce type d'analyse est choisie lorsque

les charges appliquées à la structure sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure (ex : Charges gravitaires).

Le programme permet aussi qu'une analyse sous un chargement "B" soit menée en tenant compte des résultats finaux d'une analyse sous un chargement "A" définie précédemment, cette option est généralement utilisée pour que l'analyse push over sous charges horizontales tiennent compte des résultats de l'analyse sous charges gravitaires.

III.2.4.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires

Cette étape consiste à définir les charges gravitaires qui sont l'ensemble des charges présentes sur la structure (poids propre, surcharges,...) dans le domaine non linéaire en considérant la combinaison proposée par le RPA 99 version 2003 G+0.2Q.

Load Case Name: G+0.2Q

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Analysis Type: Nonlinear

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1,
Load Pattern	Q	0,2

III.2.4.2 Définition de l'analyse sous charges horizontales

L'étape suivante consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales dans les deux sens XX et YY Le chemin est :

- Define ==> Load Cases ==> Add New Load ==> Case push XX (Static Nonlinear).

Load Case Name: push XX

Initial Conditions: Continue from State at End of Nonlinear Case

Analysis Type: Nonlinear

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	-1,
Accel	UX	-1,

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of

Monitored Displacement

DOF at Joint

Generalized Displacement

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved

Final State Only Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States

Maximum Number of Saved States

Save positive Displacement Increments Only

- Define ==> Load Cases ==> Add New Load ==> Case push YY (Static Nonlinear).

Load Case Name: push YY

Notes:

Load Case Type: Static

Analysis Type: Linear Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters: None P-Delta P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UY	-1
Accel	UY	-1

Other Parameters

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of

Monitored Displacement

DOF at Joint

Generalized Displacement

OK Cancel

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved

Final State Only Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States

Maximum Number of Saved States

Save positive Displacement Increments Only

OK Cancel

III.2.5 Lancement de l'analyse

Set Load Cases to Run

Case Name	Type	Status	Action
DEAD	Linear Static	Not Run	Run
MODAL	Modal	Not Run	Do Not Run
Q	Linear Static	Not Run	Do not Run
Ex	Response Spectrum	Not Run	Do not Run
Ey	Response Spectrum	Not Run	Do not Run
PUSH XX	Nonlinear Static	Not Run	Run
PUSH YY	Nonlinear Static	Not Run	Run
G+0,2Q	Nonlinear Static	Not Run	Run

Click to:

Run/Do Not Run Case

Show Case...

Delete Results for Case

Run/Do Not Run All

Delete All Results

Show Load Case Tree...

Model-Alive

Run Now

OK Cancel

Analysis Monitor Options

Always Show

Never Show

Show After seconds

III.3 Résultats de l'analyse PushOver de la structure

III.3.1 Courbe de capacité de la structure (V-D)

L'analyse push over dans le sens XX Pour visualiser la courbe de capacité

Display ----- > Show Static Push Over Curve.

Dans la case "Static Nonlinear Case" on choisit le type de chargement PUSHXX.

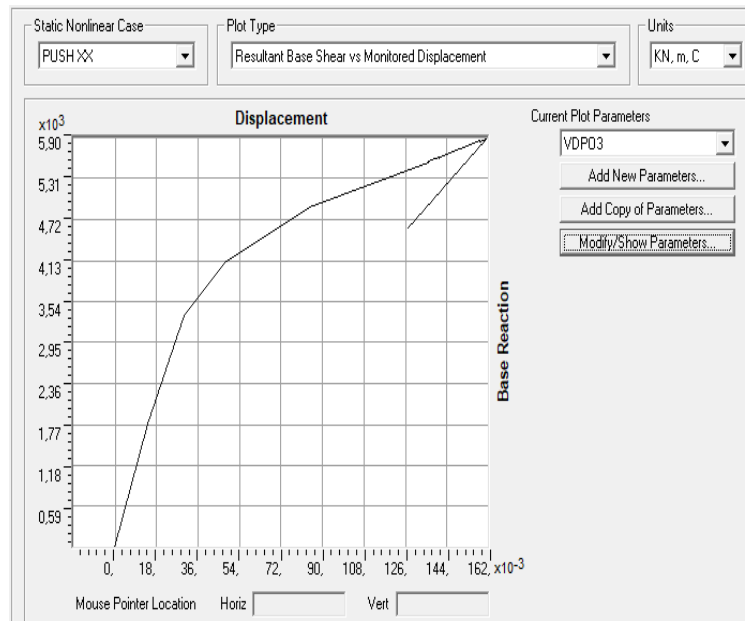


Figure 3.22: Courbe de capacité de la structure sens(x-x)

L'analyse push over dans le sens YY Pour visualiser la courbe de capacité

Display ----- > Show Static Push Over Curve.

Dans la case "Static Nonlinear Case" on choisit le type de chargement PUSHYY

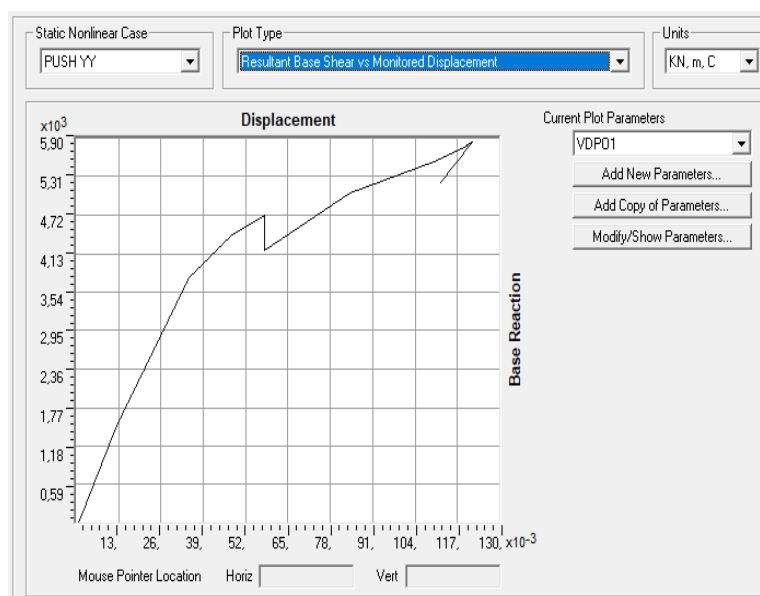


Figure 3.23: Courbe de capacité de la structure sens (y-y).

Step	Displacement m	BaseForce KN
0	-0,000326	0,000
1	0,014070	1 785, 939
2	0,029749	3 344 ,281
3	0,047608	4 096, 275
4	0,084167	4 907, 050
5	0,136062	5 535, 510
6	0,136070	5 559, 834
7	0,140592	5 628, 517
8	0,140599	5 598, 577
9	0,141225	5 613, 743
10	0,158126	5 851, 958
11	0,158134	5 834, 100
12	0,158426	5 842, 553
13	0,161038	5 881 ,417
14	0,126463	4 581 ,277

Step	Displacement (m)	BaseForce (kN)
0	0,000557	0,000
1	0,012309	1 491, 136
2	0,034447	3 762, 470
3	0,047507	4 408 ,243
4	0,057646	4 725, 729
5	0,057653	4 181, 306
6	0,083889	5 059, 138
7	0,109678	5 534, 489
8	0,120062	5 780, 428
9	0,120069	5 795 ,136
10	0,121459	5 834 ,757
11	0,111499	5 195, 105

Constatations

Ces résultats montrent que notre structure peut atteindre

Sens x-x:

Un état élastique limite correspondant à un effort élastique limite $V_y = 3204,08$ kN et un déplacement limite $d_y = 2,94$ cm

Un état limite ultime correspondant à un effort $V_u = 5 881 ,417$ KN et un déplacement maximum $d_u = 16,10$ cm.

Sens y-y:

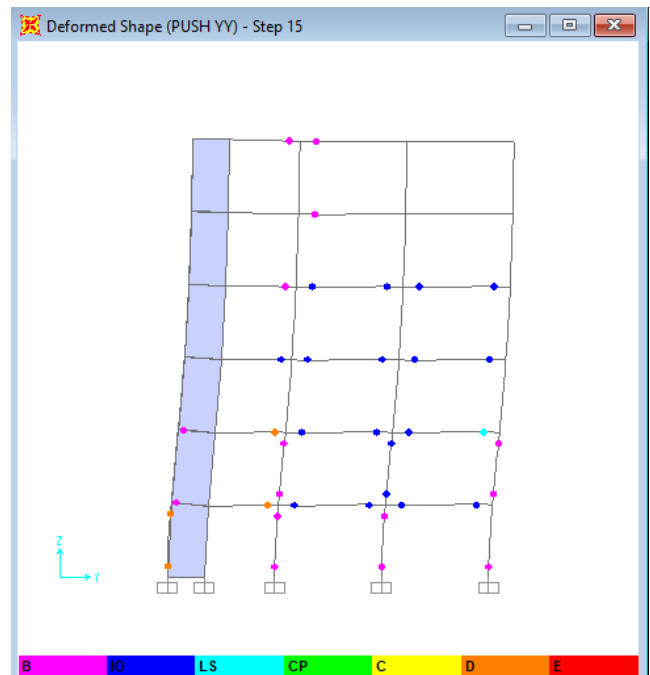
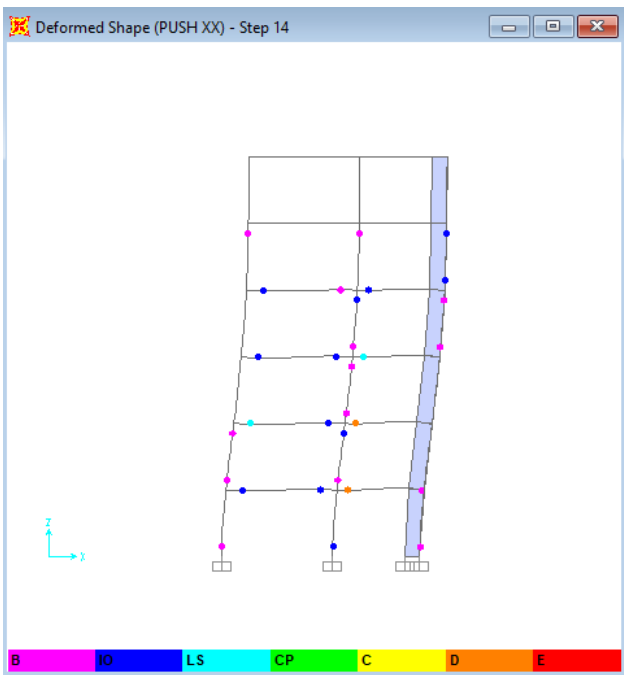
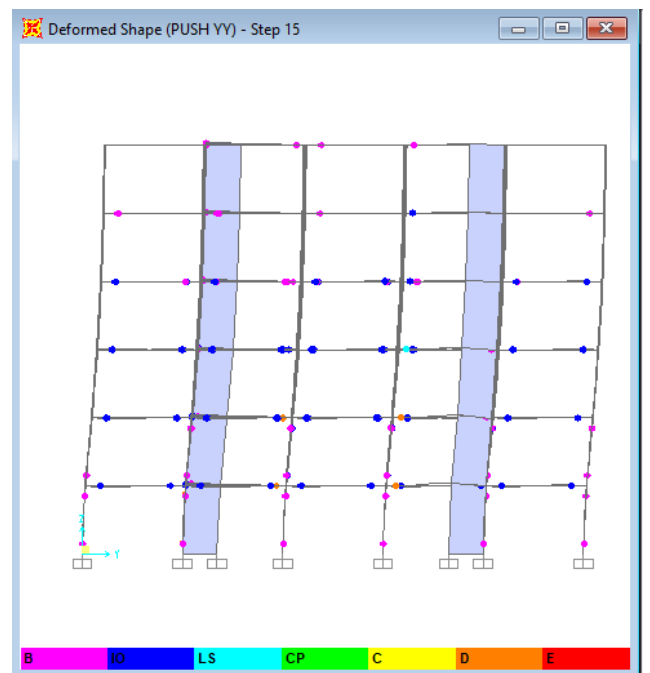
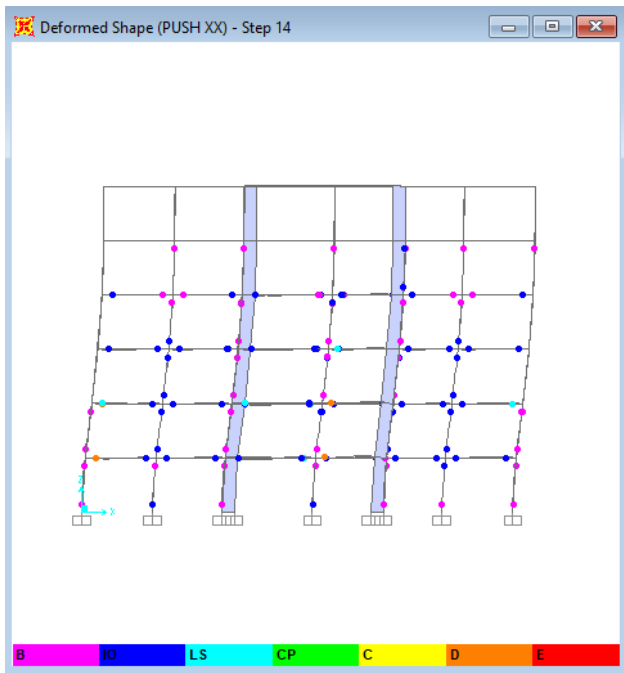
Un état élastique limite correspondant à un effort élastique limite $V_y = 3597,30$ kN et un déplacement limite $d_y = 3,36$ cm

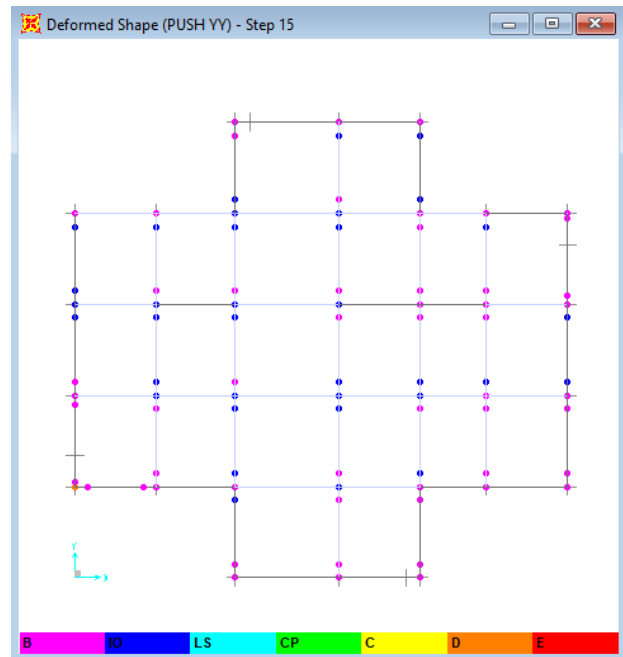
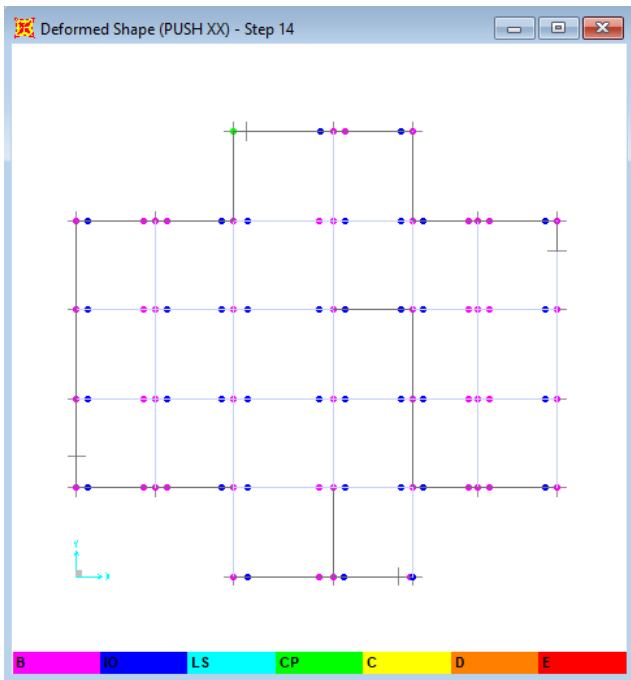
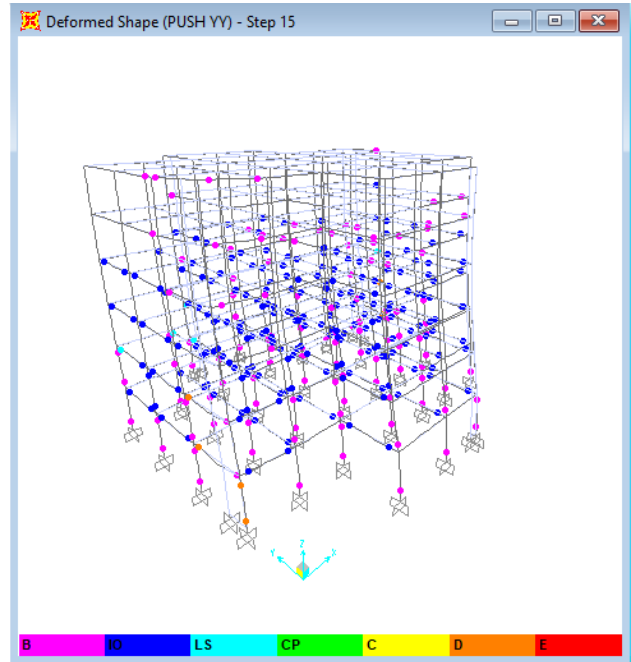
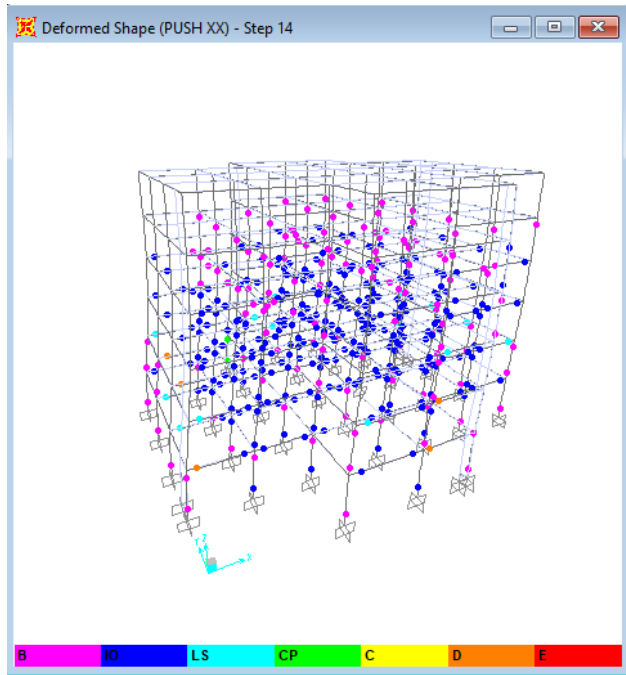
Un état limite ultime correspondant à un effort $V_u = 5 834, 757$ KN et un déplacement maximum $d_u = 12,14$ cm.

Tableau 3.3 : Les principaux résultats effort tranchant-déplacement.

Caractéristiques	Effort élastique V_y (kN)	Déplacement élastique D_y (cm)	Effort Rupture V_u (kN)	Déplacement ultime D_u (cm)
Sens (x)	3204,08	2,94	5 881 ,417	16,10
Sens (y)	3597,30	3,36	5 834, 757	12,14

III.3.2 Propagations des rotules plastiques





a). Formation des rotules plastiques (x-x).

b). Formation des rotules plastiques (y-y).

III.3.3 Niveaux de dommages

Le règlement FEMA 356 définit les points (IO, LS, CP) afin de décrire l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique comme il est montré en figure ci-dessous

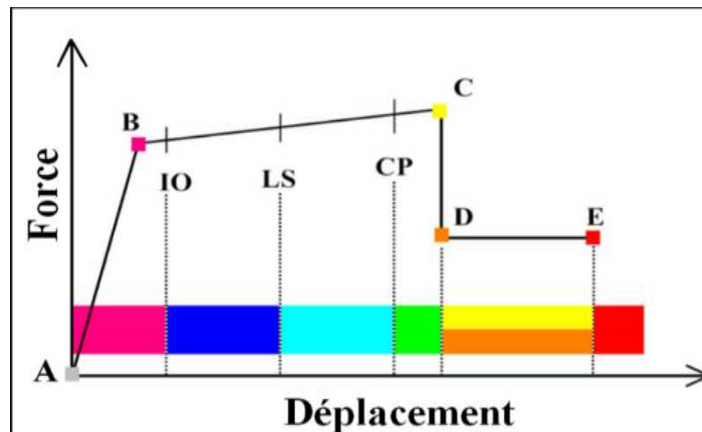


Figure 3.25 : Courbe (force-déplacement) ou (moment-rotation).

Pour une définition de rotule utilisée :

- Le point (A) représente l'origine.
- Le point (B) représente l'état de plastification.
- Le point (C) représente la capacité ultime pour l'analyse Pushover.
- Le point (D) représente la résistance résiduelle pour l'analyse Pushover.
- Le point (E) représente l'échec total.

D'autres points additionnels adoptés par les codes de calcul pour l'appréciation de l'analyse non-linéaire statique sont :

- niveau **IO** (Immediate Occupancy) : les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.
- niveau **LS** (Life Safety) : la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- niveau **CP** (Collapse Prévention) : la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Tableau 3.4: Propagations des rotules plastiques selon (x-x)

Step	Displacement (m)	BaseForce (kN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-0,000326	0,000	1884	0	0	0	0	0	0	0	1884
1	0,014070	1 785, 939	1883	1	0	0	0	0	0	0	1884
2	0,029749	3 344, 281	1798	86	0	0	0	0	0	0	1884
3	0,047608	4 096, 275	1677	195	12	0	0	0	0	0	1884
4	0,084167	4 907, 050	1538	192	154	0	0	0	0	0	1884
5	0,136062	5 535, 510	1418	204	252	9	0	0	1	0	1884
6	0,136070	5 559, 834	1410	210	252	10	1	0	1	0	1884
7	0,140592	5 628, 517	1405	212	254	10	1	0	2	0	1884
8	0,140599	5 598, 577	1405	210	256	10	1	0	2	0	1884
9	0,141225	5 613, 743	1405	210	255	11	1	0	2	0	1884
10	0,158126	5 851, 958	1388	174	303	15	1	0	3	0	1884
11	0,158134	5 834, 100	1387	175	303	14	2	0	3	0	1884
12	0,158426	5 842, 553	1387	175	303	14	2	0	3	0	1884
13	0,161038	5 881, 417	1384	169	310	14	2	0	5	0	1884
14	0,126463	4 581, 277	1384	169	310	14	2	0	5	0	1884

Tableau 3.5: Propagations des rotules plastiques selon (y-y).

Step	Displacement (m)	BaseForce (kN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000557	0,000	1884	0	0	0	0	0	0	0	1884
1	0,012309	1 491, 136	1883	1	0	0	0	0	0	0	1884
2	0,034447	3 762, 470	1784	99	1	0	0	0	0	0	1884
3	0,047507	4 408, 243	1726	150	8	0	0	0	0	0	1884
4	0,057646	4 725, 729	1710	134	39	0	0	0	1	0	1884
5	0,057653	4 181, 306	1709	133	41	0	0	0	1	0	1884
6	0,083889	5 059, 138	1589	180	114	0	0	0	1	0	1884
7	0,109678	5 534, 489	1476	249	155	2	1	0	1	0	1884
8	0,120062	5 780, 428	1445	271	163	2	1	0	2	0	1884
9	0,120069	5 795, 136	1437	276	165	3	1	0	2	0	1884
10	0,121459	5 834, 757	1436	275	167	2	1	0	3	0	1884
11	0,111499	5 195, 105	1434	277	167	2	1	0	3	0	1884

Avec :

■ IO :Occupation immédiate.	■ CP :Prévention contre l'effondrement.	■ D : Ruine.
■ LS :Sécurité de vie.	■ C : Effondrement.	

III.3.4 comportement de la structure (Mécanismes de ruine)

Dans l'analyse pushover de la structure, on a observé que lors de la poussée, des rotules plastiques apparaissent progressivement dans les poutres et les poteaux jusqu'au pas 14 suivant le sens x-x et le pas 11 suivant le sens y-y. Les rotules ont commencé à se former dans les poutres, on remarque qu'il y a apparition des rotules de type (B, IO, LS, C,D et E) qui causent un grand dommage au niveau des éléments structuraux.

Au début, les rotules étaient au stade B-IO, Lorsque la charge a augmenté par incrémentation, les rotules de type (IO) sont formées, à une phase très avancée du chargement, on a constaté l'apparition des rotules de type de ruine (D-E) dans les poutres(5 rotules uniquement selon x-x et 3 rotules selon y-y) ce qui traduit la fragilité de ces zones. Au niveau des étages supérieurs, nous avons constatés la formation des rotules au niveau des poteaux et poutres de type (B, IO). Notre structure a réalisé le principe « poteaux forts - poutres très faibles » par la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux :

Pour la sécurité des gens il est préférable de développer des déformations plastiques dans les poutres et non dans les poteaux pour plusieurs raisons :

- c'est une condition nécessaire pour former un mécanisme plastique d'ossature de type global impliquant la formation de nombreuses rotules plastiques ; au contraire, la formation de zones plastiques dans les poteaux peut se limiter au seul niveau des premières rotules formées .

- des planchers et des poutres même fortement endommagées ne s'effondrent pas , ils restent suspendus par les armatures ou les parties restantes des nœuds , alors que les dégâts aux poteaux entraînent facilement un effondrement d'ensemble.

III.3.5 Courbe de capacité spectrale (ATC 40)

La méthode du spectre de capacité est une méthode qui permet l'évaluation du niveau de performance de la structure,déjà transformée en un système à 1 DDL (courbe en vert), pour la croiser avec celle moyenne (courbe en Jaune) des spectres de réponse sismique (courbes en rouge) dans la figure (3.27) et (3.28), elle donne une comparaison graphique entre la capacité de la structure et la demande du séisme.

La capacité de résistance latérale de la structure est représentée par une courbe force – déplacement obtenue à partir de l'analyse pushover, et la demande de tremblement de terre est représentée par ces courbes des spectres de réponse.

La première étape sera l'injection du spectre de réponse algérien avec $R=1$

Function Name: Function Damping Ratio:

Define Function

Period	Acceleration
0	0.313
0.01	0.344
0.02	0.376
0.03	0.408
0.04	0.44
0.05	0.472
0.06	0.504
0.07	0.536
0.08	0.568

Buttons: Add, Modify, Delete

Function Graph:

Pushover Parameters Name: Units:

Plot Axes: Sa - Sd Sa - T Sd - T

Demand Spectrum Definition: Function: SF: User Coeffs: Ca: Cv:

Damping Parameters Definition: Inherent + Additional Damping: Structural Behavior Type: A B C User

Items Visible On Plot: Show Capacity Curve (Color:), Show Family of Demand Spectra (Color:) Damping Ratios: Show Single Demand Spectrum (ADRS) (Variable Damping) (Color:) Show Constant Period Lines at:

Function Name: Function Damping Ratio:

Define Function

Period	Acceleration
0	0.313
0.01	0.342
0.02	0.372
0.03	0.402
0.04	0.431
0.05	0.461
0.06	0.491
0.07	0.52
0.08	0.55

Buttons: Add, Modify, Delete

Function Graph:

Pushover Parameters Name: Units:

Plot Axes: Sa - Sd Sa - T Sd - T

Demand Spectrum Definition: Function: SF: User Coeffs: Ca: Cv:

Damping Parameters Definition: Inherent + Additional Damping: Structural Behavior Type: A B C User

Items Visible On Plot: Show Capacity Curve (Color:), Show Family of Demand Spectra (Color:) Damping Ratios: Show Single Demand Spectrum (ADRS) (Variable Damping) (Color:) Show Constant Period Lines at:

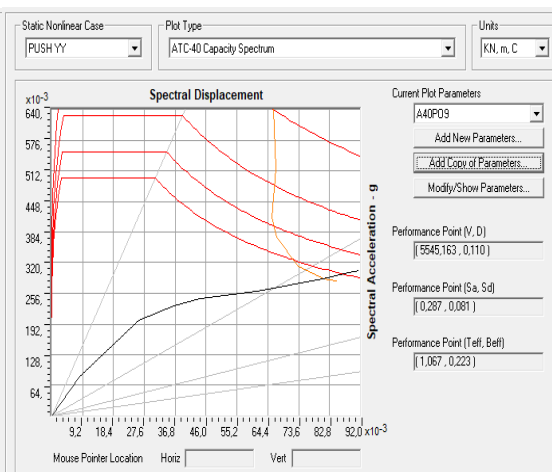
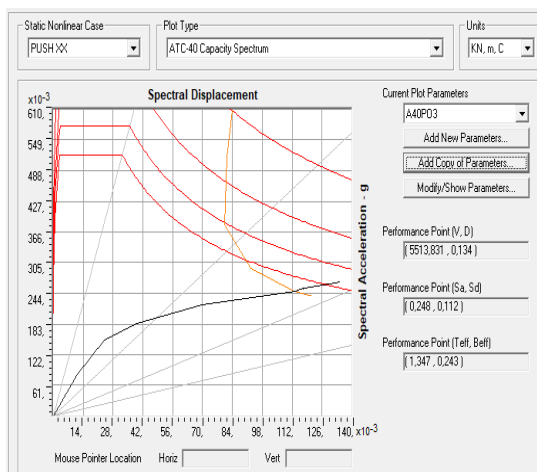


Tableau 3.6 : Résultats du point de performance selon ATC40

Point de performance	Effort tranchant V_p (kN)	Déplacement au point de performance D_p (cm)
Sens (x-x)	5513,831	13,40
Sens (y-y)	5545,163	11,00

Tableau 3.7 : Récapitulatif du déplacement cible

	ATC 40		FEMA 440		FEMA 356	
	V (KN)	D_p (cm)	V (KN)	D_p (cm)	V (KN)	D_T (cm)
sens						
Sens (x-x)	5513,831	13,40	5261,611	11,30	5307,854	11,70
Sens (y-y)	5545,163	11,00	5436,763	10,40	5531,619	11,60

Remarque :

Pour évaluer la performance de la structure, on choisit le déplacement cible maximal donné par les trois approches (ATC40, FEMA356 et FEMA440) pour prendre en considération la vraie sollicitation sismique.

-le sens (x-x)

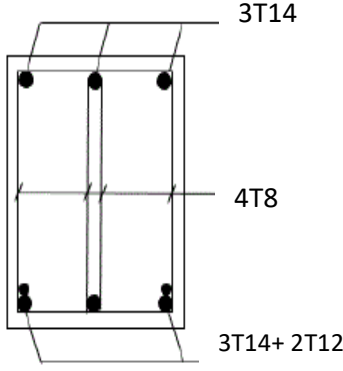
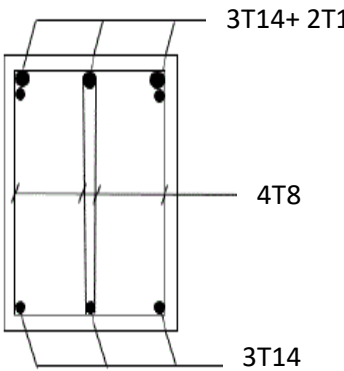
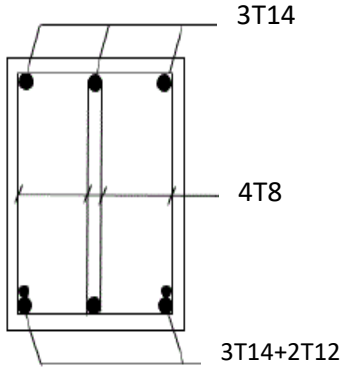
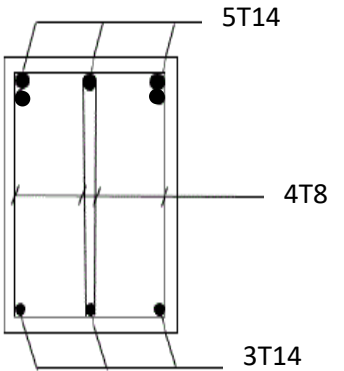
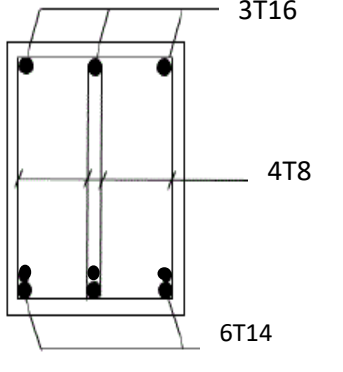
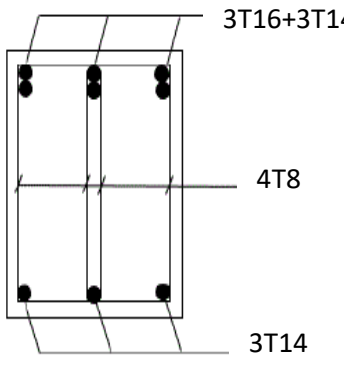
Le point de performance correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 13,40 cm sous un effort tranchant à la base d'une valeur de 5513,831 KN c'est le déplacement cible de notre structure qui est entre les pas 4 et 5. Au stade du step 5 sur les 1884 rotule définit dans la structure 9 rotules ont atteint le stade « LS to CP » et 1 rotule ont atteint le stade « D to E » ce qui implique que notre structure , tel que nous l'avons conçu il n'est pas performante dans le sens x-x.

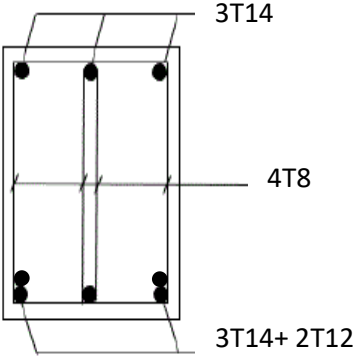
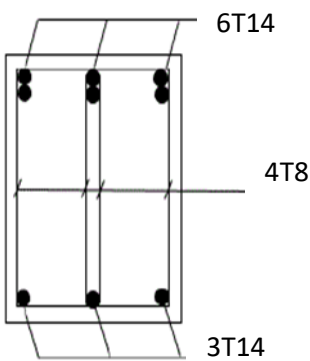
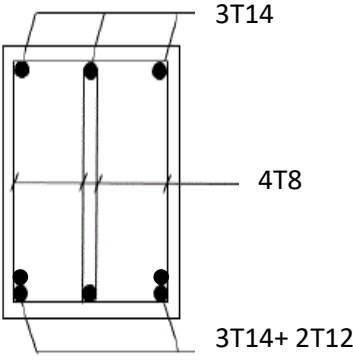
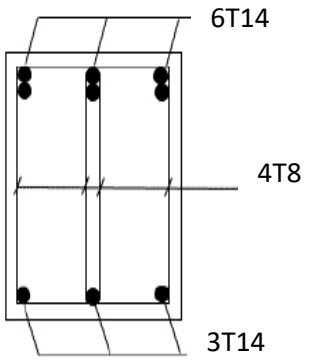
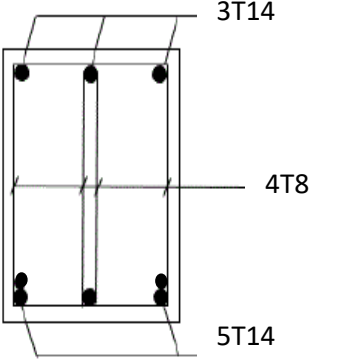
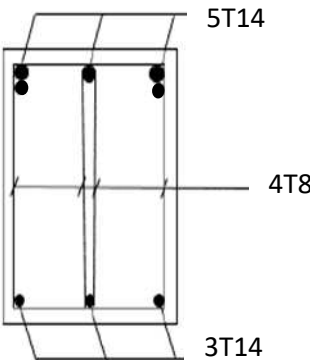
-le sens (y-y)

Le point de performance correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 11,60 cm sous un effort tranchant à la base d'une valeur de 5531,619 kN c'est le déplacement cible de nos structure qui est entre les pas 7 et 8, Au stade de step 7 sur les 1884 rotule définit dans la structure 02 rotules a atteint le stade « LS to CP » , 1 rotule a atteint le stade « CP to C » et 1 rotule ont atteint le stade « D to E » ce qui implique que notre structure , tel que nous l'avons conçu il n'est pas performante dans le sens yy.

Résultat Donc, on va augmenter la section de ferrailage pour les éléments qui sont endommagés

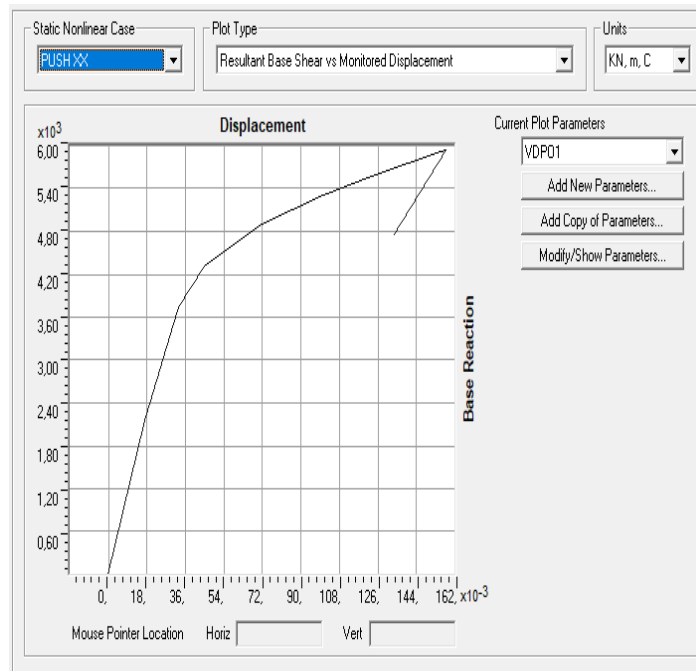
III.3.5 ferrailage après la correction

Poutres	Porteuses	
Étages	Travée	Appui
4 ^{ème} ; 5 ^{ème}		
2 ^{ème} ; 3 ^{ème}		
Rdc ; 1 ^{er}		

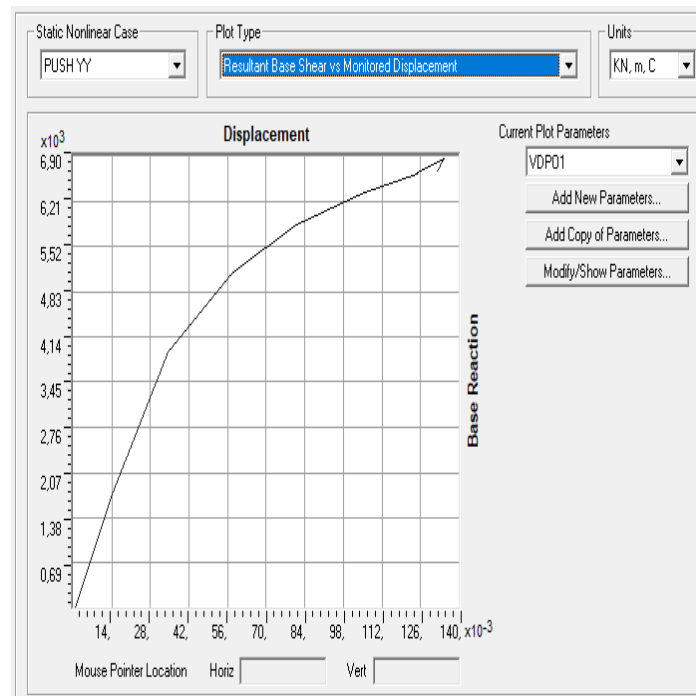
Poutres	Non Porteuses	
Etages	Travée	Appui
4^{ème} ; 5^{ème}	 <p style="text-align: center;">3T14 4T8 3T14+ 2T12</p>	 <p style="text-align: center;">6T14 4T8 3T14</p>
2^{ème} ; 3^{ème}	 <p style="text-align: center;">3T14 4T8 3T14+ 2T12</p>	 <p style="text-align: center;">6T14 4T8 3T14</p>
Rdc ; 1er	 <p style="text-align: center;">3T14 4T8 5T14</p>	 <p style="text-align: center;">5T14 4T8 3T14</p>

III.3.6 Courbe de capacité de la structure (V-D) après la correction

le sens (x-x)



le sens (y-y)



Step	Displacement (m)	BaseForce (kN)
0	-0,000326	0,000
1	0,017042	2 154 ,349
2	0,032627	3 742, 389
3	0,044927	4 308 ,181
4	0,071991	4 910, 093
5	0,098560	5 284, 783
6	0,124962	5 591, 721
7	0,155545	5 911, 658
8	0,157852	5 934, 560
9	0,132945	4 737, 404

Step	Displacement (m)	BaseForce (kN)
0	0,000557	0,000
1	0,014489	1 766, 341
2	0,034213	3 898, 581
3	0,058055	5 125, 507
4	0,080942	5 852, 918
5	0,105603	6 333, 309
6	0,124821	6 630, 850
7	0,124829	6 651, 759
8	0,134481	6 849 ,989
9	0,131750	6 644, 214

Constatations

Ces résultats montrent que notre structure peut atteindre :

-Sens x-x:

Un état élastique limite correspondant à un effort élastique limite $V_y = 3701,69$ kN et un déplacement limite $d_y = 3,32$ cm

Un état limite ultime correspondant à un effort $V_u = 5 934, 560$ KN et un déplacement maximum $d_u = 15,78$ cm..

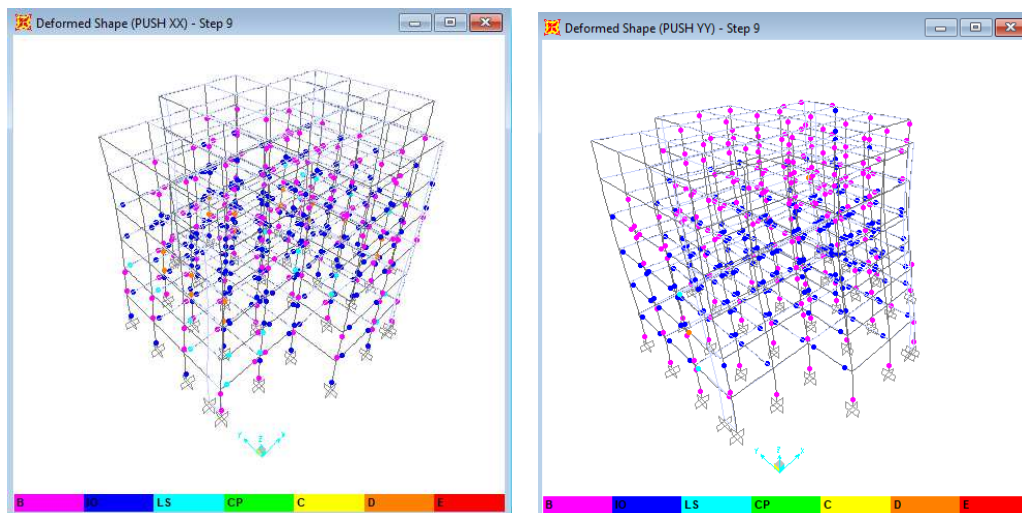
-Sens y-y:

Un état élastique limite correspondant à un effort élastique limite $V_y = 3952,88$ kN et un déplacement limite $d_y = 3,44$ cm

Un état limite ultime correspondant à un effort $V_u = 6 644, 214$ KN et un déplacement maximum $d_u = 13,17$ cm.

Caractéristiques	Effort élastique V_y (kN)	Déplacement élastique D_y (cm)	Effort Rupture V_u (kN)	Déplacement ultime D_u (cm)
Sens (x)	3701,69	3,32	5 934, 560	15,78
Sens (y)	3952,88	3,44	6 644, 214	13,17

III.3.6 Propagations des rotules plastiques après la correction



III.3.7 Niveaux de dommages après la correction

Step	Displacement (m)	BaseForce (KN)	AtoB	BtoO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-0,000326	0,000	1884	0	0	0	0	0	0	0	1884
1	0,017042	2 154 ,349	1883	1	0	0	0	0	0	0	1884
2	0,032627	3 742 ,389	1782	102	0	0	0	0	0	0	1884
3	0,044927	4 308 ,181	1679	203	2	0	0	0	0	0	1884
4	0,071991	4 910 ,093	1522	275	87	0	0	0	0	0	1884
5	0,098560	5 284 ,783	1460	227	197	0	0	0	0	0	1884
6	0,124962	5 591 ,721	1418	203	263	0	0	0	0	0	1884
7	0,155545	5 911 ,658	1393	178	278	35	0	0	0	0	1884
8	0,157852	5 934 ,560	1392	177	280	31	0	0	4	0	1884
9	0,132945	4 737 ,404	1379	186	273	26	2	0	18	0	1884

Step	Displacement (m)	BaseForce (KN)	AtoB	BtoO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,000557	0,000	1884	0	0	0	0	0	0	0	1884
1	0,014489	1 766 ,341	1883	1	0	0	0	0	0	0	1884
2	0,034213	3 898 ,581	1783	101	0	0	0	0	0	0	1884
3	0,058055	5 125 507	1678	165	41	0	0	0	0	0	1884
4	0,080942	5 852 ,918	1550	204	130	0	0	0	0	0	1884
5	0,105603	6 333 ,309	1443	269	171	1	0	0	0	0	1884
6	0,124821	6 630 ,850	1412	276	193	2	0	0	1	0	1884
7	0,124829	6 651 ,759	1395	287	199	2	0	0	1	0	1884
8	0,134481	6 849 ,989	1370	259	250	3	0	0	2	0	1884
9	0,131750	6 644 ,214	1367	259	253	3	0	0	2	0	1884

III.3.8 comportement de la structure (Mécanismes de ruine) après la correction

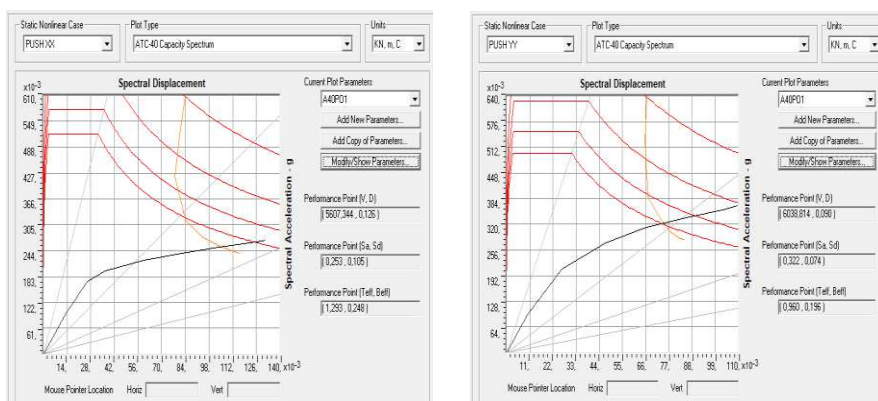
Dans l'analyse pushover de la structure, on a observé que lors de la poussée, des rotules plastiques apparaissent progressivement dans les poutres et les poteaux jusqu'au pas 9 suivant le sens x-x et le pas 9 suivant le sens y-y. Les rotules ont commencé à se former dans les poutres, on remarque qu'il y a apparition des rotules de type (B, IO, LS, C,D et E) qui causent un grand dommage au niveau des éléments structuraux.

Au début, les rotules étaient au stade B-IO, Lorsque la charge a augmenté par incrémentation, les rotules de type (IO) sont formées, à une phase très avancée du chargement, on a constaté l'apparition des rotules de type de ruine (D-E) dans les poutres (18 rotules uniquement selon x-x et 2 rotules selon y-y) ce qui traduit la fragilité de ces zones.

Au niveau des étages supérieurs, nous avons constatés la formation des rotules au niveau des poteaux et poutres de type (B, IO).

Notre structure a réalisé le principe « poteaux forts - poutres faibles » par la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux

III.3.9 Courbe de capacité spectrale (ATC 40) après la correction



Point de performance	Effort tranchant V_p (kN)	Déplacement au point de performance D_p (cm)
Sens (x-x)	5607,344	12,60
Sens (y-y)	6038,814	9,00

	ATC 40		FEMA 440		FEMA 356	
	V (KN)	D_p (cm)	V (KN)	D_p (cm)	V (KN)	D_T (cm)
Sens (x-x)	5607,344	12,60	5433,368	11,10	5492,040	11,60
Sens (y-y)	6038,814	9,00	6049,852	9,10	6178,644	9,80

-le sens (x-x)

Le point de performance correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 12,60cm sous un effort tranchant à la base d'une valeur de 5607,344 KN c'est le déplacement cible de notre structure qui est entre les pas 6 et 7. Au stade du step 7 sur les 1884 rotule définit dans la structure 35 rotules ont atteint le stade « LS to CP » ce qui implique que notre structure , tel que nous l'avons conçu est performante dans le sens x-x.

-le sens (y-y)

Le point de performance correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 9,80 cm sous un effort tranchant à la base d'une valeur de 6178,644 kN c'est le déplacement cible de nos structure qui est entre les pas 4 et 5, Au stade de step 5 sur les 1884 rotule définit dans la structure 01 rotule a atteint le stade « LS to CP » , ce qui implique que notre structure , tel que nous l'avons conçu est performante dans le sens y-y.

III.3.10 La capacité spectrale de la structure

- Selon (x-x):

Tableau 3.8 : Résultat de La capacité spectrale de la structure selon (x-x)

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH XX								
Step	Teff	Beff	SdCapacity (m)	SaCapacity	SdDemand (m)	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	0,746591	0,050000	0,000000	0,000000	0,084033	0,606912	1 ,000 00	1,000 000
1	0,746591	0,050000	0,013717	0,099066	0,084033	0,606912	0,803337	1 ,266 160
2	0,785641	0,073981	0,026205	0,170911	0,081154	0,529298	0,808883	1, 257 513
3	0,866442	0,131261	0,036515	0,195810	0,077914	0,417809	0,812765	1 ,239 285
4	1 ,038 325	0,208273	0,059473	0,222069	0,084129	0,314136	0,816785	1, 215 979
5	1, 174 768	0,235869	0,081843	0,238735	0,094539	0,275771	0,817744	1, 208 233
6	1, 287 940	0,247361	0,103992	0,252376	0,104699	0,254092	0,818474	1, 204 790
7	1, 397 575	0,252964	0,129562	0,267034	0,115789	0,238647	0,817804	1 ,203 062
8	1, 405 163	0,253236	0,131487	0,268083	0,116553	0,237634	0,817761	1, 202 992

- Selon (y-y) :

Tableau 3.9 : Résultat de La capacité spectrale de la structure selon (y-y)

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH YY								
Step	Teff	Beff	SdCapacity (m)	SaCapacity (m)	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	0,648348	0,050000	0,000000	0,000000	0,066554	0,637374	1,000 000	1,000 000
1	0,648348	0,050000	0,010053	0,096273	0,066554	0,637374	0,778234	1,385 925
2	0,708106	0,081747	0,026061	0,209233	0,065751	0,527890	0,790348	1,291 444
3	0,833120	0,154570	0,046951	0,272311	0,066949	0,388301	0,798386	1,224 660
4	0,925046	0,184952	0,066325	0,312026	0,072191	0,339623	0,795653	1,211 990
5	1,016 510	0,212428	0,086934	0,338691	0,077640	0,302485	0,793175	1,208 354
6	1,078 393	0,223936	0,102673	0,355420	0,082379	0,285169	0,791352	1,210 288
8	1,072 072	0,220861	0,109640	0,367257	0,084476	0,282966	0,790858	1,220 071

- Teff: La période équivalente.
- Beff : L'amortissement visqueux équivalent.
- Sd : Déplacement spectral système 1 DDL.
- Sa : Accélération spectrale système 1DDL
- Alpha : Pourcentage de masse sismique mobilisée.
- PFPhi : Amplitude du mode de vibration au sommet

- Selon (x-x) :

D'après ces résultats on a l'amortissement visqueux équivalent commence de 5% jusqu'à 25,32%.

- Selon (y-y) :

D'après ces résultats on a l'amortissement visqueux équivalent commence de 5% jusqu'à 22,08%.

Tableau 3.10: Paramètres du point de performance selon (ATC40).

Sens	T _{eff} (s)	B _{eff}	S _d (m)	S _a
(x-x)	1,293	0,248	0,105	0,253
(y-y)	0,960	0,196	0,074	0,322

III.3.11 Linéarisation de la Courbe de capacité (FEMA 440)

A travers les courbes de capacité on peut déterminer la courbe bi linéaire par SAP2000 qui utilise le (FEMA 440).

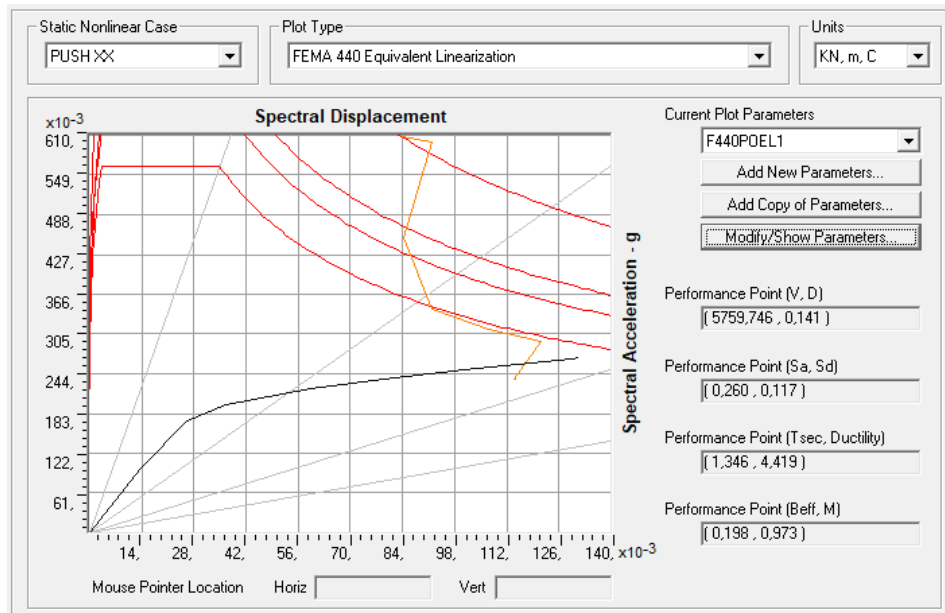


Figure 3.28 : Linéarisation de la Courbe de capacité suivant x-x (FEMA 440).

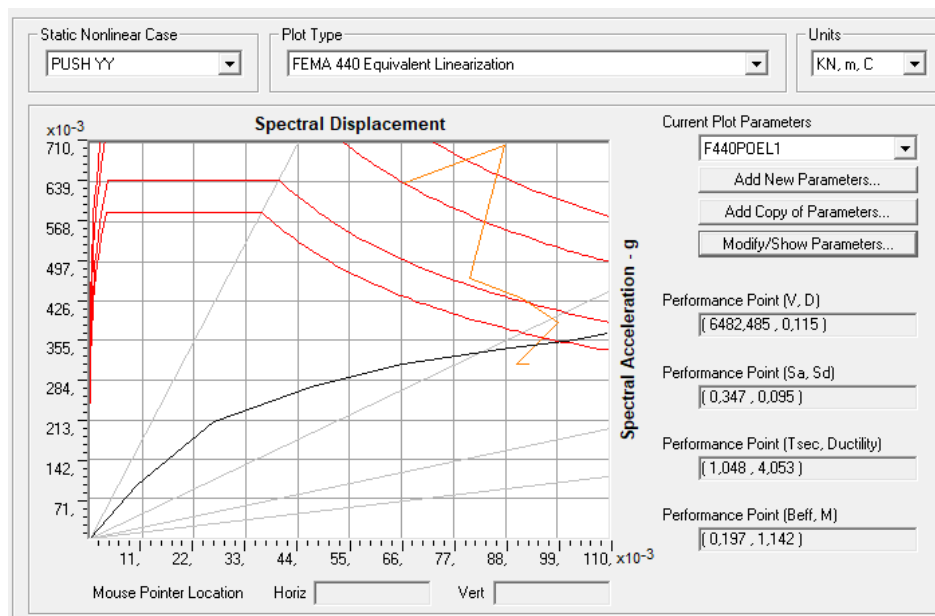


Figure 3.29 : Linéarisation de la Courbe de capacité suivant y-y (FEMA 440)

III.3.12 Linéarisation de la Courbe de capacité (FEMA 356)

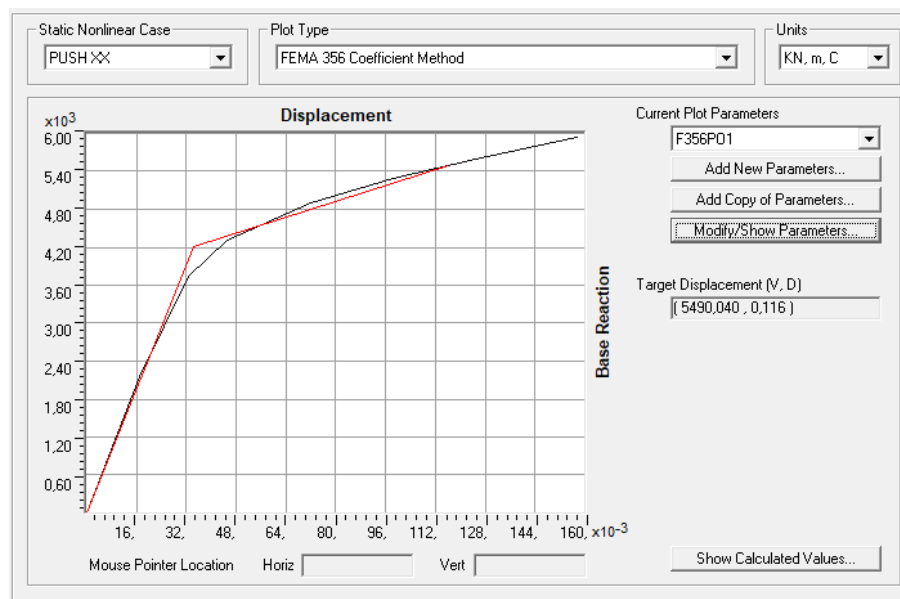


Figure 3.30: Linéarisation de la Courbe de capacité suivant x-x (FEMA 356)

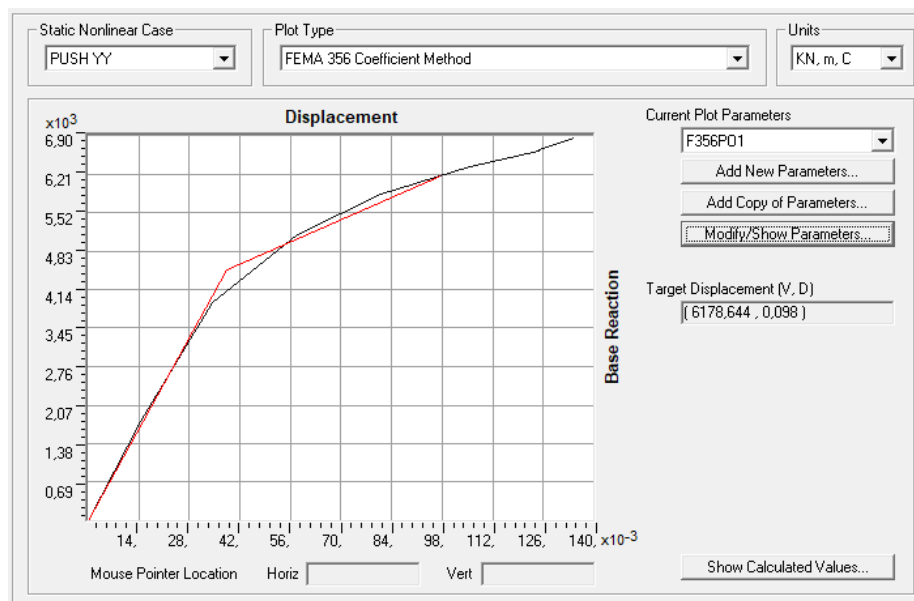


Figure 3.31: Linéarisation de la Courbe de capacité suivant y-y (FEMA 356)

Cette courbe bilinéaire simplifiée en rouge, qui est montrée sur les deux figures précédentes est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

III.3.13 La rigidité initiale (K_e)

La raideur initiale (K_e) traduit, le comportement de la structure dans le domaine élastique, il représente la rigidité maximale en élasticité, $K_e = \frac{V_y}{D_y}$.

Tableau 3.12 : Rigidité initiale

La structure	Effort élastique V_y (kN)	Déplacement élastique D_y (cm)	La raideur K_e (kN/m)
Sens (x-x)	3701,69	3,32	111496,68
Sens (y-y)	3952,88	3,44	114909,30

On peut constater, d'après les valeurs du Tableau que la structure dans le sens Y présente une meilleure rigidité initiale, en phase élastique.

III.3.14 La rigidité au point de performance (K_p)

Lorsque les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa raideur initiale (K_e). Au point de performance, la rigidité de la structure est : $K_p = V_p/D_p$.

Tableau 3.13: Rigidité au point de performance.

Point de performance	Effort tranchant V_p (kN)	Déplacement cible D_p (cm)	la rigidité K_p (kN/m)
Sens (x-x)	5607,344	12,60	44502,73
Sens (y-y)	6038,814	9,80	61620,55

La structure selon (y-y) présente la meilleure rigidité au point de performance, ce qui est justifié vu qu'à ce stade de déformation (ou de sollicitation) le nombre de rotule (type LS to CP) est seulement de 1 selon y-y contre 35 selon x-x.

III.3.15 La demande en ductilité (μ_D)

La demande en ductilité est un critère qui traduit le degré de pénétration de la structure dans le domaine post-élastique. Ce critère peut être calculé suivant la formule :

$\mu_D = D_p / D_y$, en connaissant l'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement (D_y) ; le déplacement imposé à la structure (Point de performance) correspond à un déplacement (D_p).

Tant que le facteur (μ_D) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important.

Tableau 3.14 : Demande en ductilité

La structure	Déplacement cible D_p (cm)	Déplacement élastique D_y (cm)	la demande en ductilité μ_D
Sens (x-x)	12,60	3,32	3,79
Sens (y-y)	9,80	3,44	2,84

En analysant, les valeurs en termes de demande en ductilité, la structure dans le sens (y-y) présente la meilleure valeur inférieure à celle de la structure dans le sens (x-x).

III.3.16 Ductilité

La ductilité est par définition, la capacité d'un matériau, un élément ou une structure à se déformer dans le domaine plastique sans rupture (se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur). La ductilité d'une structure est liée, principalement, au système de contreventement. Le RPA99 V2003 relie la valeur du coefficient de comportement R au système de contreventement.

La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de la déformation ultime D_u atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale D_y . Ce rapport est appelé coefficient

de ductilité en déformation noté : $\mu = \frac{D_u}{D_y}$

Tableau 3.15: Valeurs de la ductilité.

La structure	Déplacement ultime D_u (cm)	Déplacement élastique D_y (cm)	Coefficient ductilité μ
Sens (x-x)	15,78	3,32	4,75
Sens (y-y)	13,17	3,44	3,82

On constate que les valeurs de la ductilité suivant les deux sens ont dépassé les valeurs de la demande en ductilité ce qui traduit la performance de la structure puisque sa capacité a dépassé la demande sismique.

III.3.17 Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement ou bien le facteur réducteur des efforts noté R dans le code américain UBC et le règlement parasismique algérien RPA et q dans les Eurocodes, il est défini comme le rapport entre la force latérale maximale élastique et la force latérale inélastique de dimensionnement .

Des études récentes y compris celles de l'ATC-34, soutiennent une nouvelle formulation de R. C'est une formulation dans laquelle R est exprimé comme le produit de 3 facteurs comme suit

$$R = R_\mu R_s R_R$$

avec :

R_μ : Le facteur de ductilité.

R_s : Le facteur de sur-résistance

R_R : Le facteur de redondance.

III.3.17.1 Facteur de ductilité R_μ

Le facteur de ductilité exprime le rapport entre la force latérale maximale élastique (V_y), et l'effort tranchant maximal à la base (V_u) obtenu à partir d'une analyse non linéaire (PUSHOVER).

Méthode de New mark et Hall

La méthode de Newmark et Hall est la plus simple de toutes les méthodes, la ductilité est en fonction de la période de vibration de l'oscillateur (T) et de sa ductilité (μ).

$$R_\mu = 1 \quad \text{Si} \quad T < 0,03$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu} - 1 \quad \text{Si} \quad 0,2 < T < 0,5$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{Si} \quad T > 0,5$$

T : la période fondamentale de la structure

III.3.17.2 Facteur de sur-résistance (R_s)

Le facteur de sur-résistance est défini comme le rapport entre l'effort tranchant ultime calculé à l'aide des analyses statiques et dynamiques inélastiques, et l'effort tranchant de dimensionnement calculé à l'aide des méthodes élastiques linéaires.

III.3.17.3 Facteur de redondance R_R

Une structure redondante doit obligatoirement être composée de plusieurs lignes verticales, les gens continus à construire les structures composées d'un nombre minimal de ligne verticales.

Le règlement parasismique algérien RPA99 – version 2003 introduit cette pénalité à travers un coefficient de qualité, ce qui donne un coefficient $R_R = \frac{1}{Q}$

Tableau 3.16: Valeurs du coefficient de comportement

Sens	Méthodes	R_s	R_μ	R_R	R
(x-x)	New mark et hall	1,60	4,75	0,87	6,61
(y-y)	New mark et hall	1,68	3,82	0,90	5,77

Tableau 3.17: Résultats des différents critères de l'analyse pushover

Sens	D _y (cm)	D _p (cm)	D _u (cm)	V _y (kN)	V _p (kN)	V _u (kN)	K _e (kN/m)	K _p (kN/m)	μ	μ _D	R
(x-x)	3,32	12,60	15,78	3701,69	5607,34	5934, 56	111496,68	44502,73	4,75	3,79	6,61
(y-y)	3,44	9,80	13,17	3952,88	6038,81	6644, 21	114909,3	61620,55	3,82	2,84	5,77

III.3.18. L'effet des panneaux de remplissage en maçonnerie sur le comportement

sismique de la structure

Pour cette partie on va modéliser le remplissage en maçonnerie avec deux type d'éléments différents et on va comparer les résultats en fin de chapitre

III.3.18.1 Matériaux de remplissage utilisés

Trois types de matériaux de remplissage existent à savoir, le parpaing creux en béton léger, la brique creuse en terre cuite et la brique pleine en terre cuite.

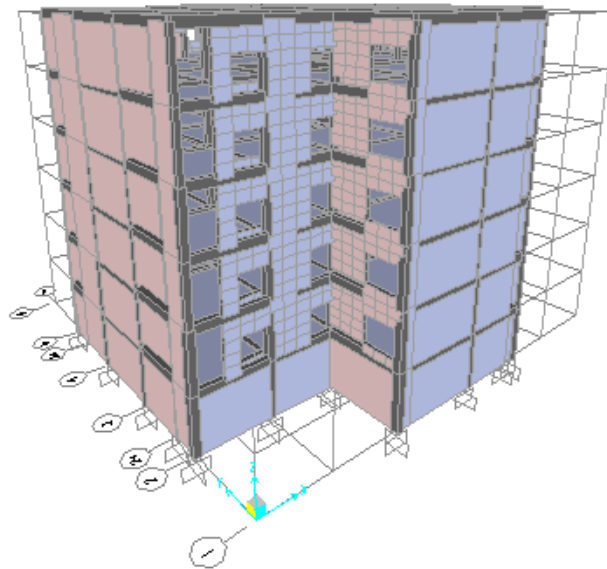
Tableau 3.19 : Caractéristiques des maçonneries utilisées

	unités	Parpaing creux en béton léger	Brique creuse en terre cuite	Brique pleine en terre cuite
Masse volumique	Kg/m ³	600 à 1900	1000 à 1600	> 1600
Module d'élasticité	MPa	20000	3550	6285
Résistance caractéristique à la compression	MPa	3	10	15

III.3.18.2 Modélisation des murs de maçonnerie

III.3.18.2.1.1 Type 1

Pour ce type on va définir le mur en maçonnerie comme un élément shell et introduire les caractéristiques des maçonneries utilisées, et définir le comportement non linéaire de ce dernier



III.3.18.2.1.2 Comportement non linéaire

Shell Section Layer Definition

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Material Component S11	Material Component S22	Material Component Behavior S12
ConcM	0,	0,25	Membrane	1	brique	0,	Linear	Nonlinear	Linear

Highlight Selected Layer
 Transparency Control: [Left Arrow] [Right Arrow]

Section Name: mur en maçonneries

Order Layers By Distance:

Calculated Layer Information:

Number of Layers	<input type="text" value="1"/>
Total Section Thickness	<input type="text" value="0,25"/>
Sum of Layer Overlaps	<input type="text" value="0,"/>
Sum of Gaps Between Layers	<input type="text" value="0,"/>

Distance:

III.3.18.2.1.3 Résultats

➤ Courbe de capacité de la structure (V-D)

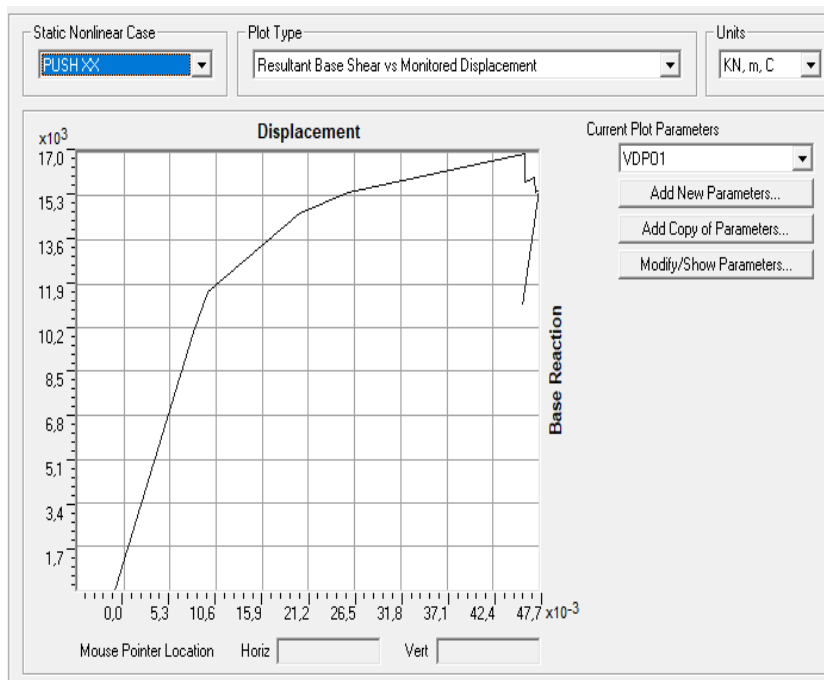


Figure 3.38: Courbe de capacité de la structure sens x (modèle avec maçonnerie)

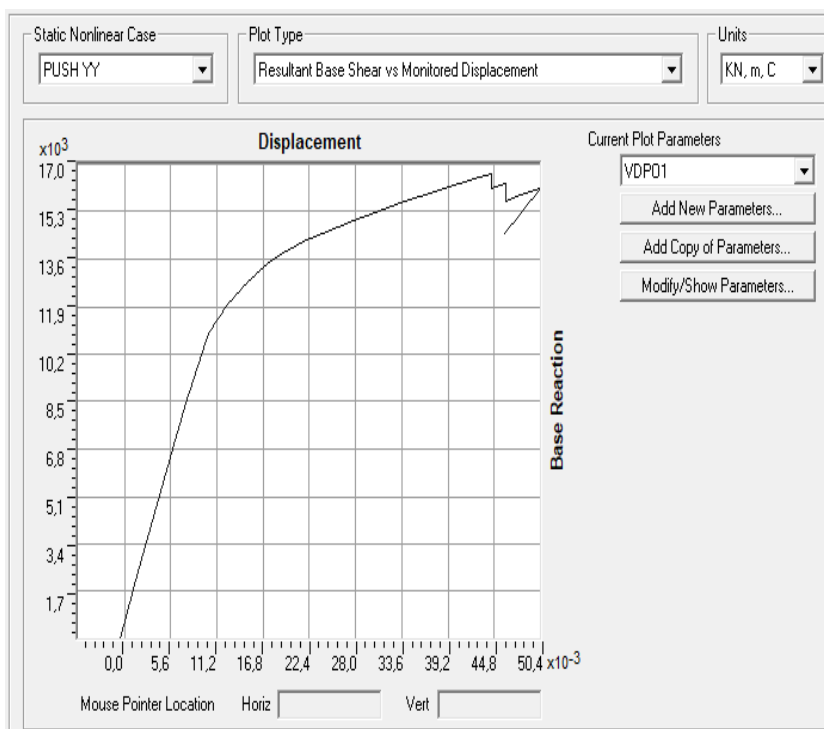


Figure 3.39: Courbe de capacité de la structure sens y (modèle avec maçonnerie)

Tableau 3.20 : L'effort tranchant (V) en fonction du déplacement (D) sens

0	-0,001040	0,000
1	0,002293	3 722,734
2	0,005627	7 445, 535
3	0,007926	10 013, 586
4	0,009669	11 560, 654
5	0,013957	12 996, 001
6	0,017614	14 032, 886
7	0,021025	14 787 ,529
8	0,024533	15 288, 701
9	0,029135	15 704 ,942
10	0,032916	16 014, 195
11	0,037436	16 353 ,501
12	0,041247	16 627, 471
13	0,046029	16 945 ,969
14	0,046030	16 386 ,523
15	0,046031	15 857, 480
16	0,046923	16 002, 255
17	0,046924	15 433 ,479
18	0,047511	15 538, 622
19	0,046546	14 421, 116

Tableau 3.21: L'effort tranchant (V) en fonction du déplacement (D) sens y

0	-0,000603	0,000
1	0,001683	2 413 ,902
2	0,003968	4 827, 902
3	0,006254	7 242, 599
4	0,007506	8 565, 588
5	0,010155	10 929 ,018
6	0,012479	11 970, 205
7	0,014937	12 772 ,434
8	0,017277	13 402 ,383
9	0,019637	13 883 ,580
10	0,022013	14 273 ,219
11	0,024480	14 604, 691
12	0,027194	14 932 ,324
13	0,029789	15 210, 584
14	0,032871	15 532, 385
15	0,035783	15 834 ,939
16	0,038197	16 079, 372
17	0,040539	16 292 ,771
18	0,043035	16 510, 235
19	0,044523	16 634 ,260
20	0,044524	16 164, 064
21	0,046175	16 327, 985
22	0,046175	15 655, 973
23	0,047459	15 870 ,160
24	0,049744	16 092 ,807
25	0,050363	16 146, 302
26	0,045851	14 436, 584

Tableau 3.22: Les principaux résultats effort tranchant-déplacement (modèle avec maçonnerie)

Caractéristiques	Effort élastique V_y (KN)	Déplacement élastique D_y (cm)	Effort Rupture V_u (KN)	Déplacement ultime D_u (cm)
Sens (x-x)	11583,051	0,94	15 538 622	4,70
Sens (y-y)	11006,779	1,05	16 146 302	5,00

Tableau 3.23: Propagations des rotules plastiques selon x (modèle avec maçonnerie)

Step	Displacement (m)	BaseForce (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-0,001040	0,000	1884	0	0	0	0	0	0	0	1884
1	0,002293	3 722, 734	1884	0	0	0	0	0	0	0	1884
2	0,005627	7 445, 535	1884	0	0	0	0	0	0	0	1884
3	0,007926	10 013, 586	1882	2	0	0	0	0	0	0	1884
4	0,009669	11 560, 654	1864	20	0	0	0	0	0	0	1884
5	0,013957	12 996, 001	1853	31	0	0	0	0	0	0	1884
6	0,017614	14 032, 886	1829	51	4	0	0	0	0	0	1884
7	0,021025	14 787, 529	1800	60	24	0	0	0	0	0	1884
8	0,024533	15 288, 701	1719	139	26	0	0	0	0	0	1884
9	0,029135	15 704, 942	1687	170	27	0	0	0	0	0	1884
10	0,032916	16 014, 195	1673	182	29	0	0	0	0	0	1884
11	0,037436	16 353, 501	1658	192	34	0	0	0	0	0	1884
12	0,041247	16 627, 471	1645	168	69	2	0	0	0	0	1884
13	0,046029	16 945, 969	1634	132	106	11	0	0	1	0	1884
14	0,046030	16 386, 523	1635	131	105	11	0	0	2	0	1884
15	0,046031	15 857, 480	1636	129	106	11	0	0	2	0	1884
16	0,046923	16 002, 255	1631	132	108	10	0	0	3	0	1884
17	0,046924	15 433, 479	1632	125	114	10	0	0	3	0	1884
18	0,047511	15 538, 622	1632	125	114	9	0	0	4	0	1884
19	0,046546	14 421, 116	1630	125	116	8	0	0	5	0	1884

Tableau 3.24 : Propagations des rotules plastiques selon y (modèle avec maçonnerie)

Step	Displacement (m)	BaseForce (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-0,000603	0,000	1884	0	0	0	0	0	0	0	1884
1	0,001683	2 413, 902	1884	0	0	0	0	0	0	0	1884
2	0,003968	4 827, 902	1884	0	0	0	0	0	0	0	1884
3	0,006254	7 242, 599	1884	0	0	0	0	0	0	0	1884
4	0,007506	8 565, 588	1883	1	0	0	0	0	0	0	1884
5	0,010155	10 929, 018	1869	15	0	0	0	0	0	0	1884
6	0,012479	11 970, 205	1859	28	0	0	0	0	0	0	1884
7	0,014937	12 772, 434	1848	36	0	0	0	0	0	0	1884
8	0,017277	13 402, 383	1822	61	1	0	0	0	0	0	1884
9	0,019637	13 883, 580	1803	72	9	0	0	0	0	0	1884
10	0,022013	14 273, 219	1772	100	12	0	0	0	0	0	1884
11	0,024480	14 604 ,691	1752	113	19	0	0	0	0	0	1884
12	0,027194	14 932, 324	1735	126	23	0	0	0	0	0	1884
13	0,029789	15 210, 584	1719	139	26	0	0	0	0	0	1884
14	0,032871	15 532 ,385	1708	145	31	0	0	0	0	0	1884
15	0,035783	15 834 ,939	1693	156	35	0	0	0	0	0	1884
16	0,038197	16 079, 372	1676	170	37	1	0	0	0	0	1884
17	0,040539	16 292, 771	1661	178	43	2	0	0	0	0	1884
18	0,043035	16 510, 235	1651	175	56	2	0	0	0	0	1884
19	0,044523	16 634, 260	1646	173	61	3	0	0	1	0	1884
20	0,044524	16 164, 064	1631	178	68	6	0	0	1	0	1884
21	0,046175	16 327, 985	1617	185	73	7	0	0	2	0	1884
22	0,046175	15 655, 973	1619	180	75	8	0	0	2	0	1884
23	0,047459	15 870, 160	1612	181	81	8	0	0	2	0	1884
24	0,049744	16 092, 807	1603	183	88	8	0	0	2	0	1884
25	0,050363	16 146, 302	1599	184	91	7	0	0	3	0	1884
26	0,045851	14 436, 584	1602	181	91	7	0	0	3	0	1884

➤ Courbe de capacité spectrale (ATC 40)

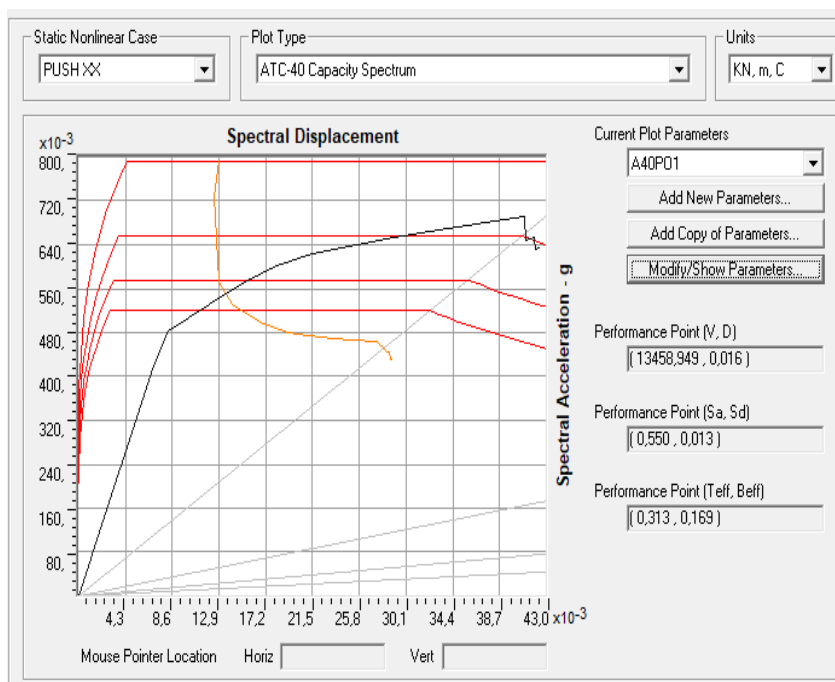


Figure 3.41: Courbe de capacité spectrale (ATC40) de la Structure sens x (modèle avec maçonnerie)

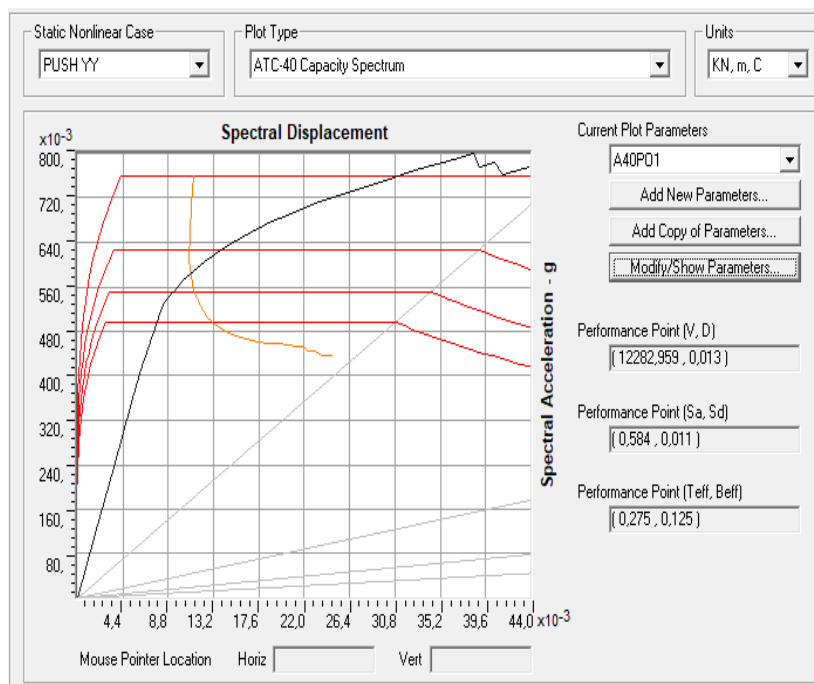


Figure 3.42 : Courbe de capacité spectrale (ATC40) de la structure sens y (modèle avec maçonnerie)

Tableau 3.25 : Résultats du point de performance selon ATC40 (modèle avec maçonnerie).

Point de performance	Effort tranchant V_p (kN)	Déplacement cible D_p (cm)
Sens (x-x)	13458,94	1,6
Sens (y-y)	12282,95	1,3

Le tableau ci-dessous (3.26) regroupe les valeurs des déplacements cibles ainsi les efforts tranchants à la base calculés (par le SAP2000) par les trois méthodes (ou approches).

Tableau 3.26 : récapitulatif du déplacement cible (modèle avec maçonnerie)

sens	ATC 40		FEMA 440		FEMA 356	
	V (KN)	D_p (cm)	V (KN)	D_p (cm)	V (KN)	D_T (cm)
Sens (x-x)	13458,94	1,6	14948,83	2,20	15416,52	2,60
Sens (y-y)	12282,95	1,3	13850,40	1,90	14496,94	2,4

➤ La capacité spectrale de la structure

- Selon (x-x)

Tableau 3.27 : Résultat de La capacité spectrale de la structure selon x (modèle avec maçonnerie)

Step	Teff	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	0,255890	0,050000	0,000000	0,000000	0,012887	0,792271	1,000000	1,000000
1	0,255890	0,050000	0,002544	0,156382	0,012887	0,792271	0,879392	1,310468
2	0,255888	0,050000	0,005087	0,312767	0,012886	0,792271	0,879389	1,310469
3	0,255878	0,050000	0,006842	0,420661	0,012885	0,792271	0,879355	1,310454
4	0,262762	0,069238	0,008268	0,482086	0,012489	0,728189	0,885860	1,295220
5	0,300962	0,153802	0,011989	0,532859	0,012849	0,571079	0,900958	1,250872
6	0,327260	0,187431	0,015223	0,572227	0,014157	0,532153	0,905911	1,225328
7	0,349331	0,208258	0,018274	0,602822	0,015503	0,511412	0,906178	1,207474
8	0,371943	0,225965	0,021418	0,623250	0,017023	0,495348	0,906182	1,194022
9	0,401176	0,242666	0,025589	0,640052	0,019242	0,481311	0,906417	1,179233
10	0,423043	0,251340	0,029021	0,652806	0,021090	0,474398	0,906209	1,170035
11	0,447180	0,258388	0,033133	0,667025	0,023295	0,468954	0,905682	1,161239
12	0,465995	0,262443	0,036602	0,678552	0,025131	0,465888	0,905211	1,155313
13	0,488247	0,266340	0,040963	0,691747	0,027416	0,462987	0,904953	1,149074
15	0,496379	0,276884	0,041132	0,646945	0,028330	0,445586	0,905436	1,150325

16	0,505913	0,286043	0,041941	0,653221	0,028585	0,445207	0,905469	1,144 386
17	0,508402	0,284532	0,041945	0,631221	0,028613	0,430601	0,904956	1, 143 584
18	0,517210	0,299077	0,042470	0,635599	0,028845	0,431694	0,903211	1, 143 498

- Selon (y-y) :

Tableau 3.28 : Résultat de La capacité spectrale de la structure selon y (modèle avec maçonnerie)

Step	Teff	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	0,245044	0,050000	0,000000	0,000000	0,011310	0,758259	1, 000 000	1, 000 000
1	0,245044	0,050000	0,001753	0,117542	0,011310	0,758259	0,871104	1, 303 709
2	0,245041	0,050000	0,003507	0,235093	0,011310	0,758259	0,871087	1 ,303 688
3	0,245028	0,050000	0,005260	0,352701	0,011309	0,758259	0,871023	1 ,303 605
4	0,245020	0,050000	0,006221	0,417143	0,011308	0,758259	0,870993	1, 303 560
5	0,250743	0,065132	0,008277	0,529972	0,011064	0,708448	0,874723	1, 299 718
6	0,268041	0,110793	0,010204	0,571737	0,010857	0,608359	0,888070	1, 282 099
7	0,286370	0,147677	0,012313	0,604433	0,011290	0,554220	0,896329	1, 262 073
8	0,302235	0,172120	0,014328	0,631428	0,011921	0,525364	0,900327	1, 247 953
9	0,317965	0,192783	0,016413	0,653545	0,012658	0,504004	0,901089	1, 233 120
10	0,332406	0,208053	0,018497	0,673904	0,013439	0,489642	0,898392	1, 222 679
11	0,346840	0,220516	0,020673	0,691820	0,014304	0,478682	0,895449	1, 213 302
12	0,361825	0,229107	0,023068	0,709328	0,015333	0,471482	0,892940	1, 205 010
13	0,375394	0,235601	0,025353	0,724271	0,016320	0,466216	0,890814	1 ,198 719
14	0,390420	0,241178	0,028076	0,741495	0,017486	0,461808	0,888529	1, 192 260
15	0,403667	0,244926	0,030660	0,757474	0,018575	0,458902	0,886728	1 ,186 754
16	0,414031	0,247333	0,032797	0,770209	0,019463	0,457060	0,885528	1, 183 036
17	0,423922	0,249705	0,034871	0,781151	0,020323	0,455262	0,884712	1 ,179 835
18	0,434130	0,251841	0,037100	0,792450	0,021239	0,453657	0,883738	1, 176 227
19	0,440022	0,252925	0,038431	0,799053	0,021780	0,452848	0,883019	1, 174 207
20	0,449561	0,264445	0,038997	0,776770	0,022313	0,444456	0,882673	1, 157 195
21	0,455710	0,264530	0,040470	0,784502	0,022925	0,444396	0,882837	1, 155 863
23	0,463819	0,277090	0,041290	0,763154	0,023658	0,437255	0,882401	1, 163 141
24	0,466699	0,274748	0,043330	0,773948	0,024511	0,437816	0,882086	1 ,163 995
25	0,474741	0,273932	0,043885	0,776496	0,024747	0,437872	0,881987	1 ,161 947

➤ **La rigidité initiale (K_e)**

Tableau 3.29 : Rigidité initiale et rigidité au point de performance(modèle avec maçonnerie)

La structure	La raideur K_e (kN/m)	la rigidité K_p (kN/m)
Sens (x-x)	1232239,46	8411,83
Sens (y-y)	1048264,66	9448,42

➤ **La demande en ductilité (μ_D) et la ductilité**

Tableau 3.30 : La demande en ductilité et la ductilité (modèle avec maçonnerie)

La structure	la demande en ductilité μ_D	Ductilité μ
Sens (x-x)	1,70	5,00
Sens (y-y)	1,23	4,76

On constate que les valeurs de la ductilité suivant les deux sens ont dépassé les valeurs de la demande en ductilité ce qui traduit la performance de la structure puisque sa capacité a dépassé la demande sismique

➤ **Le coefficient de comportement**

Tableau 3.31: Valeurs du coefficient de comportement. (modèle avec maçonnerie)

Sens	Méthodes	R_s	R_μ	R_R	R
(x-x)	New mark et Hall	1,34	5,00	0,87	5,82
(y-y)	New mark et Hall	1,46	4,76	0,90	6,25

Tableau 3.31 : Récapitulatif des différents résultats de l'analyse pushover de la structure (modèle avec maçonnerie)

Sens	D_y (cm)	D_u (cm)	D_p (cm)	V_y (kN)	V_u (kN)	V_p (kN)	K_e (kN/m)	K_p (kN/m)	μ	μ_D	R
(x-x)	1,09	4,80	2,90	8416,94	11986,44	11924,15	772196,33	474865,46	5	1,70	5,82
(y-y)	1,14	5,12	2,0	8416,94	12691,52	10524,09	738328,07	526204,5	4,76	1,23	6,25

III.3.18.2.2.1 Type 2

Stafford-Smith (1963), Mainstone (1971), Klingner et Bertero (1976) ont développé des modèles afin de comprendre et prévoir le comportement des cadres remplis de maçonnerie. Leurs tests expérimentaux sur les cadres remplis de maçonnerie soumis à des charges latérales ont abouti à des déformations similaires à celles montrées à la figure ci-dessous [28].

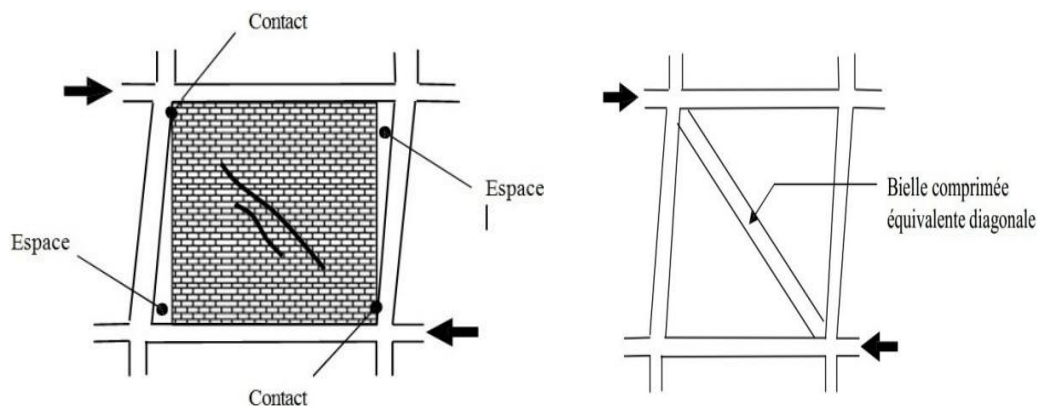


Figure 3.33 : Modélisation d'un panneau de remplissage par une bielle équivalente.

Pendant les tests, des fissures diagonales se développent au centre du panneau, et des é spacements se forment entre le cadre et le panneau de remplissage le long de la diagonale non chargée, ce comportement, initialement observé par Polyakov, a conduit à une simplification de l'analyse du cadre rempli en remplaçant le remplissage en maçonnerie par une bielle comprimée équivalente en maçonnerie.

La bielle équivalente de largeur a (figure 3.34), avec la même épaisseur et les mêmes propriétés mécaniques que le panneau de remplissage réel, est supposée être connectée aux extrémités du cadre. [28]

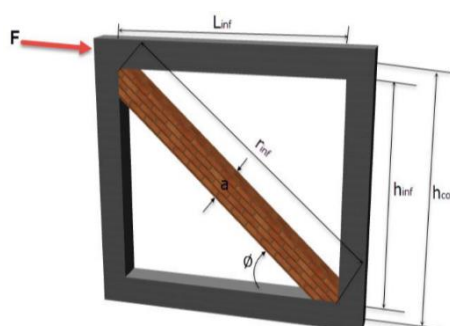


Figure 3.34 : Les caractéristiques de la bielle comprimée équivalente

Pour définir la largeur de la bielle équivalente, on utilise l'approche donnée par Mainstone.

$$a = 0,175 r_{inf} (\lambda_1 h_{col})^{-0,4}$$

$$r_{inf} = \sqrt{(l_{inf})^2 + (h_{inf})^2}$$

$$\lambda_1 = \frac{E_{me} \times t_{inf} \times \sin 2\theta}{4E_{fe} \times I_{col} \times h_{inf}^{1/4}}$$

Le coefficient λ_1 est calculé en fonction de la hauteur du panneau de remplissage h_{inf} , des modules d'élasticité des deux matériaux du portique E_{fe} et du panneau de remplissage E_{me} , du moment d'inertie des poteaux I_{col} de la longueur h_{inf} du panneau de remplissage, de l'épaisseur du panneau de remplissage t_{inf} et l'angle θ formé par la bielle et l'horizontale.

La résistance de la bielle comprimée est déterminée en calculant la force nécessaire pour atteindre la résistance de la maçonnerie à l'écrasement et la force nécessaire pour atteindre la résistance au cisaillement.

$$R_{bielle} = \min \left(R_{\text{écrasement}} ; \frac{R_{\text{cisaillement}}}{\cos 2\theta} \right)$$

Avec :

$$R_{\text{écrasement}} = a \cdot t \cdot f'_m$$

f'_m : est la résistance de la maçonnerie à la compression, qui est déterminée comme suit :

$$f'_m = \frac{f'_{cb}(f'_{tb} + \alpha f'_j)}{U_u(f'_{tb} + \alpha f'_{cb})}$$

$$\alpha = \frac{j}{4.1 h_b}$$

- j : Épaisseur du joint du mortier, pris égal à 1.5 cm ;
- h_b : Hauteur d'un élément de maçonnerie
- f'_{cb} : Résistance en compression d'un élément de maçonnerie
- f'_{tb} : Résistance en traction d'un élément de maçonnerie, prise égale à $0.1 f'_{cb}$
- U_u : Coefficient de non uniformité de contrainte, égal à 1.5
- f'_j : Résistance en compression du mortier, prise égale à 8 MPa

Après avoir calculée la résistance de la bielle et définie la loi qui régit son comportement non-linéaire en compression, on lui affecte une rotule plastique de compression au milieu [28].

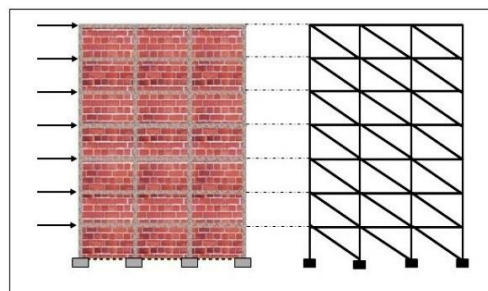


Figure 3.35 : Portique avec remplissage et sa modélisation

III.3.18.2.2.2 Loi de comportement de la maçonnerie

Le comportement de la maçonnerie est en général non-linéaire de type fragile .

La figure (3.36) montre une loi contrainte-déformation ($f_m - \epsilon$) pour la maçonnerie. Le comportement est non-linéaire jusqu'à ce que la contrainte ultime de compression f'_m soit atteinte. Pour de plus grandes déformations, la contrainte chute presque linéairement jusqu'à une petite fraction de la contrainte ultime. Ensuite, la contrainte reste constante pour une augmentation de déformation

La résistance en traction des remplissages en maçonnerie a été négligée dans notre analyse[28].

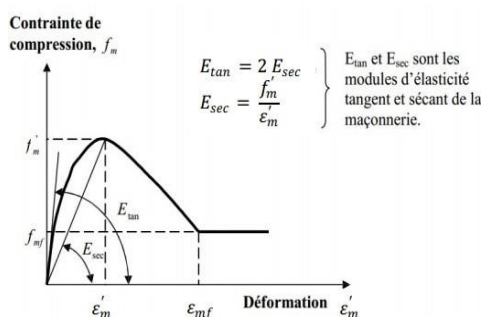


Figure 3.36 : Loi de comportement de la maçonnerie.

Pour la maçonnerie, le niveau immediate occupancy est atteint lorsque des fissurations apparaissent dans les panneaux. Le niveau life safety est atteint lorsque la maçonnerie est fortement fissurée, et qu'il y a risque pour le panneau, ou bien pour une partie de celui-ci, de tomber hors du cadre [28].

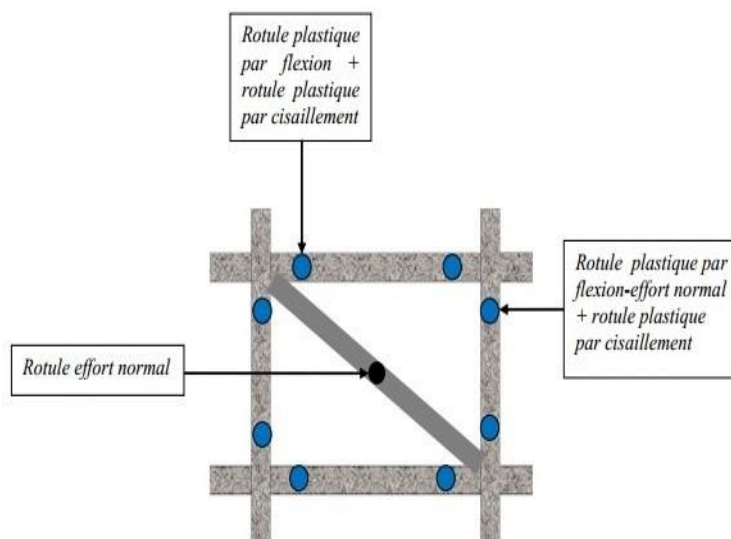


Figure 3.37 : Attribution des rotules plastiques aux différents éléments

III.3.18.2.2.3 Résultats

➤ Courbe de capacité de la structure (V-D)

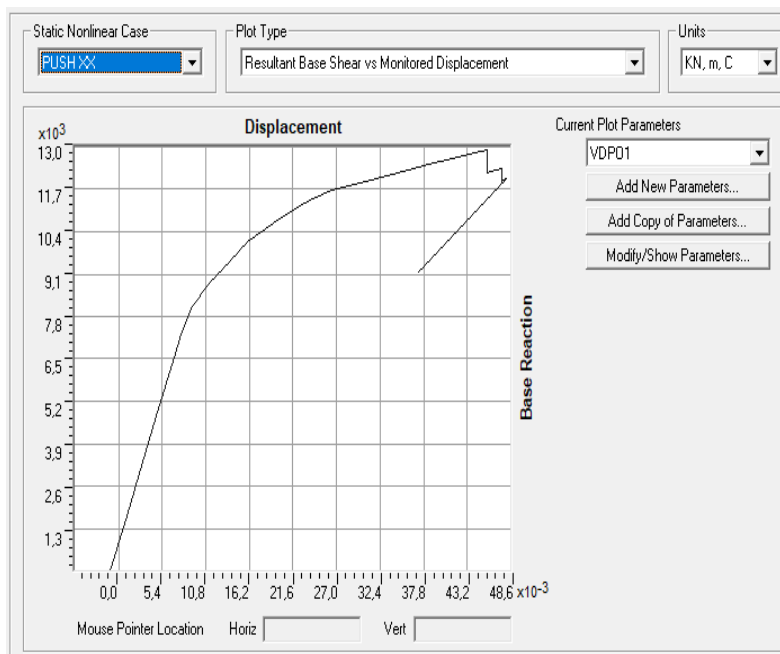


Figure 3.38: Courbe de capacité de la structure sens x (modèle avec maçonnerie)

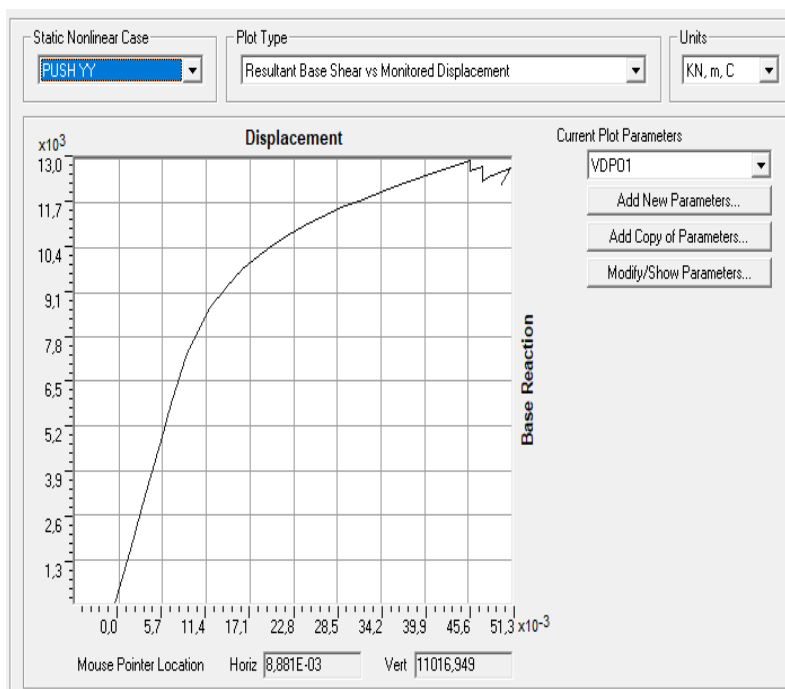


Figure 3.39: Courbe de capacité de la structure sens y (modèle avec maçonnerie)

Tableau 3.20 : L'effort tranchant (V) en fonction du déplacement (D) sens

Step	Displacement (m)	BaseForce (Kn)
0	-0,001009	0,000
1	0,000991	1 665, 659
2	0,002991	3 331, 317
3	0,004991	4 996, 976
4	0,006991	6 662, 667
5	0,007584	7 156, 475
6	0,008970	8 070, 485
7	0,011259	8 802, 945
8	0,013834	9 539, 621
9	0,016008	10 087, 721
10	0,019126	10 664, 483
11	0,021777	11 104, 471
12	0,024096	11 430, 284
13	0,026421	11 657, 785
14	0,028537	11 813, 142
15	0,030669	11 962, 436
16	0,033209	12 130, 578
17	0,035852	12 299, 910
18	0,038368	12 456, 313
19	0,040682	12 597, 495
20	0,044167	12 804, 160
21	0,045739	12 892, 696
22	0,045739	12 187, 214
23	0,046093	12 237, 875
24	0,047439	12 330, 718
25	0,047439	11 957, 489
26	0,048067	12 037, 969
27	0,036991	9 135, 269

Tableau 3.21: L'effort tranchant (V) en fonction du déplacement (D) sens y

Step	Displacement (m)	BaseForce (KN)
0	-0,000534	0,000
1	0,001466	1 589, 964
2	0,003466	3 179 ,927
3	0,005466	4 770, 080
4	0,006847	5 868, 454
5	0,008854	7 328, 732
6	0,011817	8 627, 795
7	0,014021	9 264, 132
8	0,016167	9 769 ,241
9	0,018293	10 181, 223
10	0,020328	10 521 ,374
11	0,022539	10 837, 420
12	0,024699	11 103, 515
13	0,026732	11 330 ,502
14	0,029129	11 571, 080
15	0,031436	11 781 ,565
16	0,034688	12 072, 390
17	0,036688	12 247, 089
18	0,039522	12 482, 220
19	0,041804	12 650 ,932
20	0,044272	12 828, 715
21	0,045789	12 935, 686
22	0,045789	12 635, 594
23	0,047409	12 785, 799
24	0,047410	12 358, 539
25	0,048151	12 480, 936
26	0,050768	12 710, 216
27	0,051197	12 743, 095
28	0,049764	12 195 ,612

Tableau 3.22: Les principaux résultats effort tranchant-déplacement (modèle avec maçonnerie)

Caractéristiques	Effort élastique V_y (KN)	Déplacement élastique D_y (cm)	Effort Rupture V_u (KN)	Déplacement ultime D_u (cm)
Sens (x-x)	8416,94	1,09	11986,44	4,80
Sens (y-y)	8416,94	1,14	12691,52	5,12

Tableau 3.23: Propagations des rotules plastiques selon x (modèle avec maçonnerie)

Step	Displacement (m)	BaseForce (Kn)	AtoB	BtoO	OtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-0,001009	0,000	2016	0	0	0	0	0	0	0	2016
1	0,000991	1 665, 659	2016	0	0	0	0	0	0	0	2016
2	0,002991	3 331 ,317	2016	0	0	0	0	0	0	0	2016
3	0,004991	4 996, 976	2016	0	0	0	0	0	0	0	2016
4	0,006991	6 662, 667	2016	0	0	0	0	0	0	0	2016
5	0,007584	7 156, 475	2014	2	0	0	0	0	0	0	2016
6	0,008970	8 070 ,485	1996	20	0	0	0	0	0	0	2016
7	0,011259	8 802, 945	1991	25	0	0	0	0	0	0	2016
8	0,013834	9 539, 621	1981	35	0	0	0	0	0	0	2016
9	0,016008	10 087, 721	1968	48	0	0	0	0	0	0	2016
10	0,019126	10 664, 483	1954	49	13	0	0	0	0	0	2016
11	0,021777	11 104, 471	1943	51	22	0	0	0	0	0	2016
12	0,024096	11 430, 284	1891	101	24	0	0	0	0	0	2016
13	0,026421	11 657 ,785	1833	158	25	0	0	0	0	0	2016
14	0,028537	11 813 ,142	1820	170	26	0	0	0	0	0	2016
15	0,030669	11 962, 436	1812	175	29	0	0	0	0	0	2016
16	0,033209	12 130 ,578	1802	180	34	0	0	0	0	0	2016
17	0,035852	12 299 ,910	1797	178	41	0	0	0	0	0	2016
18	0,038368	12 456, 313	1790	181	45	0	0	0	0	0	2016
19	0,040682	12 597, 495	1781	164	69	2	0	0	0	0	2016
20	0,044167	12 804, 160	1773	158	75	10	0	0	0	0	2016
21	0,045739	12 892, 696	1766	161	78	10	0	0	1	0	2016
22	0,045739	12 187 ,214	1764	162	78	10	0	0	2	0	2016
23	0,046093	12 237 ,875	1763	163	78	10	0	0	2	0	2016
24	0,047439	12 330, 718	1761	161	82	9	0	0	3	0	2016
25	0,047439	11 957, 489	1762	160	82	9	0	0	3	0	2016
26	0,048067	12 037, 969	1760	162	82	8	0	0	4	0	2016
27	0,036991	9 135, 269	1761	161	82	8	0	0	4	0	2016

Tableau 3.24 : Propagations des rotules plastiques selon y (modèle avec maçonnerie)

Step	Displacement (m)	BaseForce (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-0,000534	0,000	2016	0	0	0	0	0	0	0	2016
1	0,001466	1 589, 964	2016	0	0	0	0	0	0	0	2016
2	0,003466	3 179, 927	2016	0	0	0	0	0	0	0	2016
3	0,005466	4 770, 080	2016	0	0	0	0	0	0	0	2016
4	0,006847	5 868, 454	2015	1	0	0	0	0	0	0	2016
5	0,008854	7 328, 732	2010	6	0	0	0	0	0	0	2016
6	0,011817	8 627, 795	1990	26	0	0	0	0	0	0	2016
7	0,014021	9 264, 132	1983	33	0	0	0	0	0	0	2016
8	0,016167	9 769, 241	1971	44	1	0	0	0	0	0	2016
9	0,018293	10 181, 223	1948	64	4	0	0	0	0	0	2016
10	0,020328	10 521, 374	1931	74	11	0	0	0	0	0	2016
11	0,022539	10 837, 420	1902	102	12	0	0	0	0	0	2016
12	0,024699	11 103, 515	1886	114	16	0	0	0	0	0	2016
13	0,026732	11 330, 502	1874	118	24	0	0	0	0	0	2016
14	0,029129	11 571, 080	1864	121	31	0	0	0	0	0	2016
15	0,031436	11 781, 565	1851	132	33	0	0	0	0	0	2016
16	0,034688	12 072, 390	1843	139	34	0	0	0	0	0	2016
17	0,036688	12 247, 089	1839	143	34	0	0	0	0	0	2016
18	0,039522	12 482, 220	1823	155	37	1	0	0	0	0	2016
19	0,041804	12 650, 932	1805	165	44	2	0	0	0	0	2016
20	0,044272	12 828, 715	1796	157	60	3	0	0	0	0	2016
21	0,045789	12 935, 686	1789	152	71	3	0	0	1	0	2016
22	0,045789	12 635, 594	1786	147	76	6	0	0	1	0	2016
23	0,047409	12 785, 799	1778	145	84	7	0	0	2	0	2016
24	0,047410	12 358, 539	1780	143	83	8	0	0	2	0	2016
25	0,048151	12 480, 936	1778	143	85	8	0	0	2	0	2016
26	0,050768	12 710, 216	1753	154	99	8	0	0	2	0	2016
27	0,051197	12 743, 095	1749	156	101	7	0	0	3	0	2016
28	0,049764	12 195, 612	1753	150	103	7	0	0	3	0	2016

➤ **Courbe de capacité spectrale (ATC 40)**

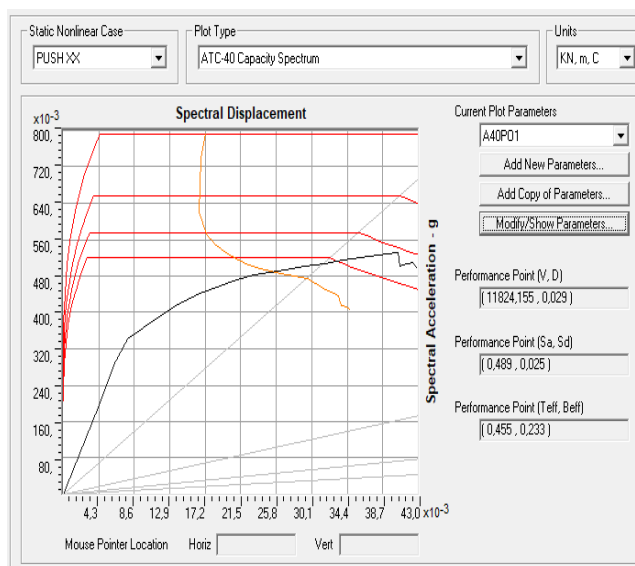


Figure 3.41: Courbe de capacité spectrale (ATC40) de la Structure sens x (modèle avec maçonnerie)

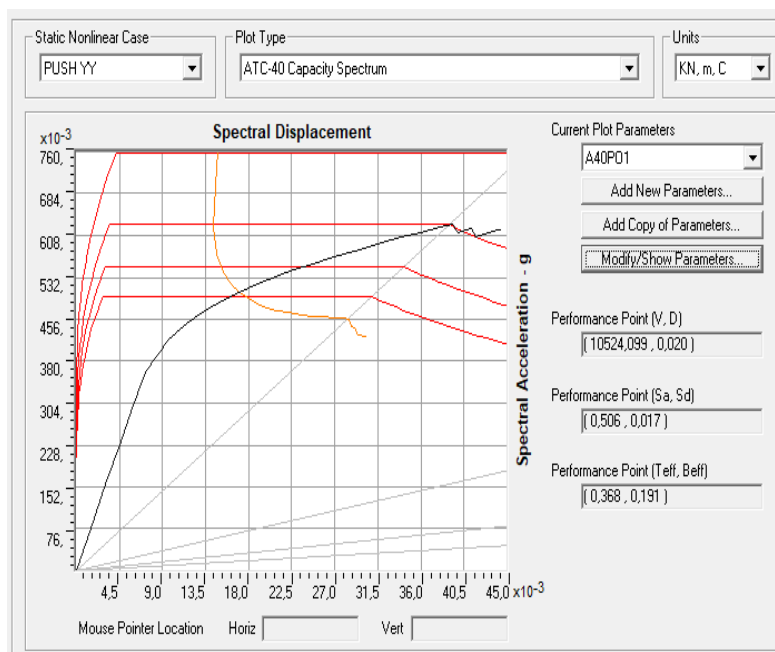


Figure 3.42 : Courbe de capacité spectrale (ATC40) de la structure sens y (modèle avec maçonnerie)

Tableau 3.25 : Résultats du point de performance selon ATC40 (modèle avec maçonnerie).

Point de performance	Effort tranchant V_p (kN)	Déplacement cible D_p (cm)
Sens (x-x)	11824,15	2,90
Sens (y-y)	10524,09	2,0

Le tableau ci-dessous (3.26) regroupe les valeurs des déplacements cibles ainsi les efforts tranchants à la base calculés (par le SAP2000) par les trois méthodes (ou approches).

Tableau 3.26 : récapitulatif du déplacement cible (modèle avec maçonnerie)

	ATC 40		FEMA 440		FEMA 356	
sens	V (KN)	D _p (cm)	V (KN)	D _p (cm)	V (KN)	D _T (cm)
Sens (x-x)	11824,15	2,90	12508,652	3,90	12883,25	4,60
Sens (y-y)	10524,09	2,0	11308,94	2,70	11692,19	3,0

➤ **La capacité spectrale de la structure**

- Selon (x-x)

Tableau 3.27 : Résultat de La capacité spectrale de la structure selon x (modèle avec maçonnerie)

Step	Teff	Beff	SdCapacity (m)	SaCapacity	SdDemand (m)	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	0,295596	0,050000	0,000000	0,000000	0,017196	0,792271	1,000 000	1,000 000
1	0,295596	0,050000	0,001539	0,070894	0,017196	0,792271	0,867925	1,299 750
2	0,295596	0,050000	0,003078	0,141788	0,017196	0,792271	0,867925	1,299 750
3	0,295596	0,050000	0,004616	0,212683	0,017196	0,792271	0,867925	1,299 750
4	0,295596	0,050000	0,006155	0,283577	0,017196	0,792271	0,867929	1,299 757
5	0,295594	0,050000	0,006611	0,304596	0,017196	0,792271	0,867925	1,299 754
6	0,302196	0,066443	0,007748	0,341557	0,016703	0,736301	0,872858	1,287 838
7	0,326284	0,118642	0,009713	0,367264	0,016454	0,622173	0,885434	1,263 113
8	0,349089	0,151976	0,011959	0,395045	0,017359	0,573430	0,892054	1,241 204
9	0,366027	0,169915	0,013870	0,416765	0,018353	0,551467	0,894146	1,226 851
10	0,389265	0,191343	0,016604	0,441127	0,019877	0,528086	0,893065	1,212 652
11	0,407407	0,204613	0,018944	0,459478	0,021229	0,514887	0,892771	1,202 764
12	0,422777	0,215017	0,021006	0,473101	0,022428	0,505124	0,892505	1,195 127
13	0,438989	0,224700	0,023099	0,482524	0,023765	0,496453	0,892491	1,187 489
14	0,453951	0,232761	0,025013	0,488635	0,025058	0,489515	0,893075	1,181 217
15	0,468294	0,239198	0,026939	0,494528	0,026374	0,484145	0,893585	1,175 889
16	0,484579	0,245291	0,029236	0,501226	0,027951	0,479193	0,894036	1,170 376
17	0,500619	0,250164	0,031630	0,508066	0,029568	0,474950	0,894312	1,165 376
18	0,515158	0,253829	0,033911	0,514398	0,030550	0,463416	0,894535	1,161 175
19	0,527899	0,256483	0,036011	0,520201	0,031417	0,453840	0,894581	1,157 721
20	0,546159	0,259667	0,039169	0,528623	0,032726	0,441662	0,894771	1,153 356
21	0,554105	0,260907	0,040592	0,532219	0,033296	0,436560	0,894870	1,151 653
22	0,571190	0,279163	0,040751	0,502819	0,033664	0,415374	0,895363	1,147 172
23	0,572162	0,278419	0,041065	0,504980	0,033781	0,415409	0,895238	1,146 993
24	0,578374	0,278059	0,042285	0,508869	0,034301	0,412790	0,895136	1,145 746
26	0,586957	0,285961	0,042837	0,497474	0,034767	0,403758	0,894065	1,145 850

- Selon (y-y) :

Tableau 3.28 : Résultat de La capacité spectrale de la structure selon y (modèle avec maçonnerie)

Step	Teff	Beff	SdCapacity (m)	SaCapacity	SdDemand (m)	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	0,280318	0,050000	0,000000	0,000000	0,014801	0,758259	1,000 000	1,000 000
1	0,280318	0,050000	0,001532	0,078473	0,014801	0,758259	0,859424	1,305 705
2	0,280318	0,050000	0,003063	0,156946	0,014801	0,758259	0,859424	1,305 705
3	0,280312	0,050000	0,004595	0,235437	0,014800	0,758259	0,859395	1,305 666
4	0,280305	0,050000	0,005653	0,289660	0,014799	0,758259	0,859364	1,305 625
5	0,283432	0,057491	0,007211	0,361350	0,014606	0,731956	0,860286	1,301 986
6	0,303425	0,101612	0,009609	0,420152	0,014286	0,624657	0,871034	1,285 412
7	0,321139	0,133472	0,011476	0,447972	0,014686	0,573273	0,877195	1,268 272
8	0,337798	0,157527	0,013333	0,470380	0,015364	0,542055	0,880955	1,252 623
9	0,353419	0,176005	0,015199	0,489852	0,016170	0,521159	0,881610	1,238 730
10	0,367779	0,190872	0,016989	0,505621	0,016997	0,505881	0,882651	1 227 987
11	0,382504	0,203910	0,018937	0,521047	0,017933	0,493432	0,882248	1,218 404
12	0,396512	0,215167	0,020862	0,534177	0,018875	0,483308	0,881692	1,209 503
13	0,409069	0,222272	0,022676	0,545512	0,019835	0,477187	0,881022	1,202 445
14	0,423089	0,228515	0,024796	0,557645	0,020986	0,471969	0,880152	1,196 260
15	0,435802	0,233307	0,026819	0,568467	0,022082	0,468059	0,879102	1,192 072
16	0,452512	0,238243	0,029671	0,583327	0,023607	0,464114	0,877856	1,187 082
17	0,462190	0,240523	0,031428	0,592264	0,024533	0,462320	0,877121	1,184 359
18	0,475293	0,243226	0,033911	0,604309	0,025825	0,460215	0,876142	1,181 196
19	0,485297	0,245009	0,035893	0,613534	0,026843	0,458839	0,874633	1,179 537
20	0,495738	0,246673	0,038040	0,623121	0,027933	0,457564	0,873278	1,177 859
21	0,501964	0,247577	0,039358	0,628829	0,028522	0,455690	0,872568	1,176 940
22	0,511186	0,257903	0,039849	0,613905	0,028726	0,442547	0,873044	1,162 465
23	0,517359	0,257552	0,041296	0,621096	0,029198	0,439140	0,873194	1,160 983
25	0,524843	0,268599	0,041687	0,606441	0,029426	0,428075	0,873104	1,167 003
26	0,526046	0,266580	0,043989	0,617696	0,030197	0,424030	0,872973	1,167 879
27	0,535430	0,265265	0,044369	0,619329	0,030322	0,423254	0,872811	1,166 252

➤ **La rigidité initiale (K_e)**

Tableau 3.29 : Rigidité initiale et rigidité au point de performance(modèle avec maçonnerie)

La structure	La raideur K_e (kN/m)	la rigidité K_p (kN/m)
Sens (x-x)	772196,33	407729,31
Sens (y-y)	738328,07	526204,5

➤ **La demande en ductilité (μ_D) et la ductilité**

Tableau 3.30 : La demande en ductilité et la ductilité (modèle avec maçonnerie)

La structure	la demande en ductilité μ_D	Ductilité μ
Sens (x-x)	2,66	4,90
Sens (y-y)	1,75	4,49

On constate que les valeurs de la ductilité suivant les deux sens ont dépassé les valeurs de la demande en ductilité ce qui traduit la performance de la structure puisque sa capacité a dépassé la demande sismique

➤ **Le coefficient de comportement**

Tableau 3.31: Valeurs du coefficient de comportement. (modèle avec maçonnerie)

Sens	Méthodes	R_s	R_μ	R_R	R
(x-x)	New mark et Hall	1,42	4,40	0,87	5,43
(y-y)	New mark et Hall	1,50	4,49	0,90	6,06

Tableau 3.31 : Récapitulatif des différents résultats de l'analyse pushover de la structure (modèle avec maçonnerie)

Sens	D_y (cm)	D_u (cm)	D_p (cm)	V_y (kN)	V_u (kN)	V_p (kN)	K_e (kN/m)	K_p (kN/m)	μ	μ_D	R
(x-x)	1,09	4,80	2,90	8416,94	11986,44	11924,15	772196,33	474865,46	4,40	2,66	5,43
(y-y)	1,14	5,12	2,0	8416,94	12691,52	10524,09	738328,07	526204,5	4,49	1,75	6,06

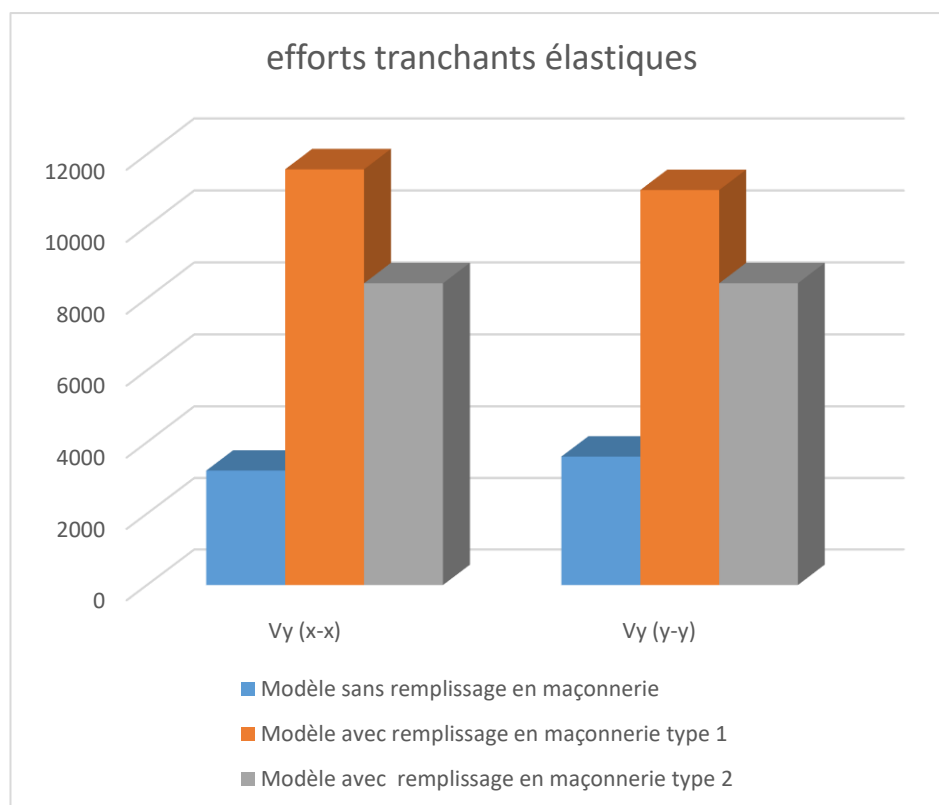
III.3.19 Analyse comparative des résultats de l'analyse des deux systèmes (avec et sans maçonnerie pour les deux type)

Dans cette partie, on va comparer les résultats de l'analyse PushOver dans les deux systèmes (avec et sans maçonnerie), pour montrer l'influence de la maçonnerie sur les résultats de l'analyse, les critères à discuter seront comme suit :

- L'effort tranchant élastique et ultime à la base de la structure.
- Les déplacements élastiques et ultimes.
- La raideur initiale
- La ductilité globale

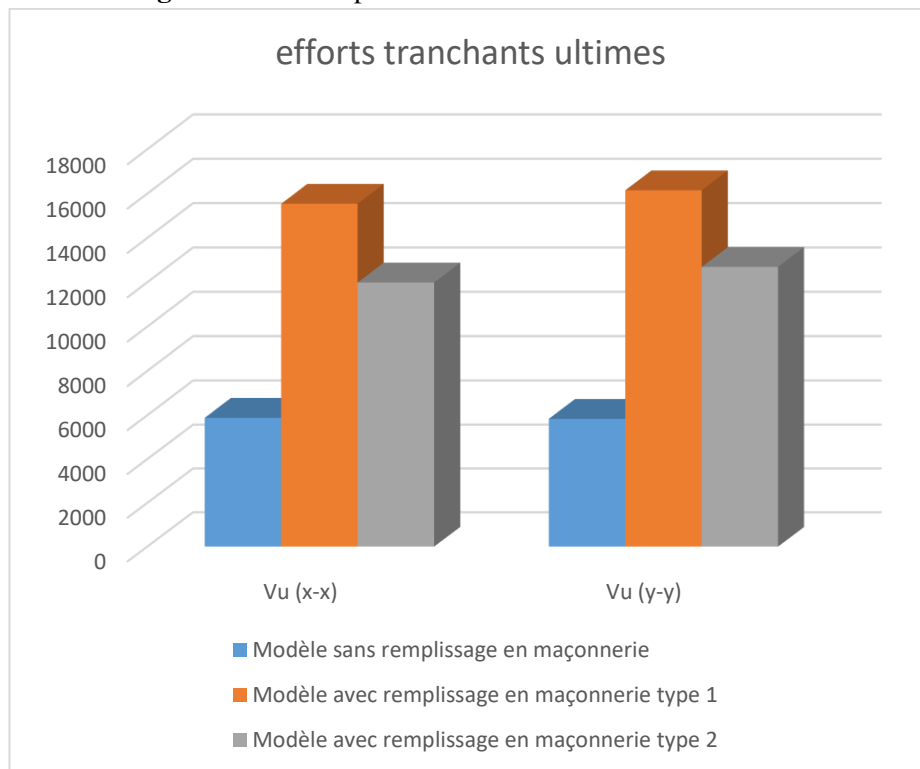
A Les efforts tranchants élastiques

Figure 3.43 : Comparaison des efforts tranchants élastiques.



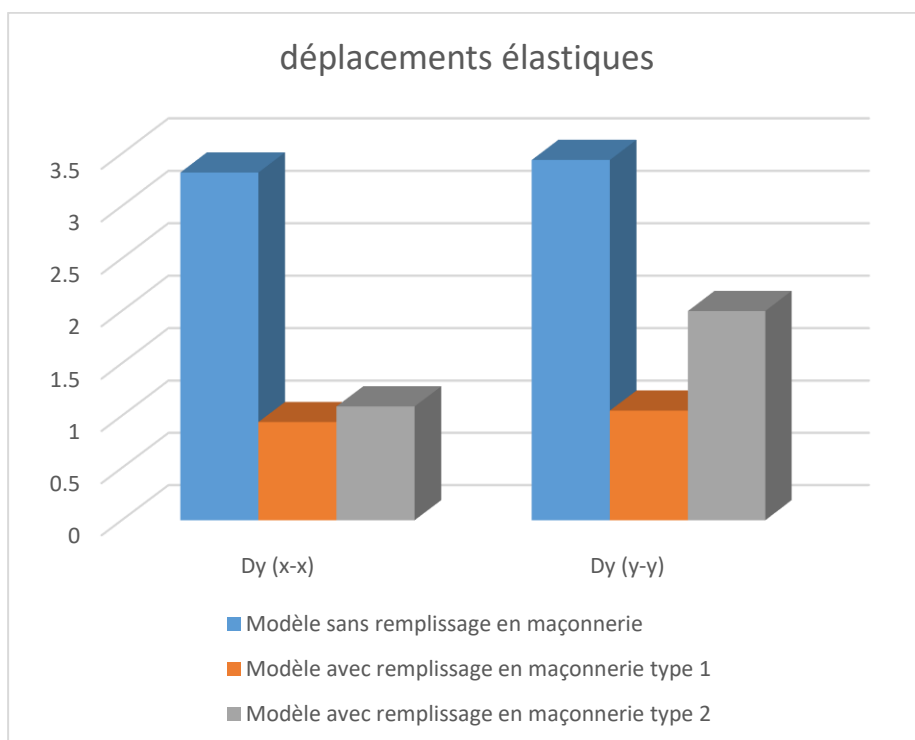
B Les efforts tranchants ultimes

Figure 3.44 : Comparaison des efforts tranchants ultimes.



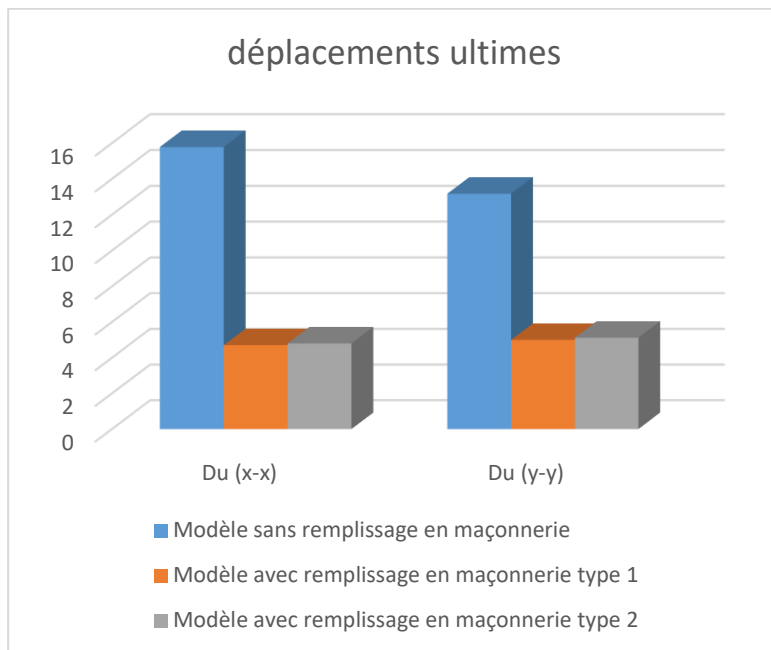
C Les déplacements élastiques

Figure 3.45 : Comparaison des déplacements élastiques



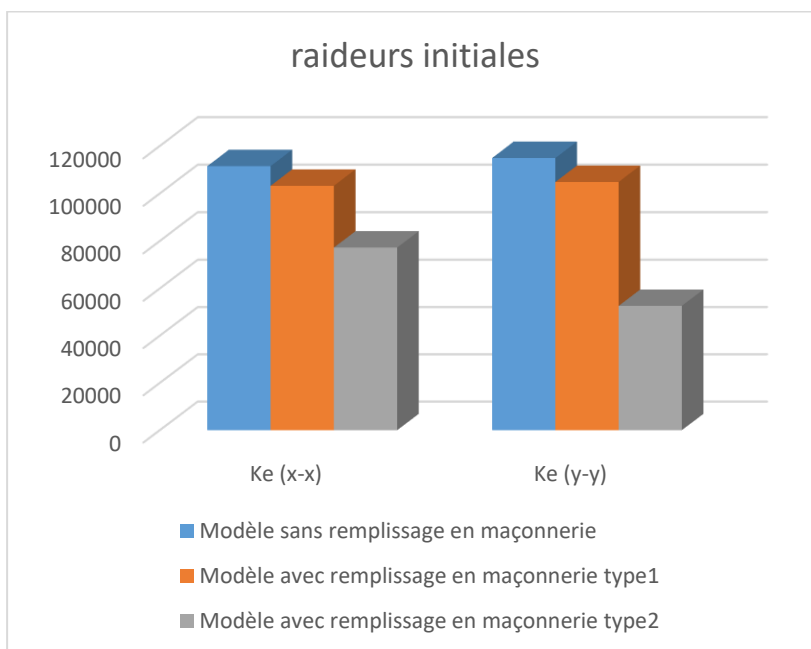
D Les déplacements ultimes

Figure 3.46 : Comparaison des déplacements ultimes

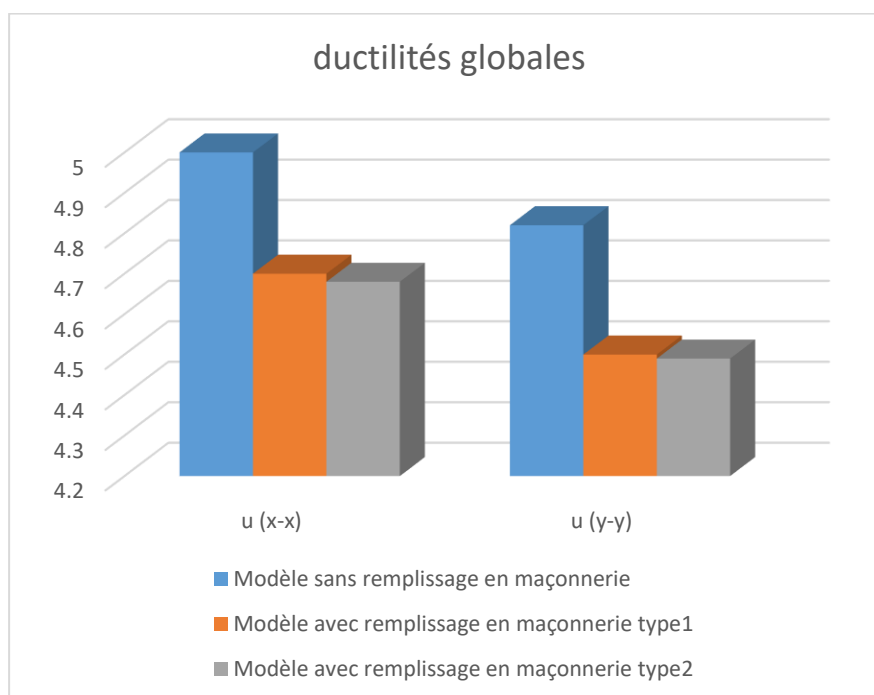


E Les raideurs initiales

Figure 3.47 : Comparaison des raideurs initiales



F Les ductilités globales



III.3.20 Analyse des résultats

Les résultats obtenus en termes de capacité et de demande ainsi que la chronologie d'apparition des rotules plastiques donnent une bonne estimation du comportement réel des structures dominées par leur mode fondamental.

Après les résultats obtenus on peut dire que :

- Suite à une corrélation directe entre la sollicitation sismique et l'endommagement du bâtiment par le positionnement du point de performance, on a constaté que l'état des dommages est limité.
- la structure a réalisé le principe « poteaux forts - poutres faibles » pour la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- les valeurs de la ductilité suivant les deux sens ont dépassé celles de la demande en ductilité ce qui traduit la performance de la structure puisque sa capacité a dépassé la demande sismique.
- La valeur du facteur de comportement R est supérieur a la valeur supposée et justifiée lors du dimensionnement (R=5).
- la structure avec remplissage (par les deux type) en maçonnerie est caractérisée par :
 - Une augmentation des efforts tranchants élastiques et ultimes à la base.
 - Une diminution des déplacements élastiques et ultimes .
 - Un accroissement de la raideur latérale.
 - Une diminution de la ductilité globale

Conclusion

À partir des résultats précédents On peut dire que :

- Le modèle sans maçonnerie rigide et plus ductile que le modèle avec maçonnerie rigide (bielle Diagonale)
- En réalité notre structure Comporte une maçonnerie Rigide Donc le modèle qui Donne la vraie courbe de capacité Est le 3ème modèle C'est à dire Le modèle avec maçonnerie Rigide

Conclusion générale

Conclusion générale

Le présent travail élaboré nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul **SAP 2000** et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le CBA99 et le BAEL99. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- Pour évaluer la performance sismique de la structure on a utilisé la méthode de capacité spectrale, recommandée par le code Américain ATC40. Le point de performance permettra de prédire le comportement réel de la structure lors d'un séisme.
- La non linéarité de la structure est introduite au moyen de rotules plastique de flexion et de cisaillement pour les poutres et les poteaux, la difficulté réside dans la modélisation des voiles, à défaut de la disponibilité d'un outil qui permet de définir le comportement non linéaire d'un élément coque.
- Les rotules plastiques traduisent le comportement non linéaire de la structure, les niveaux de performance affichés par les rotules lors de l'analyse Push over et l'évolution de la formation des rotules avec l'avancement des étapes de l'analyse permettent de juger le degré de dommages auxquels la structure est soumise ainsi que les parties fragiles qui peuvent connaître plus de dégâts.

Ce projet de fin d'étude est une expérience dans le monde professionnel. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion, la première c'est de nous servir comme élément de référence. En second lieu, elle servira certainement comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par ce modeste travail

Bibliographie

REFERENCES

- [1] Règlement parasismique algérien (RPA 99/ version 2003), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- [2] Regles de concertion et de calcul des structures en beton arme C.B.A93
- [3] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Règles BAEL 91 révisées 99
- [4] Charges permanetes et charges d'exploitation DTR B.C.22
- [5] J.H. YKHLEF, I. GHEZLI, « Evaluation de la performance sismique d'une structure existante par la méthode Push-Over », juin 2017.
- [6] Application de la méthode d'analyse statique non- linéaire sur un bâtiment R+3. 22ème congrès Français de mécanique. Lyon, 24 au 28 Aout 2015.
- [7] A. Boumekik « Analyse push over des structures en béton armé ». Projet de recherche, université de Batna.2006
- [8] K. Hamou, K. Ramdane « Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode push over ».7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris
- [9] H. KRAWINKLER, « push-over Analysis why, how, when, and when not to use it », structural engineers association of Califo rnia, p 17-36
- [10] F. PAND, M. EERI, « A No linear Analysis Method for performance based seismic design », Earthquake spectra, August 2000
- [11] Krawinkler H., Seneviratna G. (1998) 'Pros and Cons of a Pushover Analysis for Seismic Performance Evaluation.' Engineering Structures, 20, 452-464.
- [12] Fajfar, P. and M, EERI. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, Earthquake Spectra, Vol.16, No.3, pp.573-592, August 2000.
- [13] Sun-Pil Kim. And Yahia C Kurama, An Alternative Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Displacement Demands Engineering Structures, vol 30, (3793-3807)

[14] Fajfar P, Structural Analysis in Earthquake Engineering – Breakthrough of Simplified Non Linear Methods, Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, paper No. 843, (1-20), 2002

[15] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273

[16] ATC, «ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings », Applied Technology Council, 1996.

[17] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273.

[18] Mourad Belgasmia. Et Sabah Belgasmia, Evaluation sismique des constructions: Nouvelle procédure d'analyse non-linéaire des structures, 7^{ème} Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris, 2007.

[19]RAHIM Sid Ali et Younsi Redouane MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE ANALYSE NON LINEAIRE DE MOSQUEE KOBAA « MOSTAGANEM, Soutenu le 22 / 06 / 2020

[20] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273.

[21]M. Hemsas, S.M. Elachachi, “Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en B.A soumis à une action sismique”; 25^e rencontres de l'AUGC, 23-25 mai 2007, Bordeaux. 21 ATC, «ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings », Applied Technology Council, 1996.

[22]MEDJERAB Mohammed ,Modélisation Parasismique Des Structures En Béton Armé Soutenu publiquement le : 20/09/2012

[23] 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.

[24]Evaluation des performances parasismiques des portiques en B.A renforcés par chemisages en béton armé et par bandage en CFRP, Mémoire de Magistères présenté à l'université de constantine Département de génie civil Spécialité Mécaniques des Matériaux sol et structures, présenté par : Drouna Karima ,146 page.

[25] Mr Mahboub Lotfi Mr Moulessehood 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 ;113pages

[26] Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance", Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, Belgium, Ref n° prEN 1998-1:2004, 2004.

[27] S. MANSOURI, « Analyse non linéaire d'une structure en voile ».

[28] LAHLAH Abdelghani et MELLOUT Khaoula MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES Conception et calcul parasismique d'un bâtiment 1SS+RDC+8 en B.A, Application des méthodes PUSHOVER et dynamique par accélérogrammes Prise en compte de l'effet de la maçonnerie

[29] P.Balandier, « Élément de sismologie appliqué à la construction à l'usage de Techniciens du bâtiment » Volume1, Juillet 2001.

[30] CRAAG.WWW.Craag.dz/surveillance.html ;www carrgdz-2022-

[31] BRAHIM Chaib : Vulnérabilité de bâti existant et aménagement en zone sismique Urbanisme et politique de la ville (MHUPV), école de management, Marseille France 2004/2005

[32] N. Belhamdi, « Etude de la réponse sismique non linéaire, évaluation du coefficient de comportement global d'une structure, application à un portique métallique ». Editions universitaires européennes, 2011.

[40] Yahiaoui Djarir Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat CONTRIBUTION A L'ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES PORTIQUES EN BETON ARME.

[45] P. Schwab & P.Lestuzzi, « Assessment of the Seismic Non-Linear Behavior of Ductile Structures Due to Synthetic Earthquakes ». EPFL ENAC IS IMAC

[46] A. Seghir, « AccDB ». Logiciel de Base de données d'accélérogrammes sous MATLAB compilée à partir USGC et PEER

[47] E. L. Wilson, « Threes-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structure » Computer and Structures, Inc. Berkeley, California, USA. Third Edition

Annexe

ALGÉRIE



إيريوم AIRIUM



AIRIUM[®] THERMOROOF

La Mousse Minérale Isolante pour les toits terrasses

Atouts Produit

+ Isolant

Avec un lambda pouvant atteindre la valeur de 0.08 W.m⁻¹.K⁻¹, AIRIUM[®] est doté d'un coefficient d'isolation thermique bas. Il permet de **construire et d'isoler en même temps**.

+ Sûr

Résistant au feu, AIRIUM[®] offre une sécurité optimale en cas d'incendie puisqu'il est **inflammable et incombustible** (Euroclasse A1).

+ Sain

La mousse AIRIUM[®] ne dégage aucun COV (Composants Organiques Volatiles) et ne présente donc aucun risque, c'est **une isolation minérale saine**.

+ Durable

AIRIUM[®] est doté d'une durée de vie comparable au béton. Il est imputrescible et **compatible** avec tout **système d'étanchéité**.

+ Rendement

La mise en place d'AIRIUM[®] est **rapide, simple, flexible** et durable avec une meilleure isolation de vos toits terrasses.

Caractéristiques:



Masse volumique sèche
400 kg/m³ ± 50



Conductivité Thermique
de 0,09 W/m.K ± 0,01



Résistance au feu classe A1



Taux d'absorption < 30 %



Ep : 10 cm minimum jusqu'à
20 cm recommandé par couche



Résistance à la compression
à 28 j > à 1 000 kPa



Certification:

- ETPM (CSTB) octobre 2016
- Avis Technique CNERIB (en cours).



Pourquoi choisir AIRIUM ?

La technologie AIRIUM[®], offre la possibilité d'isoler les toits terrasses des différents types de bâtiments.

Les performances d'AIRIUM[®] (mousse minérale) permettent de regrouper en une seule couche le matériau isolant et la forme de pente en béton, assurant une isolation thermique optimale.

ANNEXE 1

AIRIUM® THERMOROOF

Mise en œuvre

1 Préparation de la plateforme

Nettoyage et pose des repères en fonction des paramètres de forme de pente.



3 Coulage et finition d'AIRIUM®

Coulage de AIRIUM®.
Nivellement de la mousse minérale avec une barre de répartition.

Finition et uniformisation de la surface d'AIRIUM® avec une lisseuse en aluminium.

Prévoir des joints de retrait chaque 80 m².



AIRIUM® est une solution qui est réalisée et mise en œuvre à l'aide d'une pompe, destinée à produire des mousses minérales sur des hauteurs pouvant atteindre les 30 mètres.


2 Paramétrage Machine

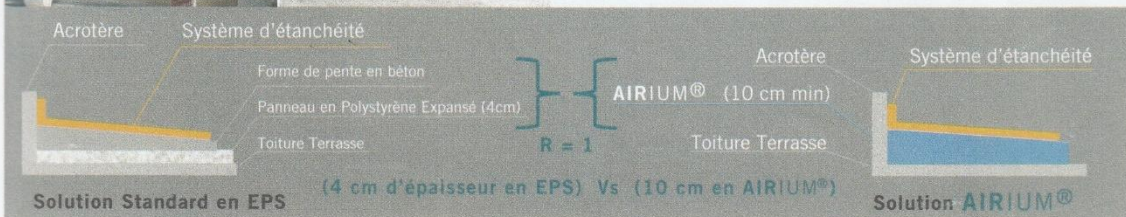
Paramétrer la production d' AIRIUM® en fonction de la densité sèche souhaitée entre 400 ± 50 kg/m³.



4 Traitement de surface

Après le séchage de la mousse, entre 7 à 10 jours, appliquer une couche d'un coulis pour améliorer sa qualité de surface et augmenter sa résistance à l'abrasion.

 Éviter de couler en cas de pluies ou grandes chaleurs.



Le + Service

+ Disponibilité Produits : Optimisée grâce à un conditionnement de AIRIUM® Premix en palette de 1,6 Tonnes (sac de 25kg + AIRIUM® Bull'R), disponible au niveau de l'usine de mortier de Meftah.

+ Assistance Chantiers : Conseils de mise en œuvre pour les chantiers techniques.


+ Pour plus d'informations nos spécialistes :

Chef de Produit : 0770 94 33 56

Centre : 0770 14 03 73

Est : 0782 21 66 84

Ouest : 0770 78 33 68

 S'assurer du séchage de la plateforme avant la pose du complexe d'étanchéité.

Outils Recommandés :

- Ballet débulleur
- Lisseuse + perche
- Niveau laser + repère
- Truelle
- Balance portable
- Outils spécifiques: à réaliser localement

ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

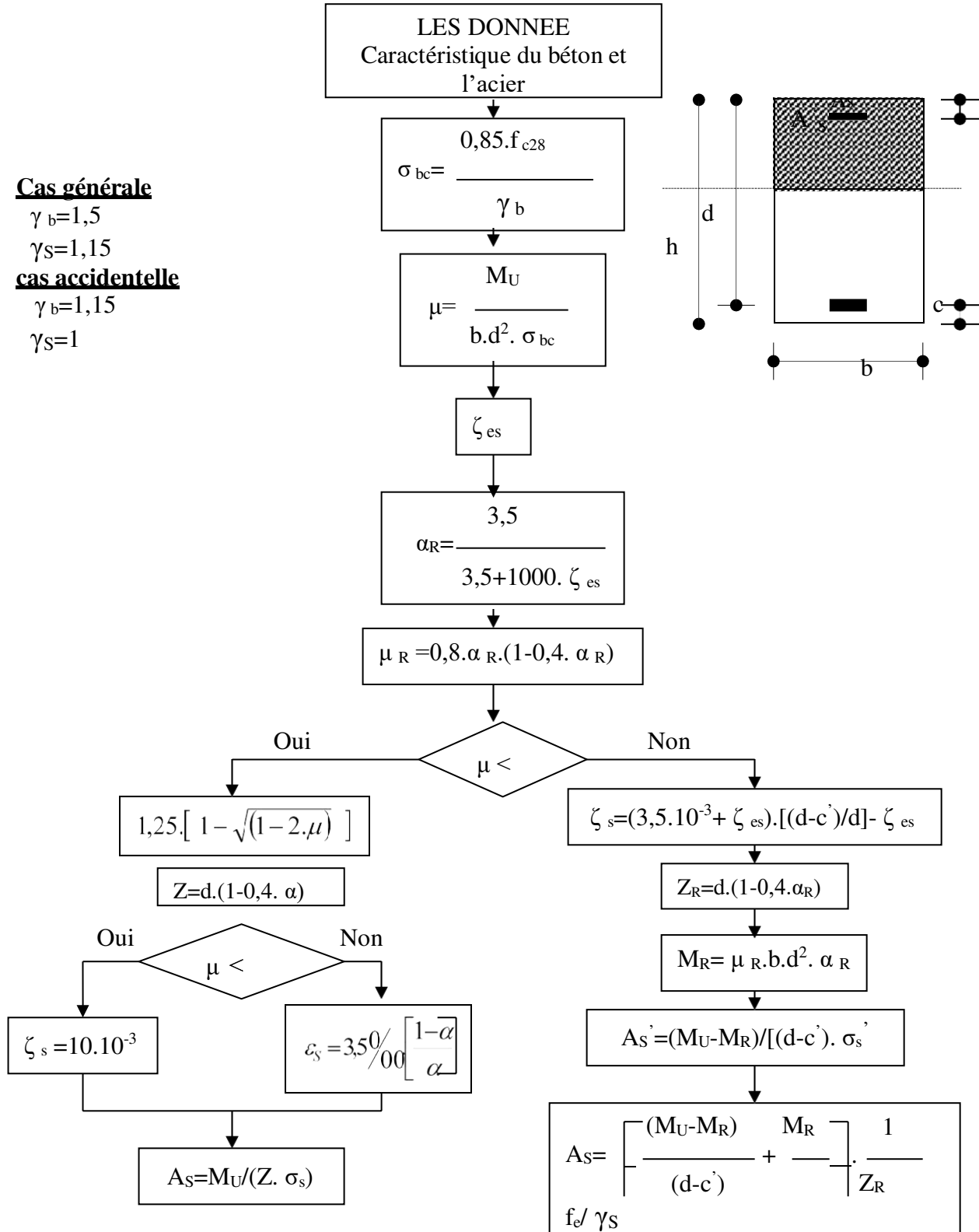
$\gamma_b=1,5$

$\gamma_s=1,15$

cas accidentelle

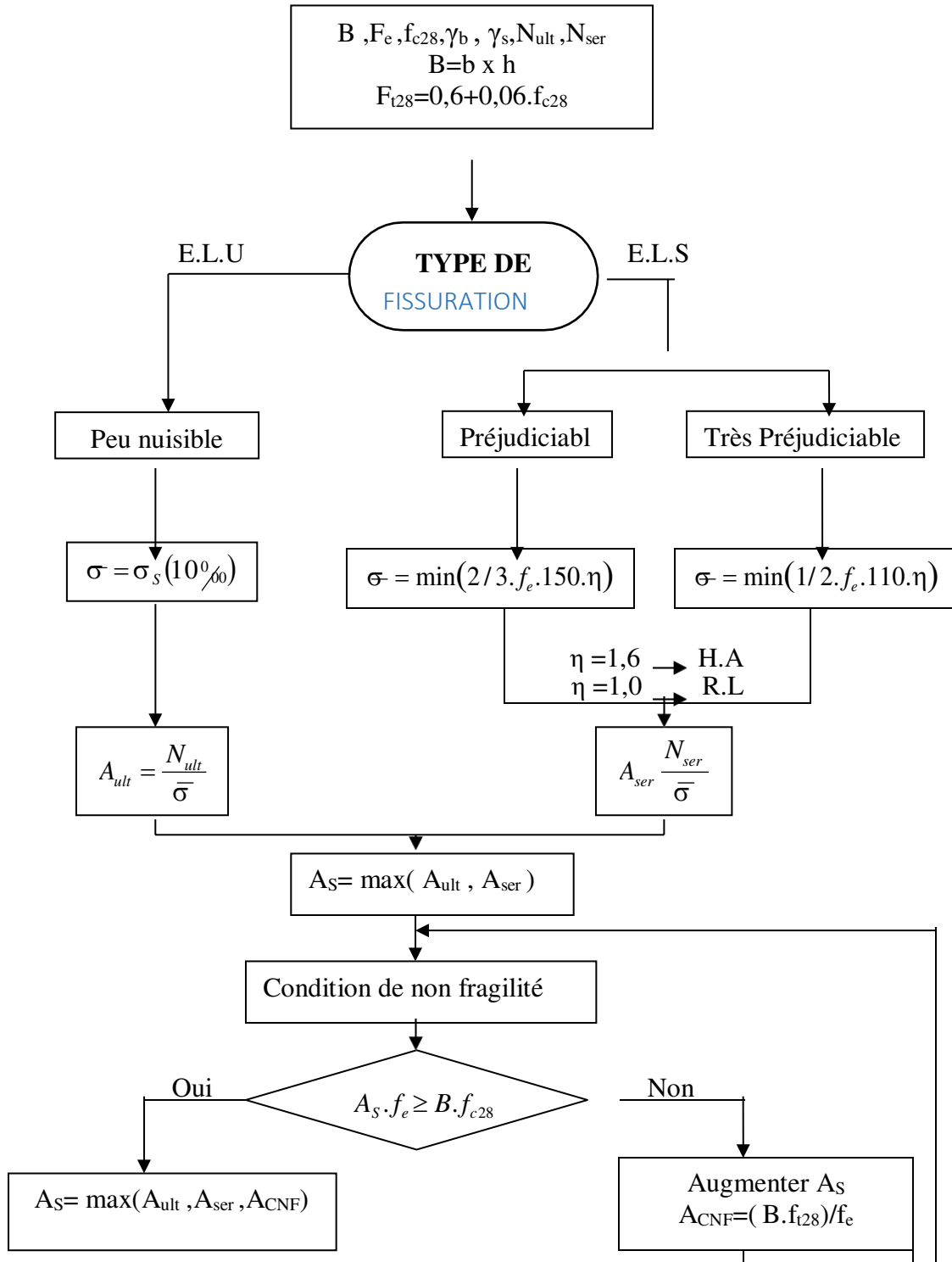
$\gamma_b=1,15$

$\gamma_s=1$



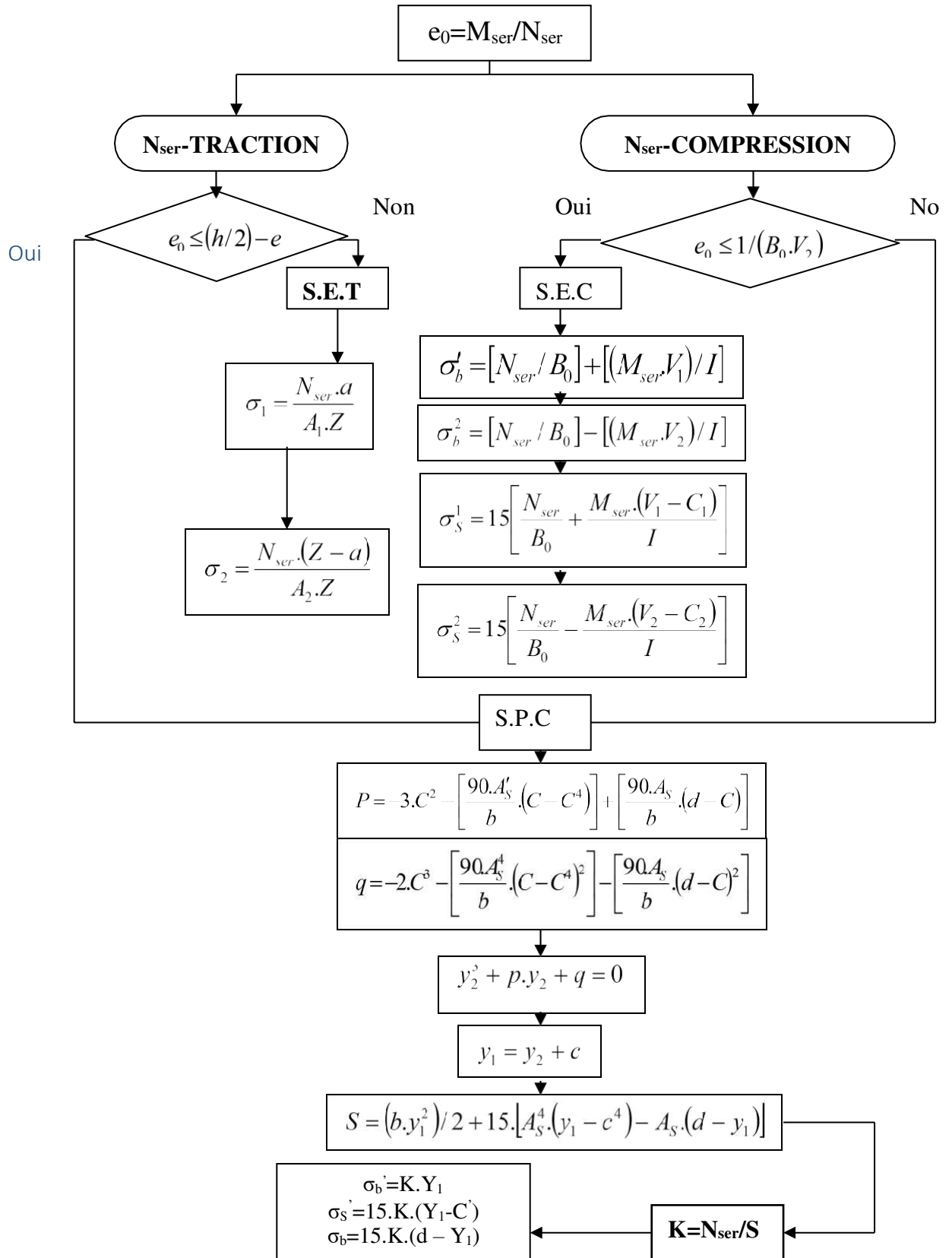
ANNEXE 2

**ORGANIGRAMME - II -
TRACTION SIMPLE**



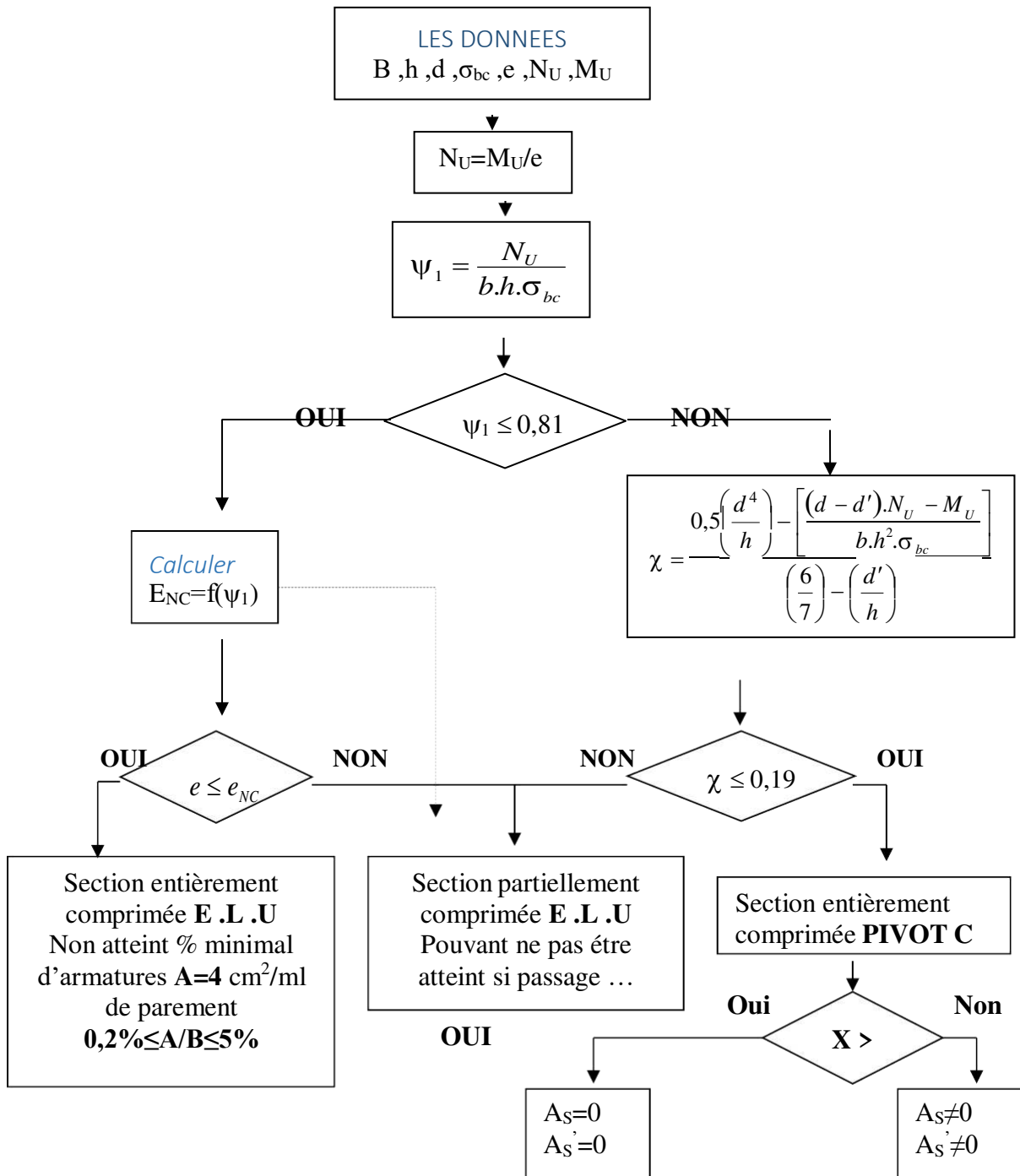
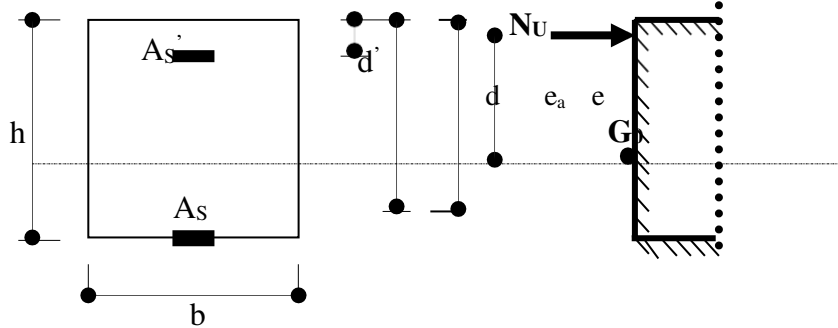
ANNEXE 2

**ORGANIGRAMME- III -
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



ANNEXE 2

ORGANIGRAMME - VI -
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE



ANNEXE 2

ORGANIGRAMME -V- VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-

