

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université ABOU-BEKR-BELKAID-TLEMCEM



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire d'obtention du Diplôme de
MASTER en Génie civil
Option : STRUCTURES

Thème :

**Apport de l'approche global et neuronal
à l'amélioration de l'analyse non linéaire des structures**

Soutenu le 02 juillet 2019 par :

Mme. MORSLI Nacima Ep. ABOURA

&

Mme. BELABBACI Amina Ep. BENDAHMANE

Devant le jury composé de :

Mme. DJAFOUR N.	Maître de conférences B à UABB – Tlemcen	Présidente
Mr. DERRAS B.	Professeur à UMT - Saida	Examineur
Mr. MATALLAH M.	Professeur à UABB- Tlemcen	Encadreur
Mme. GHEZALI S.	Maître assistant A à UABB - Tlemcen	Encadreur

Année universitaire : 2018 - 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

« و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

A la mémoire de mon très *cher père Mohammed* qui m'a toujours guidé dans la vie, mon exemple éternel après plus de 25 ans de sa mort, que dieu te garde dans son vaste paradis.

A ma très *chère mère Khadoudja* pour son affection, sa tendresse et ses sacrifices.

A mon *cher époux Abdelghani* l'homme de ma vie pour son amour, sa compréhension et son soutien moral.

A mes enfants *Sid Ahmed, Mustapha* et *Mohammed Riad*, prunelles de mes yeux, lumière de mes jours, et la source de mes efforts.

A la mémoire de mes *beaux-parents* qui m'ont beaucoup aidé par leurs amours et leurs prières.

A mes *frères, mes sœurs, mes beaux-frères, mes belles sœurs, mes neveux, mes nièces* et toute la famille.

A mon binôme et mon amie *Amina* qui a été vraiment persévérante et patiente le long de ce travail.

A ma voisine *Nabahet* et sa famille pour son soutien moral.

A tous mes *ami (ies)* pour leur soutien moral et leur aide dans la réalisation de ce travail, surtout *Latifa* qui grâce à elle j'ai réalisé ce travail.

A ma collaboratrice *Fouzia* pour son aide et sa patience.

A Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Nacima

Dédicace

« *و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب* »

A mes très chers parents qui m'ont soutenu durant mes études et qui m'ont toujours encouragé.

A mon époux, AHMED qui m'a épaulé moralement et qui m'a encouragé le long de cette année.

A mon fils Adem et ma fille Kawthar.

A ma sœur Mounira et mes belles sœurs.

A mes chères grandes mères.

A ma belle-mère.

A mes frères et mon beau-frère.

A mon binôme Nacima.

A mes adorables cousins et cousines.

A l'ensemble de ma famille surtout ma tante Cherifa et Naziha.

A mes amis (ies) et mes collègues...

Je vous dédie ce projet tout en vous souhaitant une longue vie pleine de réussite de santé et de bonheur

Amína

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la volonté, la force et la patience d'accomplir ce travail « AL HAMDE LI ALLAH »

Nous exprimons également notre profonde reconnaissance à madame *Ghezali.S* notre encadreur, avec elle on a eu un grand plaisir de travailler, et qui nous a guidés tout au long de ce travail. On tient spécialement à la remercier pour ses conseils, sa gentillesse, pour sa patience, pour sa motivation et pour sa grande disponibilité.

Nous adressons notre profond remerciement à notre encadreur monsieur *Matallah. M* nous tenons à lui exprimer notre sincère reconnaissance pour sa proposition de ce thème de recherche et pour la confiance qu'il a manifestée à nous. Ses conseils et aides précieux ainsi que les diverses réflexions que nous avons pu échangées.

Nous adressons nos remerciements les plus respectueux à Madame *Djafour.N* qui nous a fait l'honneur de présider notre jury de mémoire.

Nous remercions aussi monsieur *Derras.B*, qui nous a fait l'honneur d'accepter d'examiner ce travail. Ses idées seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche.

Nous tenons à exprimer notre sincères remerciements ainsi que notre grande gratitude et reconnaissance envers tous nos enseignants de la graduation « *département de Génie civil* ».

Et à la fin nous disons merci à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Sommaire

Dédicace	
Remerciement	
Sommaire	
Liste des symboles	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Résumé	
Abstract	
ملخص	
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Comportement linéaire et non linéaire de la structure	
I.1 Introduction.....	4
I.2. Comportement mécanique du béton et de l'acier.....	4
I.2.1 Comportement expérimental du béton.....	4
I.2.1.1. Comportement en compression uni axiale.....	4
I.2.1.2 Comportement en traction uni axiale.....	6
I.2.1.3 Comportement cyclique traction-compression.....	6
I.2.1.4 Comportement en cisaillement.....	7
I.2.1.5 Comportement multiaxial du béton.....	8
I.2.2 Comportement mécanique de l'acier.....	8
I.2.2.1 Comportement uni axial de l'acier.....	8
I.2.2.2 Chargement cyclique de traction-compression de l'acier.....	9
I.3 Les échelles de modélisation.....	10
I.3.1 Approche globale.....	11
I.3.1.1 Principe.....	11
I.3.1.2 Les avantages de l'approche globale.....	12
I.3.1.3 Les inconvénients de l'approche.....	12
I.3.2 Approche locale :.....	12
I.3.2.1 Principe.....	13
I.3.2.1.1 Approche macroscopique :.....	13
I.3.2.1.2 Les avantages de l'approche macroscopique.....	14
I.3.2.1.3 Les inconvénients de l'approche.....	14
I.3.3 Approche semi-globale.....	14
I.3.3.1 Principe.....	14

I.3.4 Approche multifibres	15
I.3.4.1 Les avantages de l'approche multifibre	16
I.3.4.2 Les Inconvénients de l'approche.....	16
I.3.5 Approche multicouche	16
I.3.5.1 Les avantages d'approche multicouche	17
I.3.5.2 Les Inconvénients de l'approche :.....	17
I.3.6 Conclusion.....	17
I.4 Méthodes de calcul, généralités sur la ductilité et la rotation plastique.....	17
I.4.1 Méthodes de calcul.....	17
I.4.1.1 Méthodes élastiques linéaires.....	19
I.4.1.1.1 Méthode statique équivalente :.....	19
I.4.1.1.2 Méthode d'analyse modale spectrale	20
I.4.1.1.3 Méthode d'analyse temporelle élastique	20
I.4.1.2 Méthodes non-linéaires et inélastique non-linéaire.....	21
I.4.1.2.1 Méthode d'analyse statique non-linéaire (PUSHOVER).....	21
I.4.1.2.2 Méthode d'analyse dynamique non-linéaire	22
I.4.2 Généralités sur la ductilité et la capacité de rotation.....	22
I.4.2.1 Introduction	22
I.4.2.2 Définition de la ductilité.....	22
I.4.2.3 Différents types de ductilité	23
I.4.2.3.1 Ductilité de déformation	23
I.4.2.3.2 Ductilité de courbure.....	23
I.4.2. 3.3 Ductilité de déplacement.....	24
I.4.2.4 Classes de ductilité.....	25
I.4.2.5 la rotule plastique	25
I.4.2.5.1 Introduction	25
I.4.2.5.2 calcule de la rotation plastique :.....	26
I.4.2.5.2.1 MATTOUK (Mattouk, 1964) :	26
I.4.2.5.2 .2 BAKER (Baker et al., 1964):	26
I.4.2.5.2.3 Corley (Corley, 1966) :	26
I.4.2.5.2.4 RIVA AND COHN (Riva et Cohn, 1994) :	27
I.4.2.5.2.5 SELON L'EUROCODE 8 :	27
I.4.2.5.3 Détermination de la longueur de rotule plastique	28
I.4.2.5.3.1 Priestley et Paulay	28
I.4.2.5.3.2 Corley	29

I.4.2.5.3.3 Priestley, Calvi et Kowalsky	29
I.4.2.5.3.4 Bae et Bayrak	30
I.4.2.5.3.5 Berry, Lehman et Lowes	31
I.4.2.5.3.6 ISIS Canada.....	31
I.4.2.5.3.7 Normes CSA	32
I.5 Conclusion.....	32
ChapitreII: Aperçu sur les modèles non linéaire	
II.1 Effet d'échelle.....	34
II.1.1 Introduction.....	34
II.1.2 Effet d'échelle dans les matériaux quasi-fragile.....	35
II.1.3 Modèles pour reproduire les effets d'échelles.....	35
II.1.3.1 Théorie de Carpinteri (1994)	35
II.1.3.2 La théorie déterministe de Bazant	36
II.3 Bases théoriques et physiques du modèle global développé par "Nouali et Matallah.....	39
II.3.1 INTRODUCTION	39
II.3.2 Modèle de Takeda (modèle originale)	39
II.3.3 Modèle de « Nouali et Matallah »	41
II.4 conclusion	46
Chapitre III: Approche neuronale	
III.1 Introduction	48
III.2 Neurone Biologique ou naturel	48
III.2.1 Le corps cellulaire ou le soma	49
III.2.2 Les dendrites.....	49
III.2.3 L'axone.....	49
III.3 Neurone Artificiel ou formel	50
III.4 Historique Des réseaux Neurone (Touzet, 1992)	52
III.5 Eléments de base	54
III.5.1 Structure des réseaux de neurones.....	54
III.5.2 L'apprentissage des réseaux de neurones	55
III.5.2.1 Procédé d'apprentissage	55
III.5.2.1.1 L'apprentissage supervisé	55
III.5.2.1.2 L'apprentissage non supervisé	55
III.5.2.1.3 L'apprentissage semi supervisé ou hybride.....	56
III.5.2.2 Algorithme d'apprentissage	56
III.5.2.3 Les règles d'apprentissage (Djafour,2005).....	57

III.5.2.3.1 La règle de HEBB	57
III.5.2.3.2 La règle du perceptron.....	57
III.5.2.3.3 La règle de WIDROW-HOFF ou la règle Delta.....	58
III.5.2.3.4 La règle Delta généralisée ou règle de la rétro propagation	58
III.5.3 La topologie des réseaux de neurones (architecture).....	59
III.5.3.1 Réseaux monocouche (Kadous, 2012)	59
III.5.3.2 Réseaux multicouche (Kadous, 2012).....	59
III.5.3.2.1 Réseau multicouche classique	60
III.5.3.2.2 Réseau à connexions locales	60
III.5.3.2.3 Réseau à connexions récurrentes ou bien les réseaux feed back.....	60
III.6 Modélisation	61
III.7 Avantages et inconvénients des réseaux de neurones	62
III.7.1 Avantages des réseaux de neurones	62
III.7.2 Inconvénients des réseaux de neurones	62
III.8 Conclusion.....	63
Chapitre IV: Etude paramétrique et validation des résultats	
IV.1 Simulation numérique pour la validation du modele de Nouali et Matallah	65
IV.1.1 Introduction	65
IV.1.2 Simulation des poutres en béton armé (Bosco et Debernardi).....	66
IV.1.3 Simulation des poutres de Bigaj et Walraven	70
IV.1.4 Simulation des poteaux de Rodrigues et al	73
IV.2 Simulation numérique par réseaux de neurone	76
IV.2.1 Introduction	76
IV.2 .2 Méthodologie de développement et mise en œuvre	80
IV.2 .2 .1 Description des données.....	80
IV.2 .2 .2 Discussion des résultats.....	85
IV.3. Conclusion.....	88
Conclusion générale.....	89
Références bibliographiques.....	91
Annexe 1	99
Annexe 2.....	111

Résumé

La ductilité est une considération primordiale dans la conception parasismique des structures en béton armé. L'analyse structurale non-linéaire sous chargement sismique peut être effectuée en introduisant les lois moments-courbures dans les zones appelées « rotules plastiques ». Afin d'établir ces lois, l'EC8 fournit des formules empiriques basées principalement sur l'expérimentation à petite échelle (tests au laboratoire). Cependant, dans la réalité, les dimensions des ouvrages et des structures sont grandes, ce qui pose problème lors de l'extrapolation de ces formules empiriques. La non prise en considération de l'effet d'échelle peut se traduire par une mauvaise estimation de la ductilité et par conséquent une conception dangereuse.

En vue de voir l'apport de la méthode des réseaux de neurones dans l'amélioration de la réponse sismique, une vérification de la compatibilité de ses résultats numériques avec les résultats obtenus par le modèle de « Nouali et Matallah » est faite en simulant la valeur de " θ_{pl} " pour différentes formes de poutre en béton.

Mots clés :

Ductilité, capacité de rotation, modélisation globale, réseaux de neurone, modèle de prévision.

Abstract

Ductility is a primary consideration in the seismic design of reinforced concrete structures. The nonlinear structural analysis under seismic loading can be carried out by introducing the laws moments-curvatures in the areas called "plastic ball joints". In order to establish these laws, EC8 provides empirical formulas based mainly on small-scale experimentation (laboratory tests). However, in reality, the dimensions of structures and structures are large, which is problematic when extrapolating these empirical formulas. Failure to take into account the scale effect may result in a poor estimate of ductility and therefore a dangerous design.

In order to see the contribution of the method of neural networks in the improvement of the seismic response, a verification of the compatibility of its numerical results with the results obtained by the model of "Nouali and Matallah" is made by simulating the value of " θ_{pl} " for different forms of concrete beam.

Keywords:

Ductility, rotation capacity, global modeling, neural networks, prediction model.

ملخص

الليونة هي الاعتبار الرئيسي في التصميم الزلزالي لهياكل الخرسانة المسلحة. يمكن إجراء التحليل الهيكلي غير الخطي تحت التحميل الزلزالي عن طريق إدخال قوانين لحظات- انحناءات في المناطق المسماة "مفاصل الكرات البلاستيكية". من أجل وضع هذه القوانين، EC8 يوفر صيغا تجريبية تستند أساساً إلى التجارب الصغيرة (الاختبارات المعملية). ومع ذلك، في الواقع، فإن أبعاد الهياكل والهياكل كبيرة، وهذا يطرح مشكلة عند استقراء هذه الصيغ التجريبية. عدم مراعاة تأثير المقياس قد يؤدي إلى تقدير ضعيف لليونة وبالتالي تصميم خطير.

من أجل رؤية مساهمة طريقة الشبكات العصبية في تحسين الاستجابة الزلزالية، يتم التحقق من توافق نتائجها العددية مع النتائج التي تم الحصول عليها بواسطة نموذج "نوالي ومعطى الله" من خلال محاكاة قيمة " θ_{pl} " لأشكال مختلفة من دعائم اسمنتية.

كلمات البحث:

الليونة، القدرة الدورانية، التصميم الكلي، الشبكات العصبية، نموذج التنبؤ.

Liste des symboles

l	Longueur d'élément
h	Profondeur de la section transversale
b	Largeur de la section transversale
d	Profondeur effective de la section transversale
d'	Enrobage
ρ	Pourcentage des armatures de traction
ρ'	Pourcentage des armatures de compression
F_y	Force élastique
ϵ_{su}	Déformation ultime de l'acier
E_s	Module de Young de l'acier
f_c	Contrainte maximale dans le béton comprimé
f_t	Contrainte maximale du béton en tracté
E_b	Module de Young du béton
G_c	Énergie d'écrasement de béton
f_y	Contrainte de plastification de l'acier longitudinale
ϵ_y	Déformation élastique des matériaux.
ϵ_c	Déformation du béton en compression
ϵ_{cu}	Déformation ultime du béton en compression
ϵ_{cy}	Déformation élastique du béton en compression
ϵ_s	Déformation de l'acier en traction
ϵ_u	Déformation maximale des matériaux.
ϵ_{uk}	Allongement correspond à la résistance à la rupture
ϵ_{su}	Déformation ultime de l'acier
ϵ_{su}^m	Déformation ultime moyenne de l'acier
A_s	Sections des armatures de traction
τ	Contraintes de cisaillement
ϕ	Courbure.
ϕ_x, ϕ_y, ϕ_z	Courbure suivant x,y et z.
M_x, M_y, M_z, T_y, T_z	Contraintes généralisées.
ou N_x	
ϕ_y	Courbe élastique.
ϕ_u	Courbe ultime.

Δ_y	Déplacement élastique.
Δ_u	Déplacement ultime.
μ_ε	Ductilité de déformation
μ_φ	Ductilité de courbure.
$\mu\Delta$	Ductilité de déplacement.
U_x, U_y, U_z	Translation suivant x, y et z.
θ	Rotation.
θ_y	Rotation élastique.
θ_u	Rotation ultime.
θ_{pl}	Rotation plastique.
l_{pl}	Longueur plastique.
l_{sp}	La longueur de pénétration de contraintes.
K	Facteur
A1, A2, C1, C2, et C3	Des constantes
λ_1, λ_2 et λ_3	Des constantes.
d_b	Diamètre de l'acier longitudinal
D	Largeur ou diamètre du poteau.
z	Distance entre la section critique et le point d'inflexion
α^+ et α^-	Module de décharge élastique
γ^+ et γ^-	Pincement des courbes sous chargement cyclique
β^+ et β^-	Dégradation de résistance sous chargement cyclique.
M	Moment.
My	Moment élastique.
Mu	Moment ultime.
σ_c	Contrainte dans le béton comprimé
σ_t	Contrainte dans le béton tracté
σ_s	Contrainte dans l'acier.
B	Paramètre contrôlant l'adoucissement
Gc	Energie d'écrasement de béton
d_s	Diamètre de l'armature
$w_{ij}(t)$	Poids de la connexion reliant les neurones S_i et S_j .
η	Un nombre compris entre 0 et 1, représentant le taux d'apprentissage.

t	Etape d'apprentissage.
X_i	L'entrée de neurone.
n	Nombre de neurone à la sortie.
m	Nombre de neurone à l'entrée.
d_j	La sortie désirée.
y_j	La sortie calculée.
X_{ij}	L'entrée i de neurone j.
η	Représente le coefficient d'apprentissage.
b	Le seuil d'activation (biais)
f	Fonction d'activation
E	Erreur quadratique

Liste des figures

Figure I-1: Loi de comportement du béton en compression sous chargement statique (Doneux, 2002)	5
Figure I-2. Comportement du béton en compression uni axiale (Haddi,).	5
Figure I-3 : Comportement du béton en traction directe (Terrien, 1980)	6
Figure I-4 : Essai P.I.E.D Comportement uniaxial du béton sous chargement cyclique (Ramtani, 1990).....	7
Figure I-5 : Trajets de chargements triaxiaux (Ragueneau, 1999).....	8
Figure I-6 : Comportement de l'acier en traction simple (Lemaitre et al., 1986)	9
Figure I-7 : comportement de l'acier en traction – compression : effet Bauschinger. (Lemaitre et al., 1986).	10
Figure I.8 : Modélisation SMART2008 : Trois types d'approches (a) Approche globale ; (b-c) Approche locale ; (d) Approche semi-local (Lermitte, 2010).	10
Figure I.9 : Modèle global de Takeda (Combescure, 2001).....	11
Figure I.10 : Modélisation à l'échelle macroscopique d'un élément en béton armé. (Nouali, 2017)	13
Figure I.11 : Discrétisation semi-globale d'une structure – Projet Ecoleader – Structure Camus	15
Figure I.12 : Modélisation multifibre (échelle semi-globale) d'après (Ceresa et al., 2007)..	15
Figure I.13 : Principe de fonctionnement de l'élément poutre multicouche..... (Ibrahim, 2013).	16
Figure I.14 : L'action sismique sur une structure	18
Figure I.15- Principe de la méthode statique équivalente (Drouna, 2010).....	19
Figure I.16 : Principe de la méthode modale spectrale (Drouna, 2010)..	20
Figure I.17 : système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés. (Elghoulzouria et al., 2015).....	21
Figure I.18: Ductilité de déformation (Doneux, 2002)	23
Figure I.19 : Ductilité de courbure (Doneux, 2002)	24
Figure I.20 : Ductilité de déplacement (Doneux, 2002).....	24
Figure I.21 : Classes de ductilité selon l'EC8.....	25
Figure I.22 : Définition de la longueur de la rotule plastique (Park et Paulay, 1975).	28
Figure I.23 Définition de la longueur de pénétration de contraintes (Priestley et al., 2007)	30
Figure II.1 : Variation de la résistance de flexion et de compression du béton selon la taille des éprouvettes.....	34
Figure II.2 – Fissure fractale et sa zone d'élaboration d'après Carpinteri (Bazant, 2005)..	36
Figure II.3 Zones de relâchement des contraintes dans une éprouvette entaillée selon Bazant (Bazant, 2005)	37
Figure II.4 : Loi d'effet d'échelle proposée par Bazant (Bazant, 1984) pour des structures entaillées (Bazant, 2005)	38
Figure II.5 : Définition Modèle de Takeda implémenté dans Cast3M (Nouali, 2017).....	40
Figure II.6 : Relation contrainte-déformation pour le béton en compression. (Nouali, 2017)	42

Figure II.7 : Répartition des contraintes dans l'acier et le béton après la première fissure (Casanova et al., 2012)	43
Figure II.8: Comportement Béton-Acier (Nouali, 2017).	44
Figure II.9 : La distribution des déformations et des contraintes dans la section	45
Figure III.1: Un neurone biologique.....	49
Figure III.2: La structure d'un neurone artificiel.....	50
Figure III.3 : Analogie entre neurone biologique et neurone formel (Touzet, 1992).....	51
Figure III.4 : Un schéma simple d'un réseau de neurone.....	55
Figure III.5 : réseau de neurones monocouche.....	59
Figure III.6 : Réseau multicouche classique (Kadous, 2012)	60
Figure III.7 : Réseau à connexion locale (Kadous, 2012)	60
Figure III.8: Réseau à connexions récurrentes (Kadous, 2012)	61
Figure IV.1: Schéma de Chargement et emplacement des instruments de mesure (Bosco and Debernardi, 1992)	67
Figure IV.2 : Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour h=0.2m.....	68
Figure IV.3 : Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour h=0.4m.....	69
Figure IV.4: Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour h=0.6m.....	69
Figure IV.5 : Géométrie des trois spécimens (Bigaj, et Walraven, 2002)	71
Figure IV.6 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour la poutre B.1.2.....	72
Figure IV.7 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour la poutre B.0.2.....	72
Figure IV.8 : Dimensions et ferrailage des différents poteaux (Rodrigues, 2012)	74
Figure IV.9 : Dispositif expérimental (Rodrigues et al., 2013b)	74
Figure IV.10 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour le poteau de Section (20×40) cm.	75
Figure IV.11 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour le poteau de Section (30×30) cm.....	75
Figure IV.12 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour le poteau de Section (30×50) cm.	75
Figure IV.13 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour le poteau de Section (30×40) cm.	76
Figure IV.14 : Réseau de neurone ajusté.	77
Figure IV.15 : Architecture du réseau neurone	78
Figure IV.16 : Méthodologie de développement du Réseau de neurones artificiels (RNA) (Bendaoud, 2014).....	79
Figure IV.17 : Représentation des données fournies au réseau de neurone (RN)	82
Figure IV.18: Pourcentage de validation et de test proposé.....	83

Figure VI.19 : Architecture et nombre de neurones pour RN.....	83
Figure IV.20 : Paramètres obtenues après trainage	84
Figure IV. 21 : Courbes de régression de production.....	85
Figure IV.22 : Histogramme d'erreur.....	87
Figure IV.23 : représentation graphique des erreurs de formation, des erreurs de validation, et les erreurs de test.....	88

Liste des tableaux

Tableau III.1: Les différentes fonctions d'activation pour les neurones.....	51
Tableau IV.1 : Caractéristiques géométrique des onze éprouvettes.	67
Tableau IV.2 : Les paramètres du modèle de Takeda modifié	68
Tableau IV.3 : caractéristiques géométriques et mécaniques des spécimens	71
Tableau IV.4 : Caractéristiques géométriques et conditions de test	73
Tableau IV.5 : Paramètres du modèle.....	80
Tableau IV.6 : Indicateurs utilisés et plage de variation.....	81

Introduction générale

Le séisme est un risque naturel majeur imprévisible dont il est difficile de parler de prédiction. Quand il se produit, les structures subissent une mise en mouvement et des déformations imposées, ce qui peut engendrer des dégâts considérables de destructions, et entraîner des pertes des vies humaines. Afin de limiter ces dommages, on peut en revanche prendre des dispositions à travers des constructions dites « parasismiques », qui exigent un niveau rigoureux de sécurité, et qui sont dictées par des codes parasismiques. Cette conformité est généralement interprétée comme une garantie de résistance face aux séismes. Techniquement, la protection sismique se traduit par la réalisation des structures capables de s'endommager sans s'effondrer, c'est-à-dire conférer aux constructions une « ductilité suffisante ». De nombreuses techniques constructives ont été développées pour concevoir des structures ductiles. Ce terme « ductilité » définit la capacité d'une structure à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur, cette dernière est une considération extrêmement importante, d'ailleurs, la philosophie actuelle des codes se base sur les conceptions parasismiques qui stipulent que les structures doivent développer une ductilité suffisante dans le cas des séismes afin d'assurer la protection des vies humaines et pour agrandir la survie de la structure.

Les codes se basent généralement sur des formules empiriques tirées principalement de tests réalisés sur des éléments au laboratoire. Cependant, les ouvrages et les structures ont des dimensions beaucoup plus grandes que les éléments testés au laboratoire. Cette variation d'échelle n'est pas prise en compte et elle est dû principalement à la nature quasi-fragile du béton. La non prise en compte de cet effet peut conduire à une mauvaise estimation de la ductilité pour des ouvrages et structures réelles et par conséquent des conceptions dangereuses.

Le premier but fondamental de cette étude est de mettre en évidence l'importance de la prise en considération des phénomènes de l'effet d'échelle et ça en utilisant le modèle développé par « NOUALI et MATALLAH » qui est un modèle global basé sur le concept de la mécanique de rupture.

Le deuxième but est d'étudier l'amélioration de la réponse sismique d'un bâtiment, en utilisant les réseaux de neurone pour l'évaluation de la rotation plastique " θ_{pl} ", ces derniers constituent l'une des approches d'intelligence artificielle qui ont la capacité de classification, de simulation et de prise de décision.

Ce manuscrit s'articule autour de quatre chapitres :

Le premier chapitre décrit quelques rappels sur les principaux résultats significatifs du comportement expérimental du béton et de l'acier rencontrés dans la littérature, ainsi que les différents types d'échelles de modélisation. Ensuite, nous rappelons les différentes méthodes de calculs, suivie par un état d'art ou on a rappelé quelques généralités de ductilités, ses différents

types, ses classes, et nous terminons ce chapitre par les différentes formules de détermination de la rotation plastique proposé par différents codes et par différents auteurs.

Dans le deuxième chapitre, nous avons souligné l'importance du phénomène d'effet d'échelle en rappelant ses multiples théories de bases. Ensuite on a cité les bases théoriques et physiques du modèle global développé par « Nouali et Matallah" qui englobe toutes les corrections qui peuvent conduire à une bonne estimation de la valeur de ductilité, et à une bonne représentation du comportement des éléments en béton armé jusqu'à la ruine

Le troisième chapitre comporte une revue bibliographique sur les réseaux de neurones, ou on a exposé leur structure, leur fonctionnement, leurs historiques ainsi que leurs avantages et inconvénients.

Dans le quatrième chapitre, nous exposons les résultats obtenus d'une analyse non linéaire (pas à pas) sur différents types de poutres en flexion ainsi que sur différents types de poteaux en béton armé, en utilisant le logiciel de calcul des éléments finis CAST3M, suivie par une autre simulation numérique en utilisant les réseaux de neurone pour voir la compatibilité de ses résultats numériques avec les résultats obtenue par le modèle de « NOUALI et MATALLAH » en simulant la valeur de " θ_{pl} " (rotule plastique) pour différentes formes de poutre en béton.

Nous avons clôturé ce travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Comportement linéaire et non linéaire de la structure

I.1 Introduction

Le béton armé est le matériau de constructions le plus utilisé dans le domaine de Génie Civil. Il est largement employé dans plusieurs types de structures d'importance particulières : les grands ponts, les réacteurs nucléaires et les plates formes pétrolières. L'économie, l'efficacité, la résistance en font un matériau attrayant pour une grande gamme d'applications structurales.

A l'état actuel, le béton armé fait l'objet d'un nombre important de travaux scientifiques. La modélisation de son comportement et de sa dégradation est une tâche difficile. En effet, selon la nature et l'intensité de la sollicitation, le matériau béton se dégrade de manière complexe faisant intervenir un ou plusieurs mécanismes élémentaires : plasticité, endommagement, glissement, frottement, fissuration...

Afin de mieux comprendre ces phénomènes de dégradation, il est si nécessaire de comprendre le comportement des matériaux (Acier-Béton).

I.2. Comportement mécanique du béton et de l'acier

I.2.1 Comportement expérimental du béton

En génie civil, le béton est sans doute le matériau le plus utilisé pour la construction d'ouvrages. Afin de mener à bien le calcul de ces ouvrages, il est nécessaire de connaître la réponse de ce matériau aux diverses sollicitations. L'une des caractéristiques du béton est un comportement différent en traction et en compression : il est beaucoup plus résistant en compression. C'est la raison pour laquelle il est souvent considéré comme ayant une résistance nulle en traction lors des calculs réglementaires de structures. Ce comportement, en traction et en compression, est fortement influencé par les mécanismes internes d'altérations qui conduisent à une perte de raideur.

I.2.1.1. Comportement en compression uni axiale

L'essai de compression uni axiale du béton est un essai qui a largement été étudié afin de connaître la résistance maximale en compression. Cette résistance maximale est en effet la caractéristique fondamentale de ce matériau sur le plan industriel.

Bien que le béton soit constitué de matériaux fragiles (granulats, pâte de ciment), son comportement en compression, que l'on traduit principalement par une relation contrainte-déformation, est non linéaire et présente une certaine pseudo-ductilité reliée à la microfissuration du matériau. En effet, lorsque le béton est soumis à des contraintes supérieures à 40% de sa résistance en compression, la microfissuration s'initie et tend à se propager parallèlement au chargement lors de son augmentation. La relation contrainte-déformation tend alors à se courber graduellement, traduisant une perte de rigidité, jusqu'à une augmentation plus rapide des déformations au-delà d'une contrainte de 70% à 80% de la résistance en compression qui mène à

la rupture par fissuration. La figure I-1 illustre la relation contrainte-déformation ($\sigma - \epsilon$) du béton en compression.

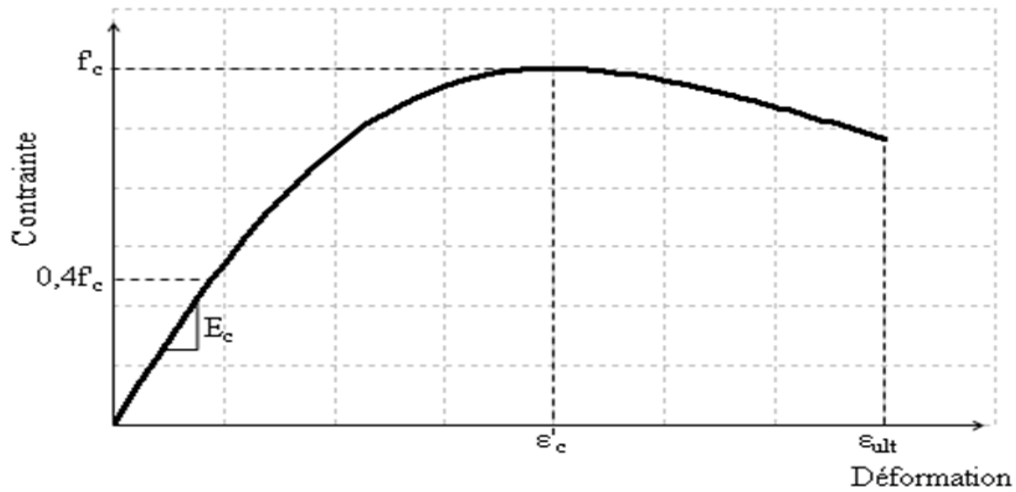


Figure I-1 : Loi de comportement du béton en compression sous chargement statique (Doneux, 2002)

La courbe caractéristique reliant les contraintes aux déformations obtenues lors des essais de compression uni axiaux sur un cylindre en béton est présentée sur la figure (I-2). Elle montre le comportement du béton en compression uni axiale peut être divisé en deux zones : la partie ascendante de la courbe contrainte-déformation décrit le comportement du béton non fissuré (présence uniquement de microfissures non visibles à l'œil nu) alors que la partie d'adoucissement est associée au comportement du béton fissuré (les fissures sont observables à l'œil nu).

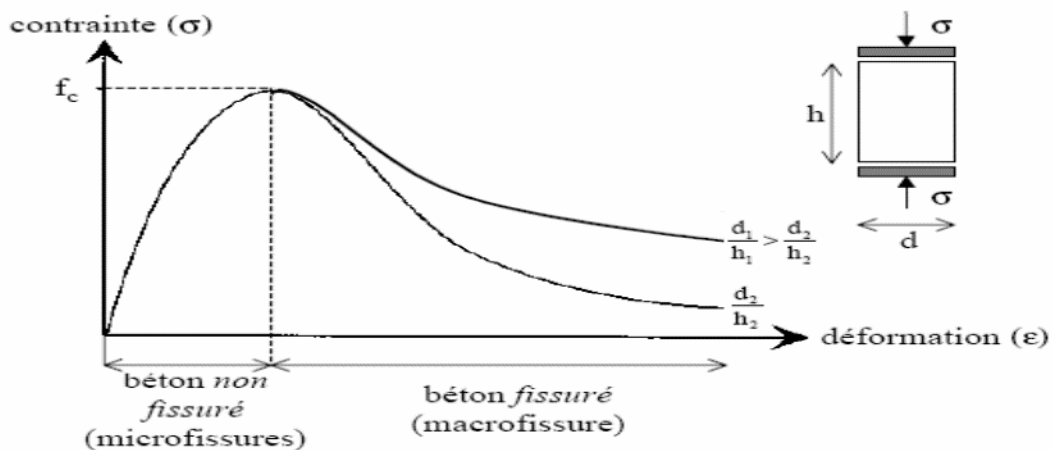


Figure I-2. Comportement du béton en compression uni axiale (Haddi,).

I.2.1.2 Comportement en traction uni axiale

Le béton a une très faible résistance en traction. Ceci est d'ailleurs la raison pour laquelle il est considéré comme ayant une résistance nulle en traction lors des calculs réglementaires. Cependant, l'étude de ce comportement est nécessaire afin d'approfondir la connaissance de ce matériau en vue de sa modélisation. Contrairement à l'essai de compression, la mise en œuvre d'un essai de traction directe est difficile. Le recours à des procédés d'évaluation indirecte de la résistance en traction devient alors nécessaire.

Les premiers essais de traction directe ont été réalisés par Terrien (voir figure I-3).

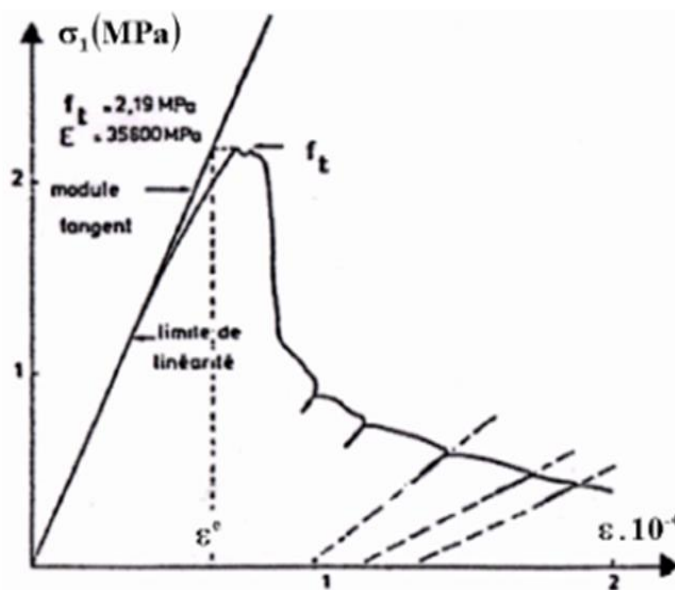


Figure I-3 : Comportement du béton en traction directe (Terrien, 1980)

L'interprétation de cette courbe fait apparaître distinctement deux phases :

- Le près-pic ($\sigma < f_t$) où la courbe s'écarte assez peu de la droite élastique. Selon Terrien, les premières dégradations apparaissent à environ 50% de la contrainte maximale.
- Le post-pic (phase d'adoucissement) où la contrainte chute brutalement avant de se stabiliser.

I.2.1.3 Comportement cyclique traction-compression

Les essais cycliques de traction-compression permettent de mettre en évidence une propriété importante du comportement du béton, c'est le caractère unilatéral. Ce phénomène consiste en une restauration de la raideur lors du passage d'un chargement en traction (où cette raideur est initialement endommagée du fait de la fissuration) à un chargement en compression, ou le matériau retrouve sa raideur initiale.

Ce comportement est lié au fait que sous contrainte de compression les fissures de traction se referment faisant en sorte qu'il n'y ait aucune interaction avec celles qui vont se créer en compression dans une direction perpendiculaire. Le béton retrouve alors un comportement de matériau sain.

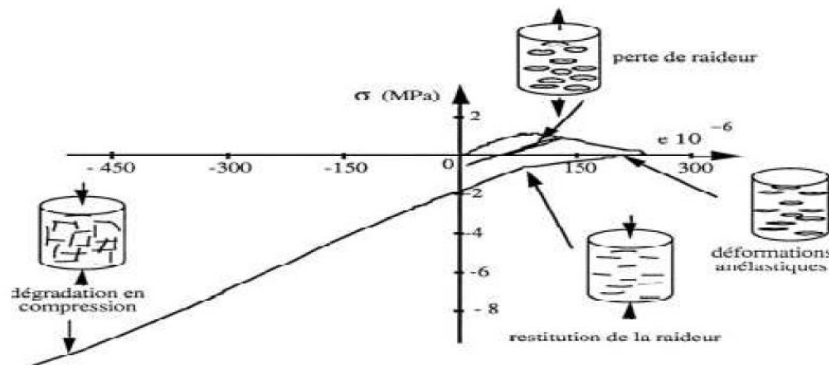


Figure I-4 : Essai P.I.E.D Comportement uniaxial du béton sous chargement cyclique (Ramtani, 1990).

I.2.1.4 Comportement en cisaillement

Dans le béton brut, le transfert des forces de cisaillement à travers le plan de la fissure se fait principalement par les granulats. Ce mécanisme de transfert de la force de cisaillement implique que la capacité du béton au cisaillement est déterminée par la largeur de l'ouverture de fissure. Considérant le transfert de cisaillement dans des échantillons de béton non armé, avec des zones de fissures constantes, (Paulay et Loeber, 1974) ont observé expérimentalement que la relation contrainte-déformation de cisaillement est essentiellement fonction de la largeur de la fissure. Dans le cas où l'ouverture de la fissure est petite (environ 0.125mm), la contrainte de cisaillement de glissement est linéaire, la force de pic étant d'environ $0.20 f_c$. Pour une ouverture plus grande (jusqu'à 0.5mm), on constate une certaine perte de rigidité, mais la contrainte de cisaillement maintient une capacité maximale d'environ $0.20 f_c$. La faible capacité de transfert d'effort de cisaillement se trouve dans le cas des grandes ouvertures de fissure (> 0.8 mm) (Laible et al., 1977).

Dans le béton armé, la résistance en cisaillement est augmentée grâce à l'effet de confinement des armatures transversales avec une limite à $0.30 f_c$ (Hofbeck et al., 1969). Les études expérimentales montrent également que la contrainte de cisaillement dans ce cas présente une résistance résiduelle. Cette résistance en régime adoucissant est maintenue lorsque les glissements sont modérés (Walraven et Reinhardt 1981), (Bažant et Gambarova 1984) ont proposé un modèle de cisaillement implanté dans un code élément finis en s'appuyant sur la théorie de bande de fissures. Les modèles de béton développés par la suite ont aussi intégré ce phénomène de façon directe ou indirecte.

I.2.1.5 Comportement multiaxial du béton

Depuis le début du siècle, nombre d'études expérimentales ont été effectuées pour déterminer la résistance du béton sous un état de contraintes multiaxiales (Wastiels, 1979). Les différences dans le comportement observé du béton peuvent être attribuées soit à des matériaux différents, soit aux différentes méthodes d'essai. Une campagne d'essais dans laquelle des échantillons de matériaux identiques ont été soumis à divers états de contraintes biaxiales et triaxiales a été réalisée par (Gerstle et al., 1980) afin de mettre en lumière les relations contrainte-déformation du béton. Ils indiquent qu'il existe des différences systématiques dans les résultats qui dépendent de la méthode d'essai utilisée. Les principales relations contrainte-déformation des essais sont transformées dans l'espace octaédrique, et la réponse du matériau est exprimée en termes de variables internes et de modules de cisaillement. On note ainsi que la réponse en compression du béton est largement influencée par le confinement. Cette caractéristique est essentielle lorsque l'on s'intéresse aux structures soumises à des chocs sévères, générant des pressions de confinement supérieures de l'ordre du GPa.

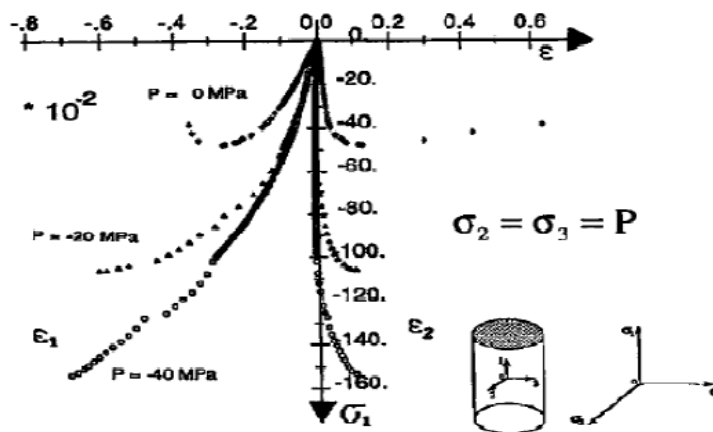


Figure I-5 : Trajets de chargements triaxiaux (Ragueneau, 1999)

I.2.2 Comportement mécanique de l'acier

I.2.2.1 Comportement uni axial de l'acier

L'acier est un matériau isotrope homogène qui peut être sollicité de manière identique dans toutes les directions en compression et en traction.

L'EC2 retient 3 types d'acier :

Classe A : acier à ductilité normale $\epsilon_{uk} > 2.5\%$;

Classe B : acier à haute ductilité $\epsilon_{uk} > 5\%$;

Classe C : acier très haute ductilité $\epsilon_{uk} > 7.5\%$.

D'où ϵ_{uk} est l'allongement qui correspond à la résistance à la rupture.

Dans les zones sismiques, l'EC8 stipule que dans les éléments sismiques primaires, l'acier du béton armé de classe B et C doit être utilisé, et que dans les zones de rotules plastiques potentielles, les armatures longitudinales doivent être constituées d'un acier de classe C (article 5.3.2 (EC8)).

La figure (I-6) montre l'allure typique du comportement du matériau acier soumis à un essai de traction. Nous pouvons constater clairement deux comportements différents (Lemaitre et al., 1986) ; tant que nous restons au-dessous du point de la limite élastique, le comportement reste élastique, c'est à dire que la courbe de décharge est confondue avec la courbe de charge (quand le chargement redevient nul, l'éprouvette retrouve sa forme initiale).

Quand le chargement dépasse la limite élastique et si ensuite nous enlevons la charge des déformations permanentes apparaissent. Contrairement au béton, le module de décharge est pratiquement le même avec le module de Young initial.

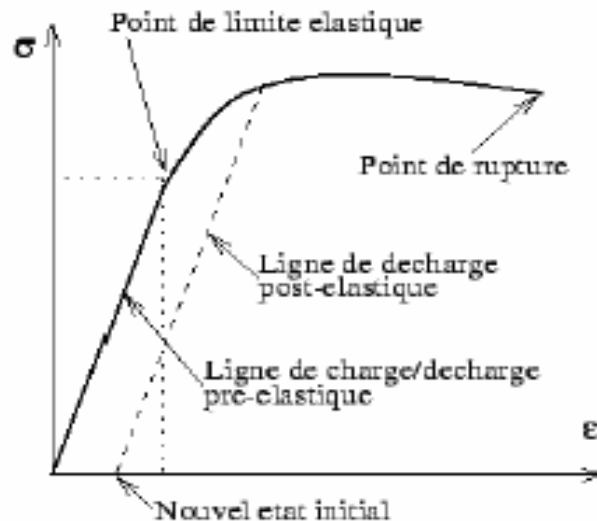


Figure I-6 : Comportement de l'acier en traction simple (Lemaitre et al., 1986)

I.2.2.2 Chargement cyclique de traction-compression de l'acier

Lors de sollicitations cycliques de traction - compression, la plupart des aciers voient leurs propriétés varier au cours des cycles. Lorsqu'on soumet une éprouvette à un essai de traction suivi d'un essai de compression on constate que la traction préalable écouit le matériau dans le sens de traction (augmentation de la limite d'élasticité) mais l'adoucit dans le sens de la compression (effet Bauschinger). La figure (I-7) montre clairement que la limite d'élasticité en compression est plus faible que la limite initiale en compression f_{eb} et f_e . L'effet Bauschinger est présent quel que soit l'amplitude de déformation imposée (Lemaitre et al., 1986).

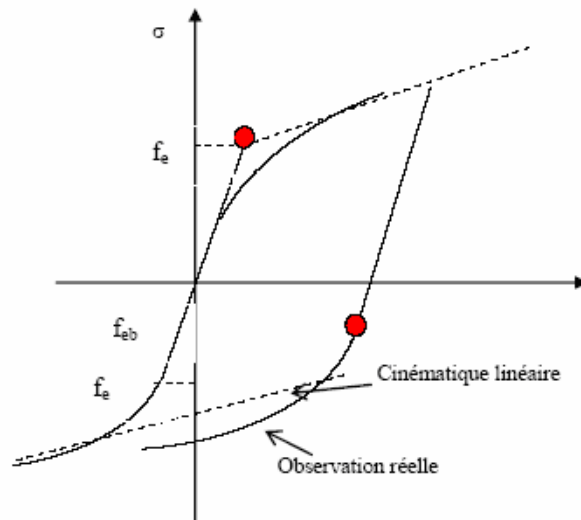


Figure I-7 : comportement de l'acier en traction – compression : effet Bauschinger. (Lemaitre et al., 1986).

I.3 Les échelles de modélisation

La modélisation numérique est un outil incontournable dans le domaine de l'analyse et de l'étude des structures/ouvrages de génie civil. Elle contribue à la compréhension du comportement mécanique des matériaux utilisés dans les constructions afin de maîtriser les mécanismes entraînant leur dégradation et permettre ainsi la prédiction de leur comportement sous diverses sollicitations (Zirar et Taibi, 2017).

Plusieurs approches peuvent être adoptées afin de modéliser le comportement d'un élément de structure soumis à des chargements mécaniques (statique/dynamique, monotone/cyclique) : on peut citer trois approches : approche globale, approche semi-globale et approche macroscopique (Figure I.8).

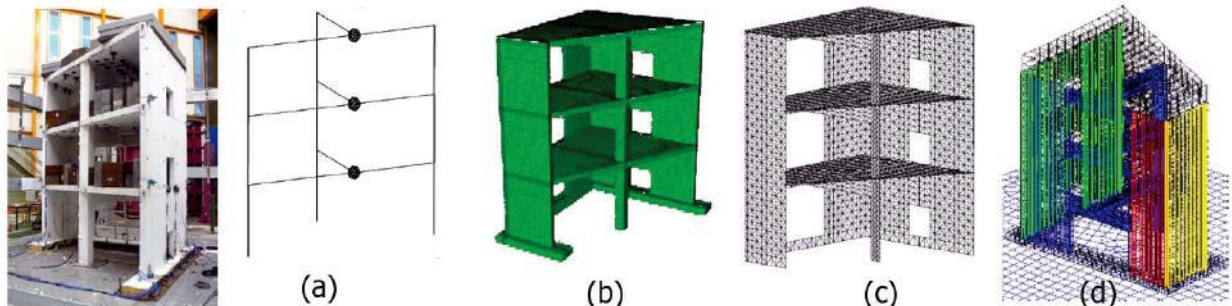


Figure I-8 : Modélisation SMART2008 : Trois types d'approches (a) Approche globale ; (b-c) Approche locale ; (d) Approche semi-local (Lermitte, 2010).

I.3.1 Approche globale

Les modèles globaux utilisent des lois de comportement qui relient les quantités structurales globales. Elles représentent le comportement des éléments de la structure (assemblage, nœud ...). Ce type de modèles est attractif d'un point de vue temps de calcul et souplesse de mise en œuvre (Nouali, 2017).

Ces lois peuvent être du type moment-courbure pour des supports de type poutre ou encore force-déplacement en tête pour des éléments de structures (mur, assemblages, . . .).

Plusieurs familles de lois existent et permettent de décrire des comportements en traction compression, flexion ou encore cisaillement.

Concernant les lois de flexion utilisant des relations moments-courbures, les plus connues et les plus utilisées sont celles de Clough (Clough et Johnston, 1966) et Takeda (Takeda et al., 1970), voir figure I.9.

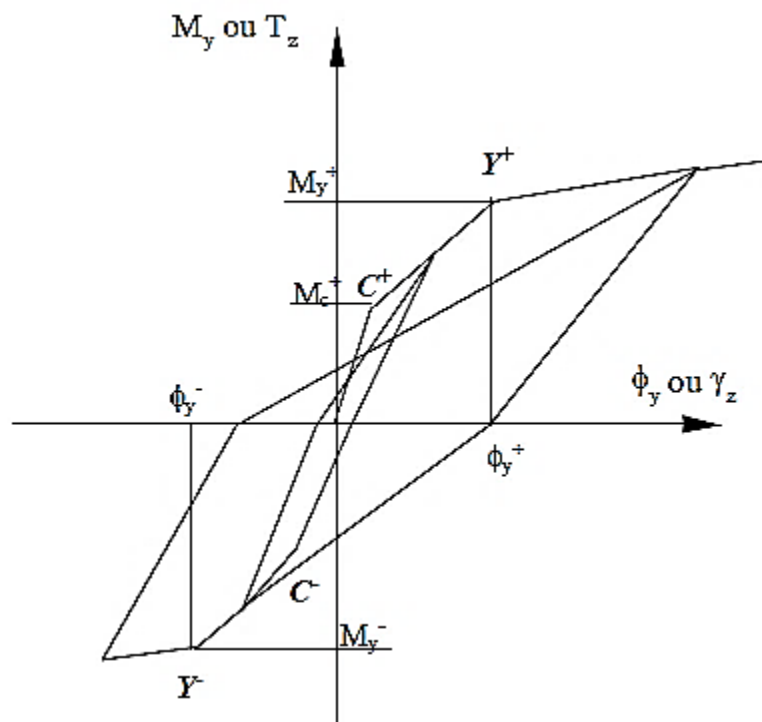


Figure I-9 : Modèle global de Takeda (Combescure, 2001)

I.3.1.1 Principe

Les lois de comportement globales sont des relations entre une déformation généralisée (ϕ_x , ϕ_y , ϕ_z , γ_y , γ_z ou ϵ_x) et sa contrainte associée (M_x , M_y , M_z , T_y , T_z ou N_x) sans passage par des lois matériaux locales (Fardis, 1991). Ce niveau de modélisation est particulièrement bien adapté à l'étude de structures complexes sous chargement sismique. Il permet d'effectuer des calculs temporels beaucoup plus rapides que ceux correspondants aux modèles de comportement local.

Les lois non linéaires s'appuient sur des éléments de barre ou de poutre (Timoshenko ou Bernoulli) et sont basées sur la théorie classique de la plasticité avec l'introduction de surfaces de plasticité ou surfaces seuils de type $f(N, V, M) = 0$, ou de la mécanique de l'endommagement par l'introduction d'une variable interne représentative de l'état de détérioration du matériau. Actuellement, l'état de l'art des modèles globaux développés pour le calcul des éléments de structure est bien avancé et certaines méthodes de modélisation simplifiées sont intégrées dans les nouveaux codes de conception.

Concernant la modélisation des éléments de structure, l'état de l'art des modèles globaux développés pour le calcul des voiles est moins avancé que celui des modèles construits pour le calcul des poutres et des poteaux. En effet, dans le cas des voiles en béton armé, les déformations inélastiques dues à l'effort tranchant peuvent avoir une influence notable sur la réponse globale.

Une première approche pour prendre en compte ces effets réside dans l'enrichissement des modèles de flexion. Ainsi, la loi de flexion de Takeda a été modifiée par (Roufaiel et Meyer, 1987) afin de décrire le pincement des boucles d'hystérésis associé à la fissuration diagonale par cisaillement. Des relations explicites entre le déplacement relatif et l'effort tranchant à la base sont établies et il est démontré que le modèle prédit d'une façon satisfaisante la courbe enveloppe d'un chargement cyclique.

I.3.1.2 Les avantages de l'approche globale

- Elle est adaptée à la modélisation des structures minces de type coque (dalle et voile).
- Elle est peu coûteuse en temps CPU et en taille mémoire.
- Elle peut être combinée à l'emploi d'autres éléments de structure (coques multicouches, ...).

I.3.1.3 Les inconvénients de l'approche

- Elle ne permet pas de représenter finement les phénomènes mécaniques et les réponses locales.
- La mise en œuvre des modèles de comportement globaux nécessite une identification des paramètres pouvant être difficile.

I.3.2 Approche locale :

Les modèles locaux utilisent des lois de comportement de type contrainte-déformation, ces lois décrivent le comportement intrinsèque de chaque matériau constitutif de la structure. Elle représente de façon plus précise les phénomènes physiques à l'échelle des matériaux.

L'identification des paramètres pour ces modèles est accomplie en recourant à des essais expérimentaux.

I.3.2.1 Principe

Les approches locales ne mettent en œuvre aucune hypothèse sur la forme des distributions spatiales du champ de déplacement. Les lois de comportement des matériaux sont entièrement décrites par des variables locales (contraintes et déformations) et sont en général indépendantes de la géométrie de la structure. La modélisation par la méthode aux éléments finis (MEF) permet d'accéder aux déformations en tout point de la structure à partir des déplacements nodaux et les contraintes correspondantes sont intégrées sur le volume de l'élément pour accéder aux forces internes. Les résultats obtenus par cette approche sont complets et donnent accès à la distribution spatiale de l'état du matériau, permettant aussi d'afficher les zones critiques.

Ces modèles peuvent être exprimés à différentes échelles :

I.3.2.1.1 Approche macroscopique :

La modélisation du béton à l'échelle macroscopique (Figure I.10) a beaucoup évolué. Actuellement, des phénomènes très complexes sont pris en compte par ce type de modélisation. Ce type de modélisation est basé sur la théorie de la thermodynamique qui constitue un cadre très précieux pour guider et limiter les choix de la modélisation phénoménologique. En effet, la thermodynamique permet d'associer à chaque phénomène sa variable et à chaque variable sa loi d'évolution.

Les lois de comportement des matériaux sont entièrement décrites par des variables locales (contrainte –déformation), leur modélisation est en général indépendante de la géométrie de la structure et donne des informations locales sur l'état de la fissuration, de l'endommagement et de plastification. Cependant, ce type de discrétisation nécessite des espaces de stockage importants en des coûts élevés en termes de temps.

Chaque matériau peut être décrit par une loi de comportement qui relie les contraintes aux déformations contrairement à l'approche globale.

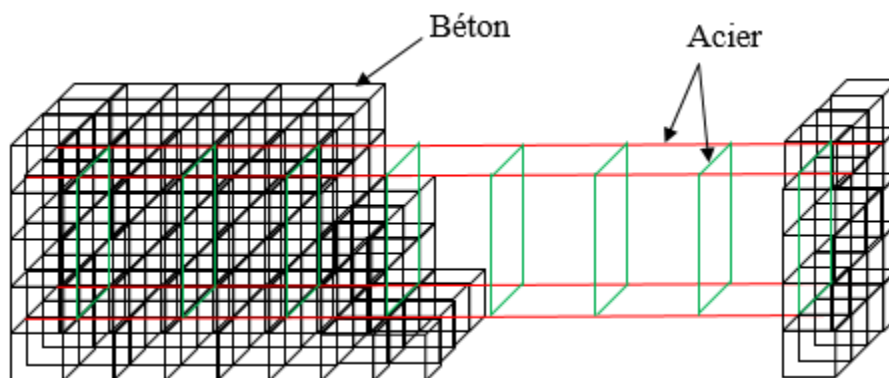


Figure I-10 : Modélisation à l'échelle macroscopique d'un élément en béton armé. (Nouali, 2017)

I.3.2.1.2 Les avantages de l'approche macroscopique

- Elle permet de représenter finement des géométries complexes du type nœuds d'ossatures ou zones que l'on cherche à modéliser avec précision (y compris l'ensemble du ferrailage longitudinal et transversal).
- Elle permet de représenter tous les types de chargement.
- Elle permet d'accéder aux grandeurs globales et locales.

I.3.2.1.3 Les inconvénients de l'approche

- Elle est plus coûteuse en temps CPU et en taille mémoire que les modélisations semi-globales et globales, à cause de l'élaboration de modèle théorique et implémentation dans le code de calcul par le modélisateur.
- Volume important de calculs, généré par le grand nombre de degrés de liberté utilisés.

I.3.3 Approche semi-globale

La modélisation à l'échelle semi-globale est un compromis entre une modélisation locale qui nécessite trop de paramètres et une modélisation globale pauvre en informations locales à l'échelle du matériau.

I.3.3.1 Principe

Cette approche permet d'utiliser les modèles locaux de comportement du béton et de l'acier, dans le cadre d'une cinématique simplifiée, associée aux éléments finis de type poutre, plaque ou coque (Ile 2000). Les modèles de ce type permettent d'une part d'exploiter les caractéristiques des éléments de structure en réduisant la taille du système d'équations, et d'autre part favorisent une intégration plus rapide des lois de comportement.

L'avantage important de ces approches réside dans le couplage implicite des efforts de flexion et de l'effort normal. Cette approche est la mieux adaptée pour la modélisation des systèmes de poutres et poteaux. Dans ce cadre, ils ont permis d'obtenir d'excellents résultats, en statique comme en dynamique.

Chaque élément de la structure est décomposé en plusieurs éléments poutres possédant un nœud à chaque extrémité. Les déplacements à chaque nœud peuvent être utilisés pour déterminer les déformations généralisées au niveau de la poutre. La théorie des poutres suivant l'hypothèse de Bernoulli ou de Timoshenko permettent d'accéder aux déformations locales au niveau de chaque fibre. Ces déformations sont alors utilisées pour calculer les contraintes, dont l'intégration sur la section conduit aux efforts généralisés.

A cette échelle, on distingue deux possibilités de discrétisation, à savoir : une modélisation en poutres multifibres et une autre en coques multicouches.

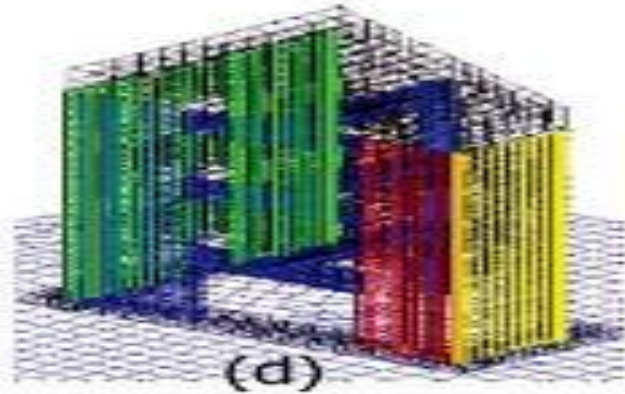


Figure I-11 : Discretisation semi-globale d'une structure – Projet Ecoleleader – Structure Camus (Lermitte, 2010).

I.3.4 Approche multifibres

L'approche multifibres (Figure I.12) s'appuie sur une cinématique du type poutre Timoshenko ou Euler-Bernoulli. Un élément de structure présente donc deux niveaux de discrétisation. Le premier niveau est réalisé à travers des éléments poutre et, le second niveau consiste à discrétiser chaque section selon un certain nombre de fibres. Ainsi, au premier niveau, il est possible de définir les déformations généralisées (effort normal, efforts tranchants, moments fléchissant), le lien entre ces deux quantités étant fait au moyen de termes de rigidité lorsque le comportement est élastique.

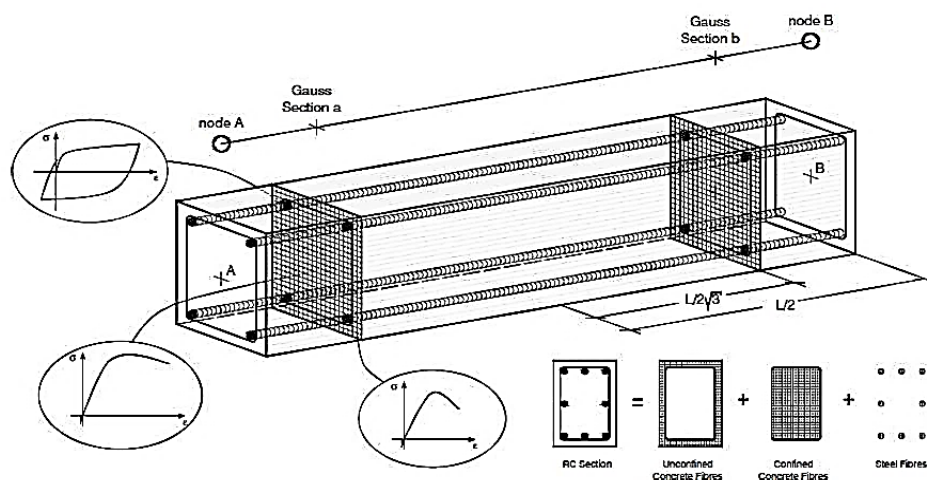


Figure I-12 : Modélisation multifibre (échelle semi-globale) d'après Ceresa et autres (Ceresa et al., 2007).

I.3.4.1 Les avantages de l'approche multifibre

- Elle est adaptée à la modélisation des éléments de type poutre.
- Moins coûteuses dans le temps exécution et la mémoire de stockage.
- Elle permet de réduire la taille de problème par rapport à un modèle en élément massif (approche globale).
- Ce type modélisation est adaptable pour des structures simples.
- C'est un modèle robuste pour définir le comportement local de béton.

I.3.4.2 Les inconvénients de l'approche

Cette approche ne permet pas de représenter le ferrailage transversal de la structure.

I.3.5 Approche multicouche

Une coque multicouche est un élément supporté par des éléments finis basés sur la théorie des coques (ex : $\sigma_{zz} = 0$) dont chaque section est divisée en couches (pour le béton armé : des couches de béton et des couches d'acier). Les modèles (lois de comportement) associés sont écrits en 2D en contraintes planes.

Ce type de modélisation associe des lois de comportement local en terme (contrainte déformation) pour différents matériaux, contrairement à la modélisation multifibre qui associe les lois de comportement pour chaque fibre.

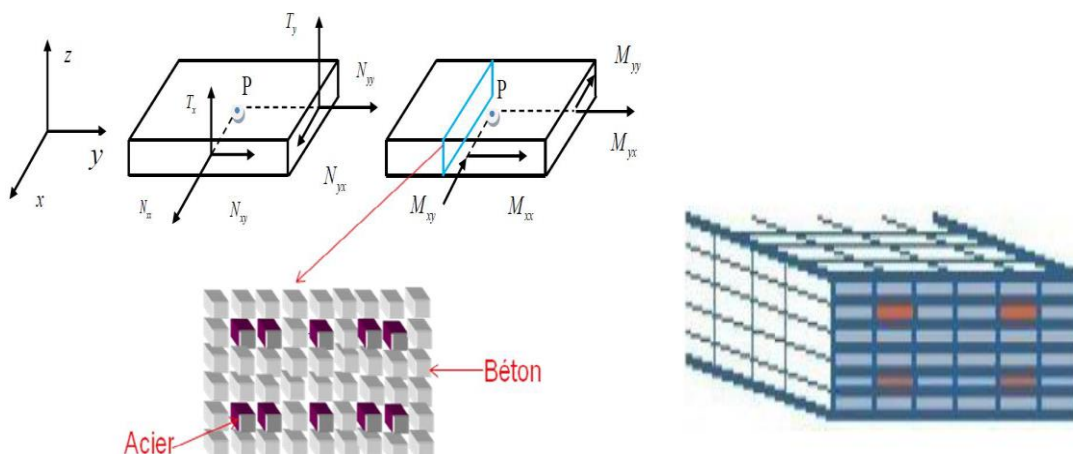


Figure I-13 : Principe de fonctionnement de l'élément poutre multicouche (Ibrahim, 2013).

I.3.5.1 Les avantages d'approche multicouche

- C'est une solution très fiable et robuste pour l'analyse non linéaire des structures pour différent chargement.

- Elle est adaptée à la modélisation des structures minces de type (voile, dalle, fondation).

La réduction des problèmes (passage global vers un passage semi-global) en termes de modèle (passage à échelle massif vers une structure simple).

- Rapidité dans le temps d'exécution.

I.3.5.2 Les inconvénients de l'approche :

Cette approche ne permet pas de représenter le ferrailage transversal de manière fiable.

I.3.6 Conclusion

Le choix du niveau d'approche dépend du but de chaque étude ainsi que de l'expérience de l'utilisation.

I.4 Méthodes de calcul et généralités sur la ductilité et la rotation plastique.**I.4.1 Méthodes de calcul**

L'action d'un séisme sur une structure se traduit par un déplacement du sol variable dans le temps $U_g(t)$, qui implique des composantes de translation $U(t)$ et de rotation $\theta(t)$ alternées (voir figure I-14).

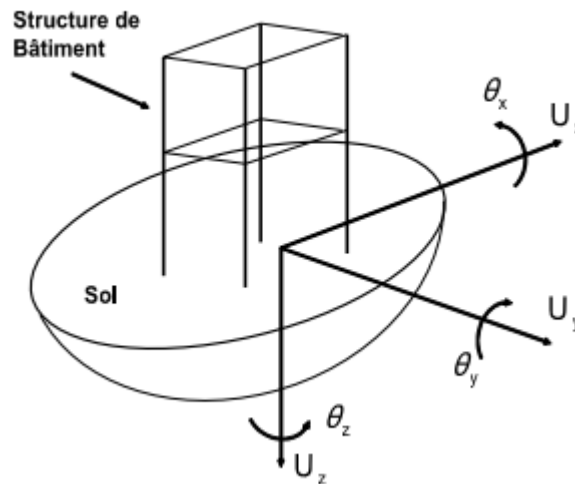


Figure I-14 : L'action sismique sur une structure

En cas de sollicitations sismiques majeures appliquées aux structures, les caractéristiques mécaniques se trouvent souvent modifiées, par conséquent, le calcul linéaire devient insuffisant et le recours à un calcul non linéaire apparaît plus réaliste et mieux adapté.

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

- **Géométrie** : les non linéarités géométriques sont rencontrés 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.

- **Matériau** : 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.

Une étude sismique vise principalement à évaluer les forces et les déplacements dans les différents éléments structuraux lors d'un séisme donné afin de pouvoir dimensionner correctement une structure. Pour arriver à ce but, plusieurs méthodes élastiques linéaires, non-linéaires ou inélastiques non-linéaires sont utilisées.

I.4.1.1 Méthodes élastiques linéaires

I.4.1.1.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure un comportement ductile (Ciutina, 2003).

C'est une méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamentale. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification (Drouna, 2010).

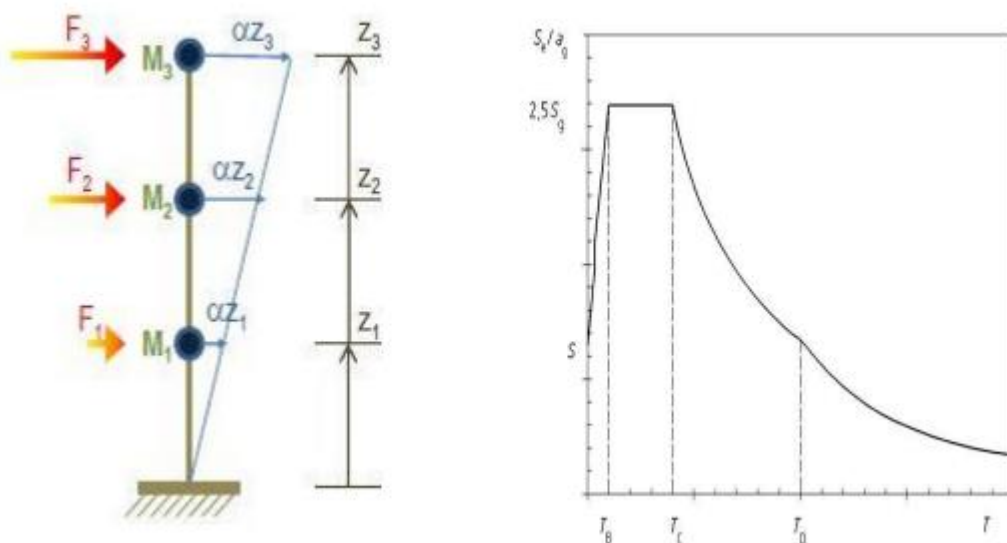


Figure I-15- Principe de la méthode statique équivalente (Drouna, 2010).

I.4.1.1.2 Méthode d’analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n’est pas permise. L’ingénieur de structure est intéressé seulement par les valeurs maximum (déplacement, accélération). Ces valeurs sont données sous forme de spectres des déplacements, vitesses ou accélérations. Par ailleurs, cette méthode consiste à rechercher 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 la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

C’est l’une des méthodes les plus répandues pour le calcul des systèmes élastiquement amortis. Elle consiste à décomposer un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL) à un système composé de plusieurs systèmes à un seul degré de liberté (SSDDL).

Ensuite, les réponses des différents modes sont combinées en respectant des règles bien définies (SRSS, CQC) pour obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale.

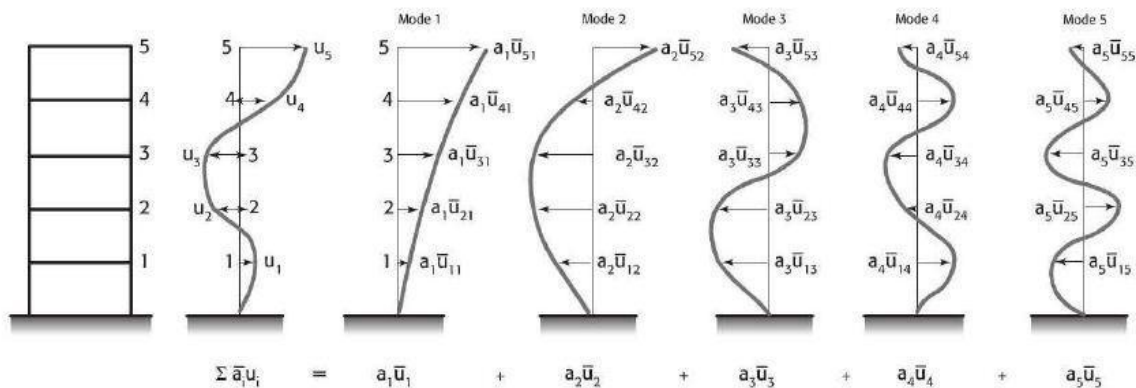


Figure I-16 : Principe de la méthode modale spectrale (Drouna, 2010).

I.4.1.1.3 Méthode d’analyse temporelle élastique

C’est l’analyse de la réponse dynamique linéaire. Elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps. L’analyse transitoire est en fait une analyse modale pour laquelle l’accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l’intégrale de Duhamel de l’accélérogramme. Elle se différencie donc principalement de l’analyse modale spectrale par le fait que pour cette dernière, le spectre de réponse de l’oscillateur donne directement le maximum d’accélération pour chaque mode (Davidovici, 2015).

I.4.1.2 Méthodes non-linéaires et inélastique non-linéaire

I.4.1.2.1 Méthode d'analyse statique non-linéaire (PUSHOVER)

Pushover est une méthode d'analyse de structures qui permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumise à un chargement statique croissant. L'allure du chargement appliqué lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique appelée force statique équivalente. A partir de cette charge appliquée par étape, le comportement non linéaire de la structure peut être défini.

Le non linéarité est en effet introduit dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques. Le but essentiel de l'analyse Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure à savoir :

- L'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.

- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles tels que la zone nodale.

Comme toute théorie et méthode de calcul, l'analyse statique non linéaire de Pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à plusieurs degrés de libertés MDOF (multi degré of Freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF) (Figure I.16), ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant le séisme, les expériences ont montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure.

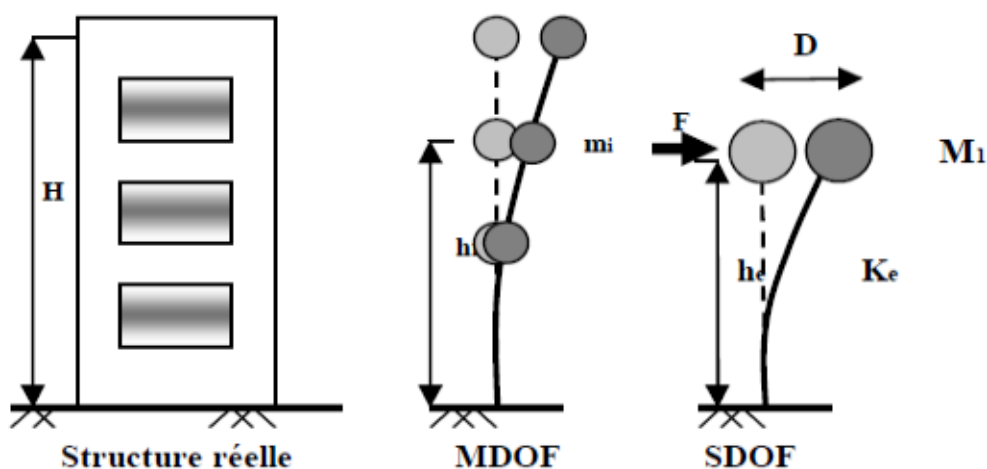


Figure I-17 : système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.
(Elghoulzouria et al., 2015)

I.4.1.2.2 Méthode d'analyse dynamique non-linéaire

Cette méthode est considérée comme une amélioration de la méthode Pushover. Elle consiste à soumettre une structure sous un ou plusieurs accélérogrammes. Son avantage principal c'est qu'elle considère les propriétés dynamiques de la structure et tient en compte les modifications de la rigidité et de la période propre sous la sollicitation dynamique (Louzai, 2016).

I.4.2 Généralités sur la ductilité et la capacité de rotation

I.4.2.1 Introduction

La protection sismique se traduit par la réalisation des structures capables de s'endommager sans s'effondrer, c'est-à-dire conférer aux constructions une « ductilité suffisante » De nombreuses techniques constructives ont été développées pour concevoir des structures ductiles.

I.4.2.2 Définition de la ductilité

Avant 1960 la notion de ductilité a été utilisée seulement pour la caractérisation du comportement du matériau, après les études de Baker dans la conception plastique et les travaux de recherches dans les problèmes sismiques de Housner, ce concept s'est étendu au niveau de la structure et est associé avec les notions de résistance et de rigidité de la structure globale (Gioncu, 2000) .

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. (Hachem, 2004).

On peut la définir encore comme étant la capacité d'un matériau, et par extension d'un élément ou d'une structure, de subir, avant la rupture, des déformations plastiques (irréversibles) sans perte significative de résistance. Ces matériaux "préviennent" donc de l'approche de leur rupture.

Il existe trois méthodes de mesurer de la ductilité dans une structure : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure et la ductilité de déplacement.

La première dépend de la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est liée à la capacité de rotation dans une section et la troisième se réfère au comportement global de l'élément ou de la structure.

I.4.2.3 Différents types de ductilité

I.4.2.3.1 Ductilité de déformation

La source de la ductilité est la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte. Elle est définie par le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique :

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (\text{I-1})$$

Avec :

ε_y : Déformation élastique des matériaux.

ε_u : Déformation maximale des matériaux.

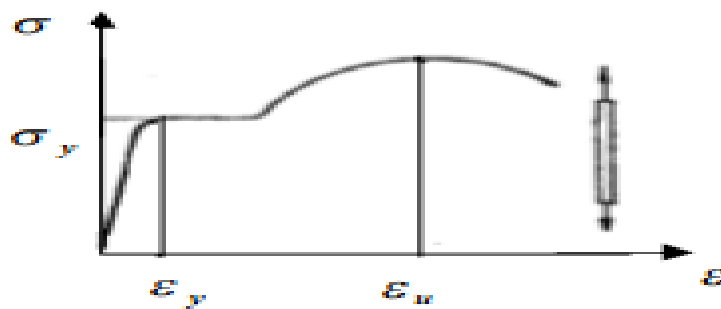


Figure I-18: Ductilité de déformation (Doneux, 2002)

I.4.2.3.2 Ductilité de courbure

Elle est définie comme étant le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique :

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (\text{I-2})$$

Elle caractérise la capacité de rotation des sections. Elle est directement associée à la capacité de déformation de l'élément soit en termes de rotation ou de déplacement.

Avec :

φ_y : Courbe élastique.

φ_u : Courbe ultime.

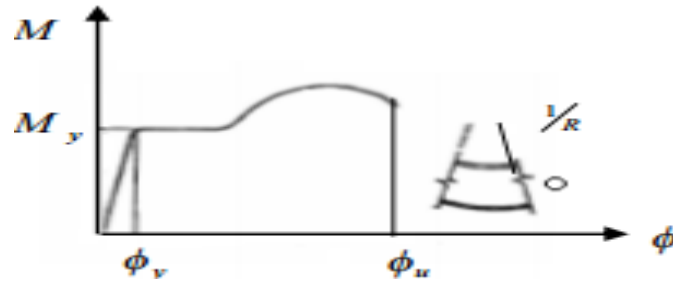


Figure I-19 : Ductilité de courbure (Doneux, 2002)

I.4.2.3.3 Ductilité de déplacement

La ductilité de déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de l'élément. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total au déplacement latéral élastique :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (\text{I -3})$$

Avec :

Δ_y : Déplacement élastique.

Δ_u : Déplacement ultime.

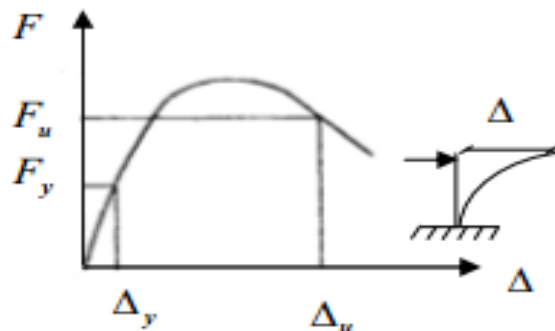


Figure I-20 : Ductilité de déplacement (Doneux, 2002)

Pour des éléments en BA, la ductilité est liée directement à la capacité de rotation. Une évaluation précise de la ductilité est difficile à atteindre en raison de la présence simultanée de plusieurs contributions non-linéaires affectant le comportement mécanique globale : fissuration de béton en traction, comportement des aciers (plastification, adhérence ...), écrasement du béton en compression (Nouali, 2017).

I.4.2.4 Classes de ductilité

L'Eurocode 8 (Eurocode 8, 2000) divise la ductilité des structures en trois classes (Figure I.21)

- Classe DCL (classe de ductilité limite) : où le déplacement imposé à la structure par un séisme est atteint de façon quasi-fragile, ce qui nécessite une résistance élevée des sections car la structure dissipe peu d'énergie.

- Classe DCM (classe de ductilité moyenne) : où le déplacement imposé à la structure par un séisme est atteint de façon élasto-plastique à condition d'organiser la dissipation d'énergie par le choix judicieux des dispositions constructives.

- Classe DCH (classe de haute ductilité) : où le déplacement imposé à la structure par un séisme est atteint en admettant l'apparition des déformations plastiques élevées conférant le caractère dissipatif à l'énergie, et ce grâce à des dispositions technologiques adéquates.

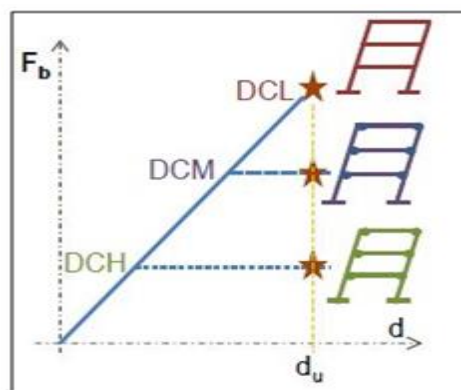


Figure I-21 : Classes de ductilité selon l'EC8 (Eurocode 8, 2000).

I.4.2.5 la rotule plastique

I.4.2.5.1 Introduction

Plusieurs chercheurs ont constaté à la suite de divers séisme survenus et des essais réalisés que pendant leur déplacement, les structures présentent de grandes déformations inélastiques et des courbures élevées dans la région où le moment est le plus élevé. Ces zones qui, sous une sollicitation sismique, perdent leur capacité de résistance et deviennent une sorte d'articulation, permettant la rotation de l'élément, elles sont appelées « rotules plastiques ».

Chaque rotule plastique a des caractéristiques comme la position, les rotations et la longueur plastique.

I.4.2.5.2 calcul de la rotation plastique :

Mathématiquement, la capacité de rotation θ_{pl} est calculée comme la différence entre la rotation ultime θ_u et la rotation correspondante à la plastification des armatures θ_y :

$$\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y \quad (\text{I -4})$$

La rotation est définie comme l'intégrale de la courbure φ le long de la poutre :

$$\theta = \int_0^l \varphi \, dx \quad (\text{I -5})$$

La courbure, c'est l'angle de diagramme des déformations :

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d-c} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (\text{I -6})$$

Il existe plusieurs formules pour déterminer la rotation plastique proposé par des différents codes et par différents auteurs après des recherches expérimentales tel que :

I.4.2.5.2.1 MATTOUK (Mattouk, 1964) :

A proposer l'équation suivante pour une charge concentrée sur une poutre :

$$\theta_p = \left(\varphi_u - \varphi_y \frac{M_u}{M_y} \right) \left(1 + \left(1,14 \sqrt{\frac{z}{d}} - 1 \right) \left(1 - \left(\frac{\omega - \omega'}{\omega_b} \right) \sqrt{\frac{d}{16,2}} \right) \right) \frac{d}{2} \quad (\text{I -7})$$

I.4.2.5.2.2 BAKER (Baker et al., 1964):

Ont proposé l'équation suivante pour une charge concentrée sur une poutre :

$$\theta_p = 0,8(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cy})K_1 \times K_3 \frac{z}{d} \quad K_1 \times K_3 = 0,5 \quad (\text{I -8})$$

I.4.2.5.2.3 Corley (Corley, 1966) :

A proposer l'équation suivante pour une charge concentrée sur une poutre :

$$\theta_p = \left(\varphi_u - \varphi_y \frac{M_u}{M_y} \right) \left(1 + \frac{0,4}{\sqrt{d}} \times \frac{z}{d} \right) \frac{d}{2} \quad (\text{I -9})$$

I.4.2.5.2.4 RIVA AND COHN (Riva et Cohn, 1994) :

Ont proposé quatre équations comme suit :

Pour une charge concentrée sur une poutre :

$$\text{Si } \frac{\varphi_{pu}}{\varphi_{py}} \leq 7 \quad \theta_p = \left(0,39 - \frac{7}{800\omega}\right) \left(\frac{\varphi_{pu}}{\varphi_{py}}\right)^{-0,9} \times \varphi_{pu} \times z \quad (\text{I -10})$$

$$\text{Si } \frac{\varphi_{pu}}{\varphi_{py}} > 7 \quad \theta_p = \left(\frac{5,4}{100}\right) \times \varphi_{pu} \times z \quad (\text{I -11})$$

Pour une charge uniforme sur une poutre :

$$\text{Si } \frac{\varphi_{pu}}{\varphi_{py}} \leq 7 \quad \theta_p = \left(0,58 - \frac{3}{800\omega}\right) \left(\frac{\varphi_{pu}}{\varphi_{py}}\right)^{-0,9} \times \varphi_{pu} \times z \quad (\text{I -12})$$

$$\text{Si } \frac{\varphi_{pu}}{\varphi_{py}} > 7 \quad \theta_p = \left(\frac{5}{100} + \frac{6,5}{1000} \frac{\varphi_{pu}}{\varphi_{py}}\right) \times \varphi_{pu} \times z \quad (\text{I -13})$$

I.4.2.5.2.5 SELON L'EUROCODE 8 :

Lorsque l'appel en ductilité dans une structure n'est pas uniforme ou pour des structures complexes, l'EC8 propose des méthodes d'analyse avancées. La méthode basée sur le coefficient de comportement n'est plus applicable. Une analyse dynamique transitoire non-linéaire est possible. La non-linéarité des éléments structurels est prise en compte via les rotules plastiques. La non-linéarité matérielle des sections au niveau des rotules est prise en compte à travers les lois moment-courbure. La loi moment-courbure est déterminée à partir des formules des courbures et de moment résistant (Eurocode 8, 2000) (cas d'une section rectangulaire, ε_c négative) :

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} \quad (\text{I -14})$$

$$\varphi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{d} \quad (\text{I -15})$$

À partir de la loi moment-courbure, on obtient la loi moment-rotation en multipliant la courbure par la longueur de la rotule plastique. L'EC8 adopte la formulation proposée par (Panagiotakos et Fardis, 2001). La capacité de rotation d'une poutre en béton armé de longueur L est donnée par la formule suivant :

$$\theta_{pl} = (\varphi_u - \varphi_y)L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \quad (\text{I -16})$$

I.4.2.5.3 Détermination de la longueur de rotule plastique

La déformation plastique d'un élément structural se manifeste sur une longueur plastique L_p à l'approche de la section critique où le moment de flexion dépasse le moment de plastification. En se basant sur les recherches expérimentales.

Au fil des années, plusieurs chercheurs ont proposé des équations pour la détermination de la longueur de la rotule plastique (L_p), mais ces équations ne tiennent pas compte de tous les paramètres qui ont une influence sur cette longueur. (Bae et Bayrak, 2009) ont mentionné quelques-uns de ces facteurs :

- La résistance du béton.
- Le niveau de charge axiale et du moment.
- L'effort de cisaillement dans la région de la rotule plastique.
- Les taux d'armatures longitudinales et transversales.
- Le taux de confinement dans la rotule plastique.

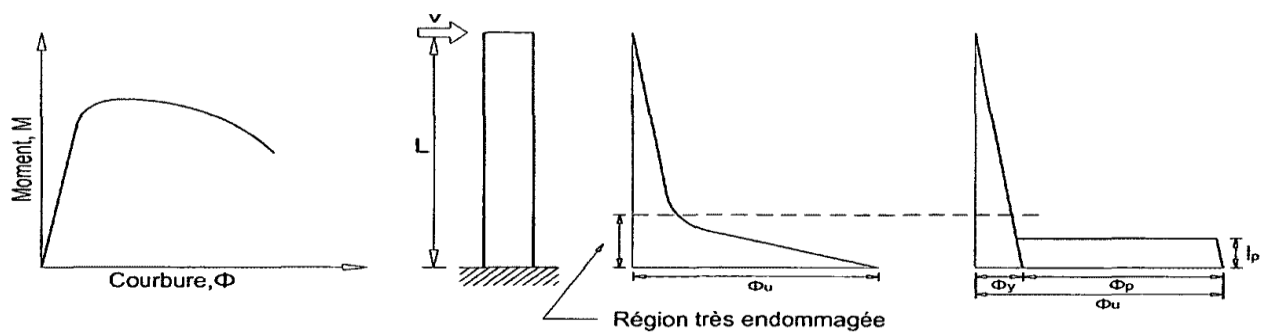


Figure I-22 : Définition de la longueur de la rotule plastique (Park et Paulay, 1975).

I.4.2.5.3.1 Priestley et Paulay

(Priestley et Paulay, 1992) ont affirmé que la corrélation entre L_p et L n'était pas supportée par les observations expérimentales. Les deux raisons proposées pour cette affirmation étaient le glissement de l'acier longitudinal relatif au béton et l'influence du cisaillement dans le modèle de fissures. En prenant en compte l'influence de la pénétration de la plastification et la propagation de la plasticité ils ont modifié la distribution de la courbure et ils ont ainsi proposé l'équation suivante :

$$L_p = c_1 L + c_2 d_b + c_3 D \quad (\text{I-17})$$

Où L : est la hauteur du poteau, d_b est le diamètre de l'acier longitudinal, D est la largeur ou diamètre du poteau et C_1 , C_2 , et C_3 sont des constantes. Après la réalisation des essais cycliques sur des poteaux de sections variées, les constantes ont été déterminées en solutionnant par l'équation précédente et ils ont proposé l'équation suivante :

$$\Delta_p = \Delta - \Delta_y = (\Phi - \Phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (\text{I-18})$$

$$L_p = 0.08 L + 6 d_b \quad (\text{I-19})$$

En comparant les résultats de plusieurs essais dans la littérature, (Priestley et Park, 1992) ont trouvé un l_p égale a :

$$L_p = 0,5D. \quad (\text{I-20})$$

Basé sur le même principe (Priestley et Park, 1992) ont proposé l'équation suivante :

$$L_p = 0.08 L + 0.022 d_b f_y \quad (\text{I-21})$$

I.4.2.5.3.2 Corley

Basé sur les essais de 40 poutres simplement appuyées, (Corley, 1966) a étudié l'influence du confinement et des dimensions sur la rotule plastique. Après, il a aussi vérifié l'effet du niveau du moment et la quantité de l'acier de traction. (Corley, 1966) a suggéré l'équation suivante pour l_p .

$$L_p = \frac{d}{2} + 0,2 \frac{z}{\sqrt{d}} \quad (\text{I-22})$$

Où d est la hauteur effective de la poutre (en pouce) et z est la distance entre la section critique et le point d'inflexion.

I.4.2.5.3.3 Priestley, Calvi et Kowalsky

Pour la détermination de la longueur de la rotule plastique, (Priestley et al., 2007) ont considéré que la déformation et la courbure ont ces valeurs maximums à la base du poteau et que L_p prend en compte la longueur de pénétration de contraintes (L_{sp}) tel qu'il est illustré à la figure I-23.

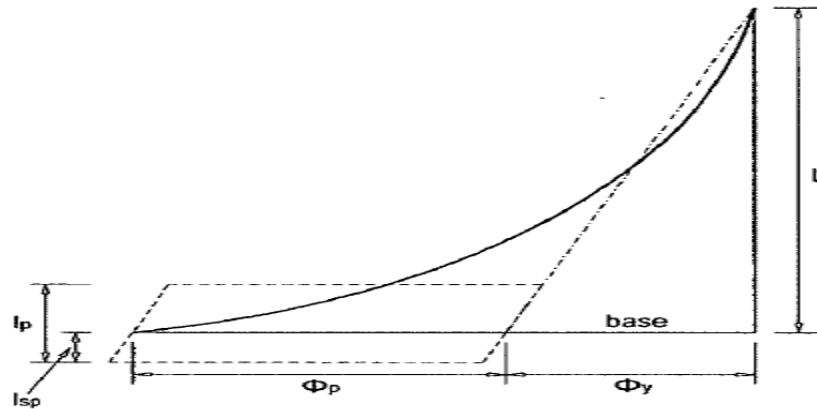


Figure I-23 Définition de la longueur de pénétration de contraintes (Priestley et al. 2007)

De plus, la distribution de la courbure située au long du poteau est présumée linéaire et en accord avec l'approximation bilinéaire de la réponse "moment-courbure". Ces mesures tendent à compenser l'augmentation en déplacement à cause du raidissement en tension (tension shift) et une partie de la déformation en cisaillement. La longueur de pénétration de contraintes (L_{sp}) est déterminée par l'équation (I -23) et la longueur de la rotule plastique L_p par l'équation (I -24).

$$L_{sp} = 0,022f_y d_b \quad (\text{I -23})$$

$$L_p = k \times l + l_{sp} \geq 2L_{sp} \quad (\text{I -24})$$

Avec :

$$K=0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (\text{I -25})$$

Où le facteur k représente l'importance du ratio entre la résistance ultime (f_u) et la limite élastique (f_y) des barres longitudinales. Si le ratio est haut, les déformations plastiques vont avoir tendance à s'éloigner de la région critique.

I.4.2.5.3.4 Bae et Bayrak

(Bae et Bayrak, 2009) ont proposé une méthode de calcul de la déformation en compression du béton qui a permis l'estimation de L_p dans les poteaux en béton. La méthode proposée a démontré l'importance de l'influence des facteurs comme l'effet de la charge axiale (P / P_o), de la relation L/h et du taux d'acier longitudinal (A_s / A_g) sur L_p .

Une relation linéaire entre les facteurs a été réalisée dans la détermination de l'équation (I-26). Aussi une analyse quadratique sur des données des essais cycliques trouvés dans la littérature a été effectuée pour la détermination des constantes.

$$\frac{L_p}{h} = [.3 \left(\frac{p}{p_0}\right) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g}\right) - 0.1] \left(\frac{l}{h}\right) + 0.25 \geq 0.25 \quad (\text{I-26})$$

Des essais cycliques sur quatre poteaux carrés ont été réalisés pour la vérification de l'influence des facteurs sur L_p .

I.4.2.5.3.5 Berry, Lehman et Lowes

Basés sur le dimensionnement, la performance, (Berry et al., 2008) ont développé l'équation suivante qui demande la prédiction de la réponse de la déformation au chargement et aussi le déplacement au début de différents niveaux d'endommagement.

$$L_p = \lambda_1 D + \lambda_2 L + \lambda_3 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f_c'}} \quad (\text{I-27})$$

Où λ_1 , λ_2 et λ_3 sont des constantes et le dernier terme représente la dépendance de la pénétration des contraintes.

Ce terme a été normalisé en fonction de $\sqrt{f_c'}$ pour tenir compte de la dépendance de la force de liaison sur la résistance du béton. Ensuite les données des essais cycliques de la littérature ont été utilisées dans le calcul des erreurs entre L_p mesurée et L_p prévue. Ces erreurs ont été employées dans la calibration de l'équation (II-28) pour la détermination de l'équation suivante :

$$L_p = 0.05 L + 0.1 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f_c'}} \quad (\text{I-28})$$

La disparition du facteur D est expliquée par la corrélation entre D et L dans le déplacement montré par (Berry et al., 2008).

I.4.2.5.3.6 ISIS Canada

Dans son manuel de réhabilitation avec du P R F C, ISIS Canada (ISIS Canada, 2008) spécifie qu'une surépaisseur de FRC doit être appliquée dans la région de la rotule plastique. La longueur de la rotule plastique est définie par le maximum entre :

- $L_U / 8$;

- $D_g / 2$ ou $h / 2$;

Où L_U est définie comme la longueur du poteau, D_g est le diamètre de la section pour les poteaux circulaires et h est la dimension de la section perpendiculaire au sens du chargement.

I.4.2.5.3.7 Normes CSA

La norme de calcul des ouvrages en béton (CSA, 2004) spécifié, à l'article 21.4.4.5a, que L_p doit être pris entre le maximum des valeurs suivantes :

- Une fois et demi le diamètre du poteau : $1,5D$;
- Un sixième de la longueur fibre du poteau : $L/6$;
- 450 mm.

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA, 2006) donne à l'article 4.7.4.2.4b la valeur de l_p comme le maximum entre :

- Le diamètre du poteau : D
- Un sixième de la longueur fibre du poteau : $L/6$;
- 450 mm.
- hauteur du poteau (L) ;
- diamètre de l'acier longitudinal (d_b) ;
- limite élastique de l'acier (f_y) ;
- résistance en compression du béton (f'_c).

I.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons décrit quelques rappels sur les principaux résultats significatifs du comportement expérimental du béton et de l'acier rencontrés dans la littérature, ainsi que les différents types d'échelles de modélisation. Ensuite, nous avons rappelées les différentes méthodes de calculs, suivie par un état d'art ou on a rappelé quelques généralités de ductilités, ses différents types, ses classes, et nous avons terminées ce chapitre par les différentes formules de détermination de la rotation plastique proposé par différents codes et par différents auteurs.

Dans le prochain chapitre, nous allons souligner l'importance du phénomène d'effet d'échelle en rappelant ses types et ses différentes théories de base, suivie par la présentation du modèle développé par « NOUALI et MATALLAH » pour décrire la capacité de rotation des poutres en béton.

Chapitre III

Aperçu sur les modèles non linéaires

II.1 Effet d'échelle

II.1.1 Introduction

L'existence de l'effet d'échelle géométrique est connue et observée depuis longtemps. La littérature rapporte de nombreux travaux portant sur ce phénomène dans différents contextes et pour différents matériaux : les pionniers étant Leonard de Vinci (1452-1519), Galileo Galilée (1564-1642) ainsi que George Louis Leclerc de Buffon (1707-1788) entre autres. Mais c'est seulement à partir du milieu du 20^{ème} siècle que les études sur les effets d'échelle se sont intensifiées notamment après la publication de Weibull (Weibull, 1939)

La notion d'effet d'échelle en mécanique caractérise la dépendance des performances des matériaux, notamment au voisinage de la rupture, aux différentes dimensions entrant du passage d'une échelle à une autre (Miled, 2005).

Le problème d'effet d'échelle est plus complexe et plus aigu pour le béton car c'est un matériau quasi-fragile dont le comportement à la rupture est fortement non linéaire.

Donc l'effet d'échelle constitue un élément fondamental de validation de modèles car, pour décrire correctement le comportement des matériaux quasi-fragiles, un modèle doit être capable de reproduire ce phénomène.

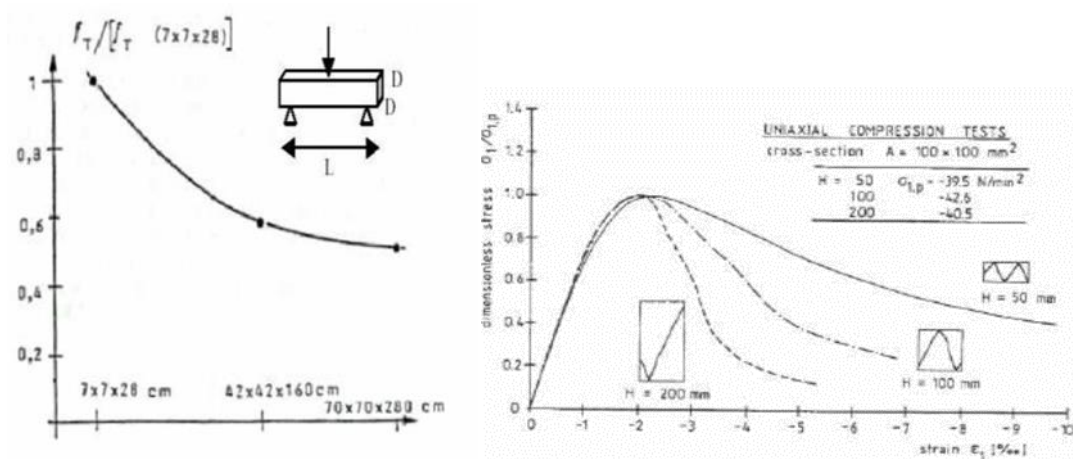


Figure II-1 : Variation de la résistance de flexion et de compression du béton selon la taille des éprouvettes (Miled, 2005).

La figure (II-1) montre que les caractéristiques mécaniques du béton mesurées sur des éprouvettes de différentes tailles aux laboratoires diminuent quand la taille des éprouvettes augmente.

II.1.2 Effet d'échelle dans les matériaux quasi-fragile

D'après Bazant (Bazant, 2004), les matériaux quasi-fragiles tel que le béton sont incapables de présenter des déformations plastiques, ils cèdent selon une rupture qui est caractérisée par une zone d'élaboration et de la fissuration relativement importante, dans laquelle le matériau subit de l'endommagement distribué lié à un adoucissement, sous la forme de microfissurations, cette zone est connue en anglais sous l'acronyme FPZ : Fracture Process Zone.

La taille de la zone d'élaboration de la fissuration qui est notée l_c semble indépendante de la taille de la structure. En effet, d'après les observations expérimentales effectuées par Pijaudier-Cabot (Pijaudier et Bazant, 1987), cette taille serait liée à celle de la plus grosse hétérogénéité du matériau ($l_c / l_m \times 3$ où l_m est la taille du plus gros granulat).

II.1.3 Modèles pour reproduire les effets d'échelles

Plusieurs théories ont été proposées pour tenir compte de l'effet d'échelle jusqu'aux années 1980 environ, la plupart des effets d'échelle observés expérimentalement en mécanique du solide étaient attribués aux défauts initiaux dans les matériaux, et la théorie statistique de la distribution aléatoire des résistances locales de Weibull (Weibull, 1939) était utilisée mais ne permettait pas d'expliquer les effets d'échelle de structure dans les matériaux quasi-fragiles tels que les bétons, sauf pour des échelles si grandes que la taille des hétérogénéités de ces matériaux devient négligeable devant la taille de la structure et leur rupture devient fragile.

II.1.3.1 Théorie de Carpinteri (1994)

En 1989, Carpinteri explique les effets d'échelle des structures par la présence des défauts créés par le chargement. Puis, en 1994 et en s'inspirant de nombreuses études réalisés sur les caractéristiques des fissures dans divers matériaux, il suggéra que le caractère fractale des surfaces de rupture joue un rôle significatif dans le processus de formation d'une nouvelle surface de rupture, et que la différence entre les caractéristiques fractales des fissures et des microfissures à différentes échelles d'observations est la source principale des effets d'échelle observés dans les matériaux quasi-fragiles de type béton (Miled, 2005) (Figure II-2)

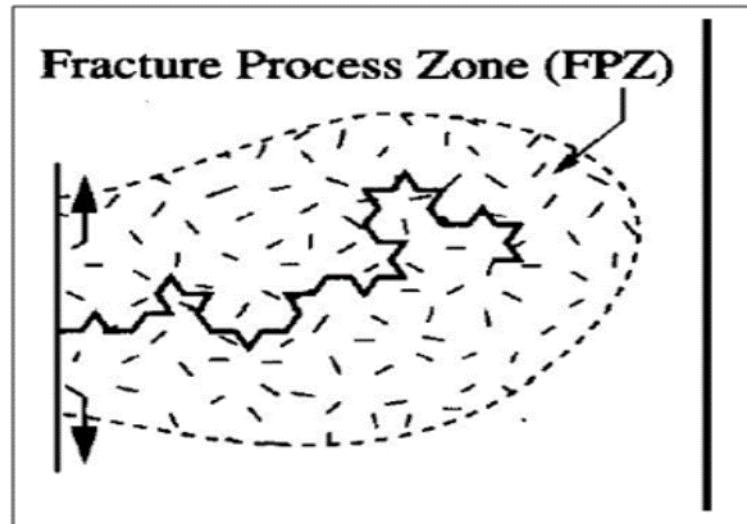


Figure II-2 : Fissure fractale et sa zone d'élaboration d'après Carpinteri (Bazant, 2005)

Cette théorie a été critiquée notamment par Bazant, qui s'est penché sur la question de l'aspect fractale des fissures, pour conclure à la fin que cette théorie ne peut pas expliquer les effets d'échelle dans les matériaux quasi-fragiles.

II.1.3.2 La théorie déterministe de Bazant

Cette théorie, déterministe, suppose que l'effet d'échelle est dû à la propagation stable des fissures, conjuguée à une redistribution des contraintes et un relâchement de l'énergie emmagasinée engendrée par les fissures. Cette théorie fait une transition entre l'absence d'effet d'échelle en résistance des matériaux et l'effet d'échelle inhérent à la mécanique de la rupture connue depuis plus d'un siècle. Depuis, cette théorie a connu de très nombreux développements.

Bazant (Bazant, 2005) s'est basé sur la mécanique non linéaire de la rupture pour expliquer l'effet d'échelle de structure observé dans le matériau béton. L'effet d'échelle est étudié sur la contrainte nominale σ_N . La contrainte nominale pour une poutre de hauteur D , de portée S d'épaisseur b pour une charge P est donnée par le calcul de la contrainte maximale dans une poutre en flexion trois points non entaillée par la théorie des poutres.

$$\sigma_N = \frac{3 \times P \times S}{2 \times b \times D^2} \quad (\text{II.1})$$

Pour identifier la loi de transition entre les deux comportements asymptotiques (grandes et petites échelles), Bazant a considéré dans son raisonnement une plaque rectangulaire qui est initialement dans un état de contrainte uniforme égale à la contrainte nominale σ_N

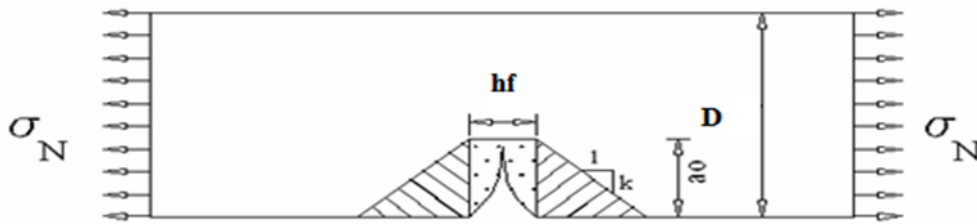


Figure II-3 : Zones de relâchement des contraintes dans une éprouvette entaillée selon Bazant (Bazant, 2005)

Bazant suppose que la rupture est précédée par la formation d'une bande de fissuration d'épaisseur h_f dans la section centrale de la plaque. L'extension de cette bande d'une unité de longueur nécessite un certain taux d'énergie de fissuration G_F . La condition de conservation d'énergie consiste à écrire que l'énergie emmagasinée est égale à l'énergie nécessaire à la propagation de cette bande. Lorsque la bande de fissuration s'allonge de Δa , l'énergie additionnelle relâchée est causée par la partie densément hachurée. Ensuite, Bazant a considéré deux plaques homothétiques ayant des modes de rupture géométriquement similaires. Ainsi, plus la plaque est large, plus la bande de fissure est longue à la rupture. En conséquence, plus la plaque est large, plus l'aire de la zone fortement hachurée est grande.

Alors pour une même extension de la bande de fissuration, une quantité d'énergie plus importante est relâchée dans une structure de grande taille que dans une petite structure. Par conséquent, la petite structure aura une résistance plus grande, ce qui explique l'effet d'échelle de structure. En se basant sur ce raisonnement énergétique et moyennant un raccordement asymptotique, Bazant a abouti à une loi d'effet d'échelle très simple, mais qui est valable uniquement pour le cas des structures pré fissurées ou renfermant une entaille initiale.

Cette loi s'écrit sous la forme suivante :

$$\sigma_N = \frac{B \times F_t}{\sqrt{1 + \frac{D}{D_0}}} \quad (\text{II.2})$$

Telle que :

B est un paramètre dépendant de la géométrie de la structure,

f_t est la résistance à la traction du béton,

D est la hauteur ou la longueur de l'éprouvette entaillée.

D_0 est une dimension caractéristique appelée « taille de transition ».

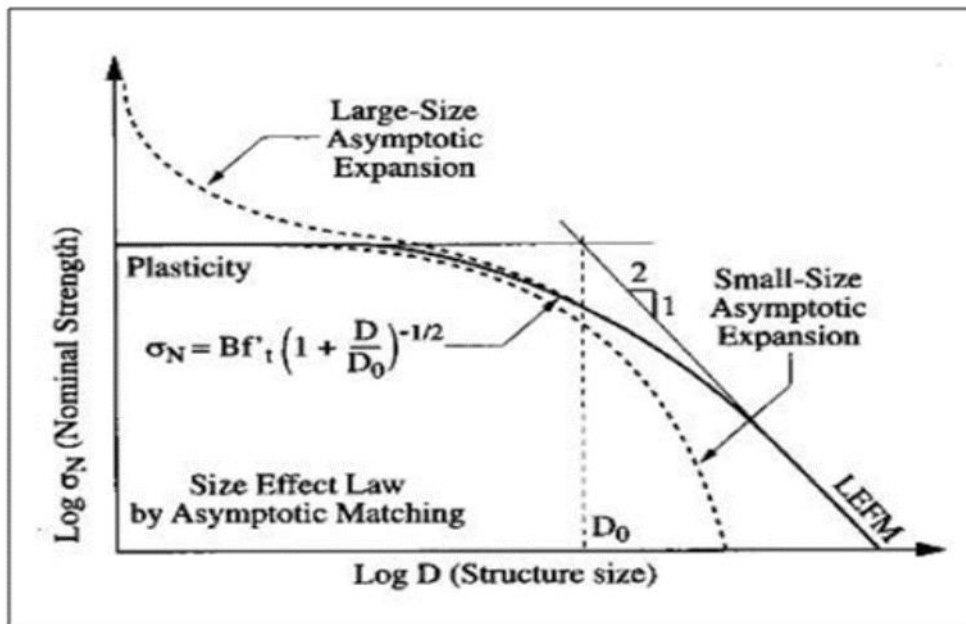


Figure II-4 : Loi d'effet d'échelle proposée par Bazant (Bazant, 2005)

Cette loi d'effet d'échelle met en évidence l'existence de trois cas :

- Lorsque la structure est de petite taille c'est-à-dire a une dimension caractéristique D inférieure à D_0 qui est la taille correspondante au point d'intersection entre les deux comportements asymptotiques la contrainte nominale sera constante est égale à la contrainte maximale $\sigma_{max} = Bf'_t$. Dans ce cas la zone de rupture (FPZ) occupera toute la structure donc l'effet d'échelle sera négligeable, c'est le cas de la plasticité.
- Lorsque D est supérieur à D_0 ($D \gg D_0$) la zone de processus de rupture sera petite par rapport à la taille de la structure donc l'effet d'échelle dans ce cas sera géré par la mécanique linéaire élastique de la rupture.
- Et la loi de Bazant notée précédemment sera appliquée pour les structures de taille moyenne c'est-à-dire lorsque D s'approche de D_0 .

II.3 Bases théoriques et physiques du modèle global développé par « Nouali et Matallah »

II.3.1 Introduction

L'EC8 est la norme européenne qui s'applique au dimensionnement et à la construction des bâtiments et des ouvrages en Génie Civil en zone sismiques. Les formules adoptées par cette norme constituent un progrès considérable dans la réglementation parasismique par la prise en considération de la ductilité lors du dimensionnement.

La ductilité est un paramètre clés pour les conceptions parasismiques des structures en béton armé. Son évolution est influencée par les phénomènes d'effet d'échelle qui ne sont pas prises en compte par l'EC8, ce qui peut se traduire par une mauvaise estimation conduisant à des structures capables de s'effondrer brutalement. C'est la raison pour laquelle, Nouali et Matallah (Nouali et Matallah, 2016) ont proposé un modèle global qui tient compte des phénomènes d'échelle et leur influence sur l'évolution de la ductilité, ce paragraphe est dédié à une présentation du modèle. Une comparaison des résultats du modèle avec ceux issus de l'expérimentation est proposée dans le chapitre IV.

II.3.2 Modèle de Takeda (modèle originale)

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 (Kada, 2002 ; Lestuzzi, 2000 ; Lestuzzi et Badoux , 2003 ; Lestuzzi et al.,2007).

Dans ce modèle, il y a deux points de changement de rigidité : un point de fissuration caractérisé par une force de rappel élastique f_{cr} et un point de limite élastique qui correspond à la force de rappel f_y . La réponse obtenue à partir des tests statiques, a permis d'avoir une courbe primaire Cette courbe fait apparaître les deux points de changement de rigidité.

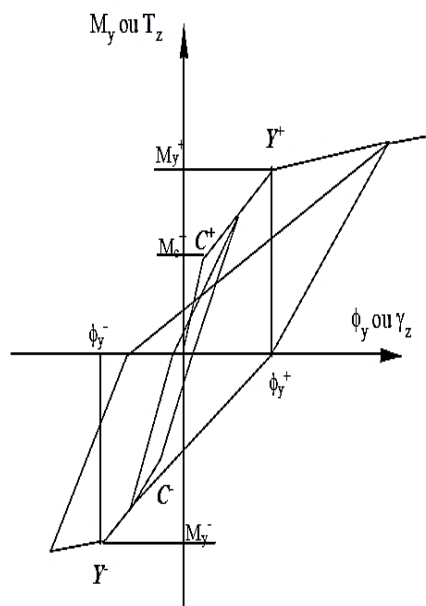


Figure II-5 : Définition Modèle de Takeda implémenté dans Cast3M (Nouali, 2017)

Cette loi est une des lois simplifiées les plus répandues pour modéliser les structures en béton armé (Combescure, 2001). Le comportement non linéaire nécessite trois paramètres (ou six paramètres pour une section non symétrique) ainsi qu'une courbe de première charge. La courbe de première charge est trilineaire : le premier segment passant par l'origine est caractéristique du comportement élastique, le second segment de la fissuration du béton et le troisième segment de la plastification des aciers. Cette courbe est obligatoirement monotone croissante et comporte quatre points dans le cas d'une section symétrique et neuf points dans le cas d'une section non symétrique (le cinquième point étant l'origine). Les points définissant la plastification des aciers ont pour ordonnées M_Y^+ et M_Y^- . Dans la loi de Takeda, Les trois (ou six) paramètres scalaires qui décrivent le comportement cyclique sont :

- α^+ et α^- définissent le module de décharge élastique ;
- γ^+ et γ^- définissent le pincement des courbes sous chargement cyclique ;
- β^+ et β^- définissent la dégradation de résistance sous chargement cyclique.

La loi Takeda de Cast3M a pour paramètres :

$$\text{SRDP} = \left| \frac{\beta^+}{M_Y^+} \right|, \quad \text{PINP} = \frac{|\gamma^+|}{M_Y^+} \quad \text{et} \quad \text{SFDP} = \alpha^+$$

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, plusieurs chercheurs ont fait des modifications simplificatrices pour mieux l'adapter à des cas plus généraux. Parmi ces chercheurs, NOUALI et MATALLAH (Nouali et Matallah, 2016), qui ont proposé un modèle modifié.

II.3.3 Modèle de « Nouali et Matallah »

C'est un modèle développé à l'échelle « global » afin d'approcher de façon plus rigoureuse la valeur exacte de la ductilité permettant ainsi d'éviter toutes ruptures précoces. Ce dernier est basé sur le concept de la mécanique de rupture et il est développé à l'échelle d'une section.

Afin d'évaluer la capacité de rotation des poutres en béton armé en flexion, un élément de cette poutre est soumis à un moment de flexion simple, il a un rapport longueur-hauteur égal à l'unité. Aussi, il est supposé être représentatif de la zone centrale de la poutre à mi-hauteur qui est à son tour supposé être représentative du comportement mécanique non linéaire de la rupture de la section.

Ce modèle « global » a été proposé pour la prise en compte de l'influence des effets d'échelles sur la capacité de rotation. En plus de phénomène de localisation des déformations produit lors de l'écrasement du béton en compression, d'autres phénomènes (localisation de déformation dans l'acier près des zones fissurées, ...) sont pris en compte. Dans le contexte d'un dimensionnement sismique non-linéaire, le modèle produit les courbes Moment-Rotation nécessaires pour une analyse dynamique transitoire.

La rupture de cet élément se fait soit par traction des armatures tendues, soit par écrasement du béton comprimé.

- **Comportement de béton en compression**

La localisation des déformations est un phénomène qui est associé à l'adoucissement. Il est beaucoup plus prononcé en traction qu'en compression. Cependant, le caractère adoucissant du béton en compression requiert la prise en compte de ce phénomène.

L'hypothèse de localisation des déformations en compression pour le béton a également été confirmée expérimentalement par plusieurs auteurs (Ferrara et Gobbi, 1995 ; Vliet et Mier, 1996 ; Jansen et Shah, 1997). La réponse pré-pic contrainte-déplacement ne dépend pas de la dimension de l'échantillon. Cependant, la phase post-pic dépend fortement de la dimension de l'échantillon.

Une rupture par écrasement du béton peut surgir avant la plastification des aciers tendus. Cette rupture est associée à une dissipation d'énergie qui devrait être prise en compte pour assurer une régularisation énergétique. Ils proposent de modéliser le comportement du béton en compression par une loi contrainte-déformation composée de trois phases. L'énergie d'écrasement G_c , est définie comme étant la surface située sous la courbe post-pic contrainte-déformation. Cette énergie est censée être un paramètre de matériau, indépendant de l'effet d'échelle. Dans ce modèle, nous adoptons la relation contrainte-déformation présentée sur la figure II-6, cette loi de comportement est composée de trois phases.

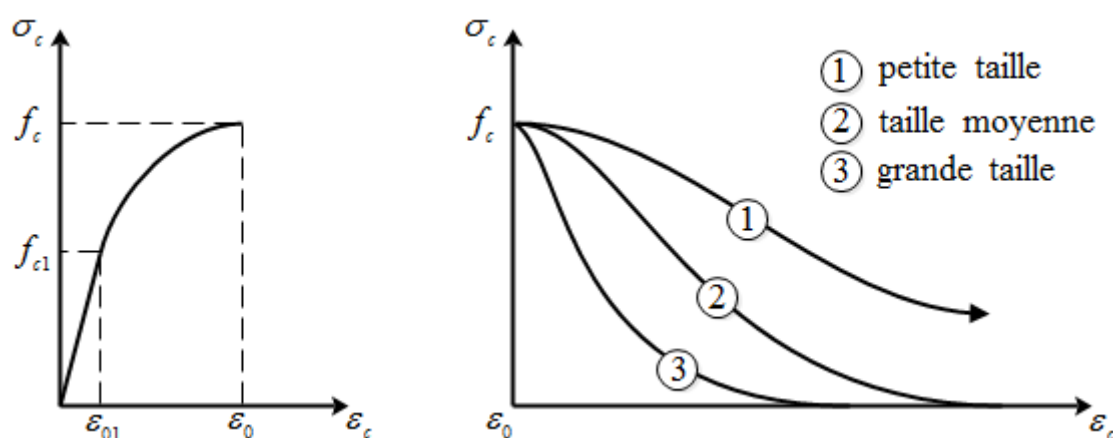


Figure II-6 : Relation contrainte-déformation pour le béton en compression. (Nouali, 2017)

- **Phase 1** ($0 \rightarrow \epsilon_{01}$) : le béton est sain, la loi de comportement est linéairement élastique.

$$\sigma_c = E_c \epsilon_c \quad (\text{II -3})$$

- **Phase 2** ($\epsilon_{01} \rightarrow \epsilon_0$) : le béton rentre dans le domaine plastique avec présence des déformations irréversibles, la loi de comportement est une parabole de 2ème degré.

$$\sigma_c = f_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] + A_1(\epsilon_c - \epsilon_{01}) - A_2 \quad (\text{II -4})$$

A_1 , et A_2 sont des constantes pour assurer la continuité entre la première et la deuxième phase.

- **Phase 3** ($\epsilon_0 \rightarrow \infty$) : lorsqu'on dépasse la contrainte maximale, l'écrasement de béton est associé à une dissipation d'énergie G_c , la loi de comportement est une loi exponentielle dépendante de la taille d'élément.

$$\sigma_c = f_c \text{Exp}[B(\epsilon_0 - \epsilon_c)] \quad (\text{II -5})$$

B est un paramètre contrôlant l'adoucissement. Il peut être relié à la taille de l'élément via les équations suivantes :

$$G_c = \int_{\epsilon_0}^{\infty} \sigma_c d\epsilon_c \quad (\text{II -6})$$

$$G_c = h \int_{\varepsilon_0}^{\infty} \sigma_c d\varepsilon_c \Rightarrow G_c = h \int_{\varepsilon_0}^{\infty} f_c \text{Exp}[B(\varepsilon_0 - \varepsilon_c)] d\varepsilon_c \Rightarrow G_c = hf_c \left[\frac{-\text{Exp}[B(\varepsilon_0 - \varepsilon_c)]}{B} \right]_{\varepsilon_0}^{\infty} \quad (\text{II -7})$$

Il est à noter que le paramètre G_c ne représente que l'énergie d'écrasement. On peut également récrire les équations en fonction de l'énergie totale dissipée (l'aire sous la courbe complète contrainte-déformation).

- **Comportement Acier-Béton dans la zone tendue**

Concernant la partie tendue, on adopte une loi de comportement simplifiée pour l'acier (élastique-parfaitement plastique). La possibilité de la localisation des déformations dans l'acier près des zones fissurées est prise en compte.

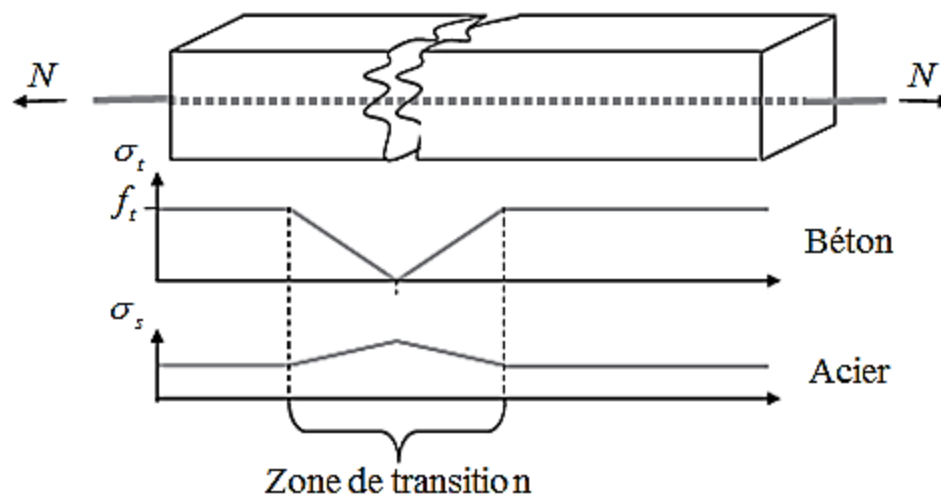


Figure II-7 : Répartition des contraintes dans l'acier et le béton après la première fissure (Casanova et al., 2012)

Dans ces zones, l'augmentation des contraintes implique une augmentation des déformations dans l'acier, la déformation dans ces zones est supérieure à la déformation moyenne dans la barre d'acier, ce phénomène est très remarquable quand le comportement des armatures est élastique-parfaitement plastique (Grimaldi et Rinaldi, 2004). Dans ce cas, lorsque la contrainte maximale f_y est atteinte dans l'acier, la déformation dans les zones fissurées monte instantanément et atteint sa valeur ultime. La rupture de la barre est rapidement atteinte. Le phénomène de la localisation des déformations dans l'acier est lié au glissement qui se produit entre le béton et l'acier dans les zones fissurées. Afin de souligner ce phénomène, une analyse d'un élément de poutre soumis à une charge de traction (voir la figure II-8) est présentée.

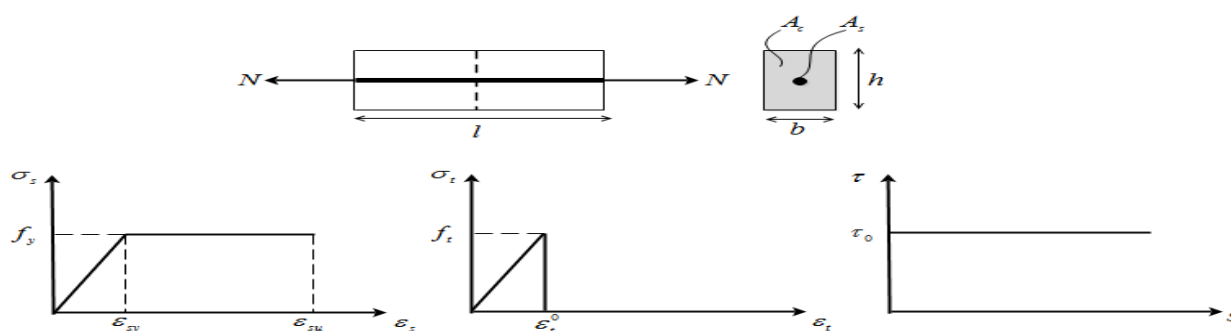


Figure II-8 : Comportement Béton-Acier (Nouali, 2017).

Après le comportement élastique, la fissuration dans le béton et le glissement se produisent avec une redistribution des contraintes et des déformations. En augmentant la déformation appliquée, la plastification d'acier est atteinte dans la section fissurée au milieu. L'évolution des contraintes et des déformations dans l'élément poutre est suivie par la résolution des deux conditions d'équilibre suivant : équilibre de la section à mi- portée (équation II-8), et équilibre de la barre d'acier (équation II-9) Une loi d'adhérence simplifiée est utilisée.

$$A_s \sigma_s + A_c \sigma_c = N \quad (\text{II-8})$$

$$A_s d \sigma_s = -\tau \pi d_s dx \quad (\text{II-9})$$

Avec : d_s est le diamètre de l'armature.

$$\frac{d\sigma_s}{dx} = \frac{-\tau \pi d_s}{A_s} = \frac{-4\tau}{d_s} \quad (\text{II-10})$$

La déformation ultime moyenne ϵ_m^u dans l'acier sur une longueur $l/2$ correspond à la déformation ultime ϵ_{su} sur la longueur de la localisation des déformations l_{max} , elle est définie par la relation suivant :

$$\epsilon_m^u \times \frac{l}{2} = \epsilon_{su} \times l_{max} \quad (\text{II-11})$$

D'où :

$$\epsilon_m^u = \frac{2l_{max}}{l} \epsilon_{su}$$

l_{max} est déterminée à partir de l'équation (II-10) lorsque : $\sigma_s = F_Y$

$$\frac{f_y}{l_{max}} = \frac{4\tau}{d_s} \Rightarrow l_{max} = \frac{f_y d_s}{4\tau} \quad (\text{II-12})$$

On remplace l_{max} dans l'équation (II-11):

$$\epsilon_m^u = \frac{d_s}{2/\tau} f_y \epsilon_{su} \tag{II-13}$$

Le paramètre l_τ est déterminé par la condition d'équilibre de l'armature, lorsque $\epsilon = \epsilon_t^0$ (formation de la première fissure) dans la section à mi-portée ($x=l/2$) :

$$l_\tau = \frac{A_c f_t d_s}{2A_s} \tag{II-14}$$

Donc, la déformation ultime moyenne ϵ_m^u est liée à la déformation ultime ϵ_{su} par la relation suivante :

$$\epsilon_m^u = \frac{A_s f_y}{A_c f_t} \epsilon_{su} \tag{II-15}$$

L'équation (II-15) permet de tenir compte du phénomène de la localisation des déformations dans la barre d'acier.

Pour calculer la capacité de rotation de cet élément, on calcule la rotation à partir de la courbure. Le chargement de la section à mi- portée se fait par augmentation de la déformation du béton ϵ_c . Pour chaque état de section, les valeurs du moment et de la courbure sont obtenues via la résolution des équations d'équilibre (figure II-8). Ce calcul est itératif (pas à pas), pour chaque valeur de déformation, nous déterminons la position de l'axe neutre et on calcule les déformations dans l'acier (ϵ_s et ϵ'_s). Ainsi, les déformations plastiques se propagent sur l'élément jusqu'à la rupture, soit par traction des aciers ou par écrasement de béton.

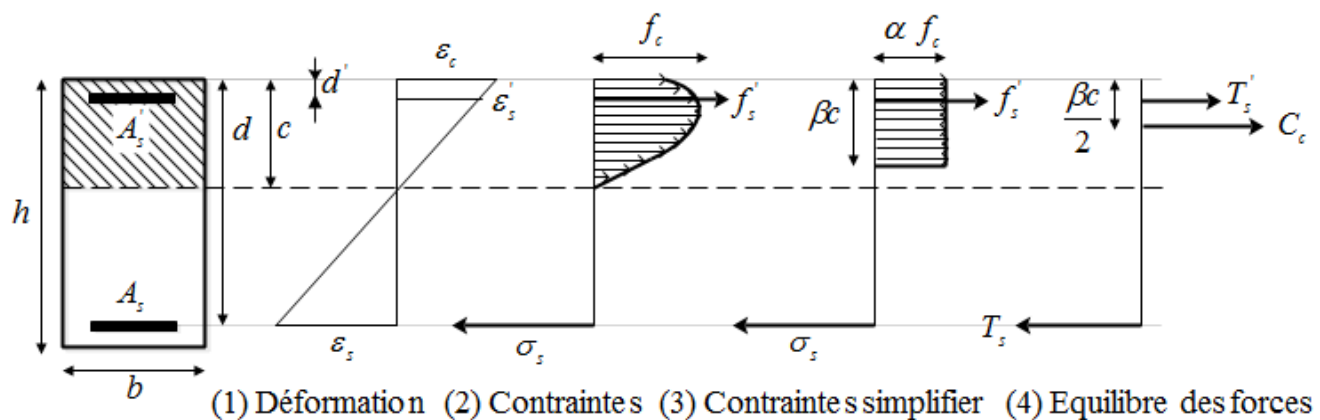


Figure II-9 : La distribution des déformations et des contraintes dans la section

à mi- portée (Nouali, 2017).

II.4 Conclusion

Le modèle développé à l'échelle globale est proposé pour décrire la capacité de rotation des poutres en béton armé. Les phénomènes de localisations dans les zones de fissuration comprimée et tendue sont ainsi introduits. L'influence des effets d'échelle sur l'évolution de la capacité de rotation (ductilité) est prise en considération dans les formules proposées.

En vue de voir l'apport de la méthode des réseaux de neurones dans l'amélioration de la réponse sismique, dans le prochain chapitre, nous allons illustrer une revue bibliographique sur les réseaux de neurones, d'où on a exposé leur structure, leur fonctionnement, leurs historiques ainsi que leurs avantages et inconvénients.

Chapitre III

Approche neuronale

Ce chapitre comporte une revue bibliographique sur les réseaux de neurones, ou on a exposé leur structure, leur fonctionnement, leurs historiques ainsi que leurs avantages et inconvénients.

III.1 Introduction

Les réseaux de neurones sont des modèles de calcul inspiré par la structure et le fonctionnement du cerveau. Ce sont des systèmes parallèles constitués d'un nombre important d'unités interconnectées les unes aux autres. Ces unités d'interconnexion et d'activation donnent aux réseaux de neurones la capacité d'apprendre à partir des exemples. L'information ainsi acquise est stockée dans le poids des interconnexions. Les réseaux de neurones ont aussi des capacités de classification, de reconnaissance, de simulation et de prise de décision qui leur ont conféré un vaste champ d'application en ingénierie et même dans d'autres domaines telle que : la médecine, les finances...et environnement.

Les réseaux de neurones artificiels sont construits sur un paradigme biologique, d'où les chercheurs ont inspiré leur modèle à partir de la compréhension du fonctionnement et de la composition du cerveau humain

Ce cerceau humain est le membre avec lequel on pense, on réfléchit, on raisonne, mais que bon nombre, même les spécialistes ne savent pas avec précision comment le cerveau fait tout ça. Ce dernier est composé d'un grand nombre de cellules appelées les neurones de l'ordre de 10^{11} , ces neurones sont interconnectés par des jonctions appelées les synapses de l'ordre de 10^4 . (Abdi, 1994; Freeman et Skapur, 1992)

III.2 Neurone Biologique ou naturel

Le neurone biologique est une cellule vivante spécialisée dans le traitement des signaux électriques. Les neurones sont reliés entre eux par des liaisons appelées axones. Ces axones vont eux-mêmes jouer un rôle important dans le comportement logique de l'ensemble. Ces axones conduisent les signaux électriques de la sortie d'un neurone vers l'entrée d'un autre neurone.

Les neurones font une sommation des signaux reçus en entrée et en fonction du résultat obtenu vont fournir un courant en sortie (figure III-1).

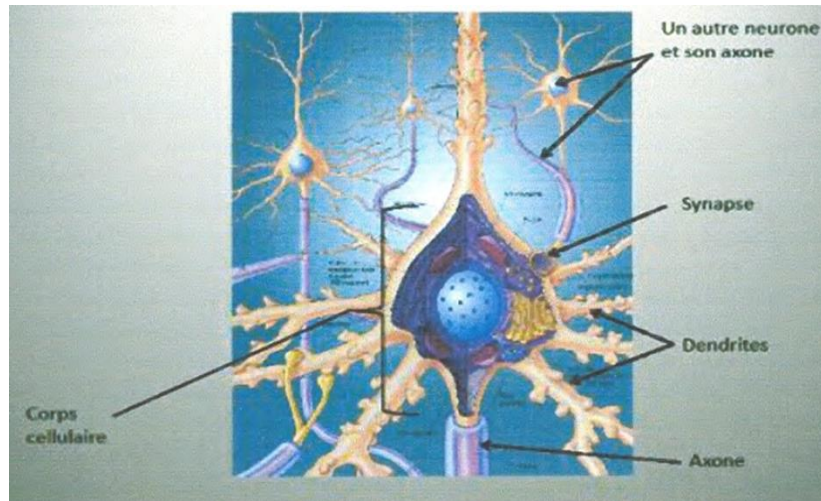


Figure III-1 : Un neurone biologique (Chikh, 2011)

La structure d'un neurone est composée de trois parties :

- Le corps cellulaire ;
- Les dendrites ;
- L'axone.

III.2.1 Le corps cellulaire ou le soma

Il contient le noyau du neurone et effectue les transformations biochimiques nécessaires à la synthèse des enzymes et des autres molécules qui assurent la vie du neurone, il a une forme pyramidale ou sphérique dans la plupart des cas (Habiboullah et Ladjedel, 2018).

Le soma rassemble toutes les informations reçues par les dendrites et procède à une sommation dite spatio-temporelle :

- Spatio, parce que l'arbre dendritique fait converger sur le soma des signaux venant d'un grand domaine spatial autour du neurone.
- Temporelle, parce que la transmission des signaux le long d'une dendrite est caractérisée par un retard, une atténuation et un effet de filtrage (Djafour, 2005).

III.2.2 Les dendrites

Chaque neurone possède une « chevelure » de dendrites. Celles-ci sont de fines extensions tubulaires, de quelques dizaines de microns de diamètre et de longueur. Elles sont les récepteurs principaux du neurone pour capter les signaux qui lui parviennent (Habiboullah et Ladjedel, 2018).

III.2.3 L'axone

L'axone, qui est à proprement parler la fibre nerveuse, sert de moyen de transport connectés les uns aux autres suivant des répartitions spatiales complexes, les connexions entre deux neurones se font en des endroits appelés synapses où ils sont séparés par un petit espace synaptique de l'ordre d'un centième de micron.

Simplement, on peut dire que le corps cellulaire du neurone traite les courants électriques qui lui proviennent de ses dendrites, et qu'il transmet le courant électrique sous forme d'impulsions résultant de ce traitement aux neurones auxquels il est connecté par l'intermédiaire de son axone. Le schéma classique présenté par les biologistes est celui d'un soma effectuant une sommation des influx nerveux transmis par ses dendrites. Si la sommation dépasse un certain seuil, le neurone répond par un influx nerveux au potentiel d'action qui se propage le long de son axone, Si la sommation est inférieure à ce seuil, le neurone reste inactif (Habiboullah et Ladjedel, 2018).

III.3 Neurone Artificiel ou formel

Un neurone artificiel est une unité de traitement qui reçoit des données en entrée, sous la forme d'un vecteur et produit une sortie réelle. Cette sortie est une fonction des entrées et des poids de connexions.

Un neurone artificiel est une modélisation mathématique du neurone biologique, on l'appelle neurone formel. Chaque neurone reçoit des valeurs d'entrées (ou des signaux d'entrée) par son neurone voisin et les utilise pour calculer le signal de sortie qui se propage par les autres neurones. En concordance avec ce processus on doit ajuster les poids des connexions synaptiques. Par définition un neurone formel (Figure III-2) est une fonction algébrique non linéaire, paramétrée, à valeurs bornées.

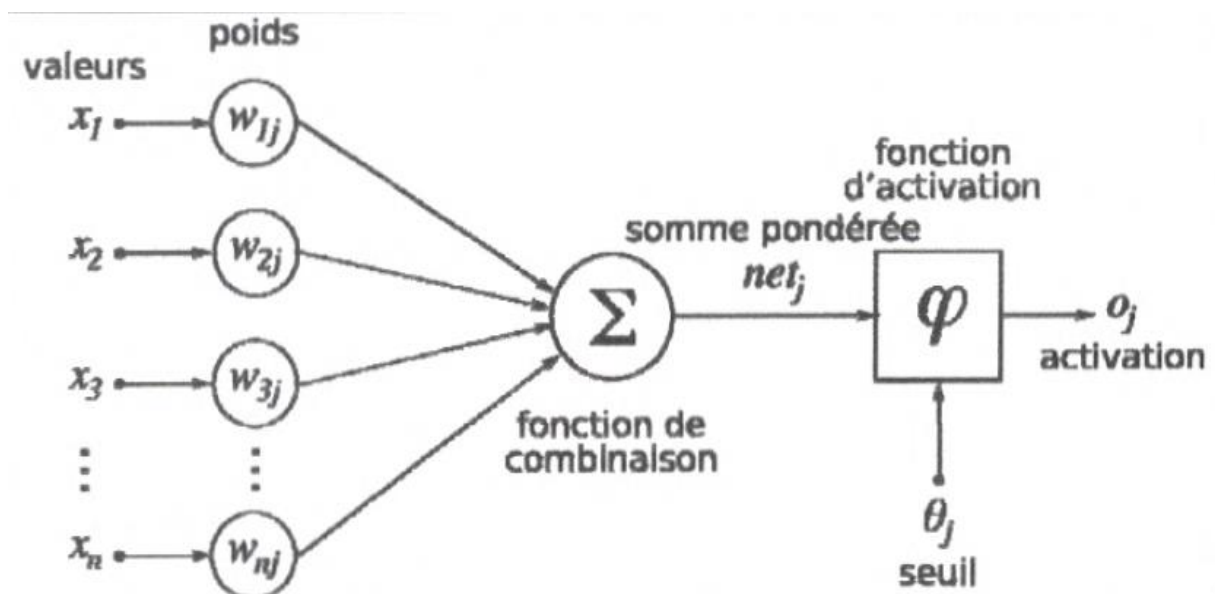


Figure III-2 : La structure d'un neurone artificiel (Chikh, 2011)

Il peut être caractérisé par :

- La nature de ses entrées ($x_1, x_2, \dots, x_i, \dots, x_n$), qui peuvent être les entrées du réseau ou les sorties d'autres neurones du même réseau ;
- La fonction d'entrée totale définissant le prétraitement (combinaison linéaire) effectué sur les entrées comme $\sum W_i \cdot x_i + b$, dont W_i est le poids synaptique attaché à l'entrée i et le b désigne le seuil d'activation (biais) ;
- Sa fonction d'activation, ou d'état f , définissant l'état interne du neurone en fonction de son entrée totale. Cette fonction peut prendre plusieurs formes (Tableau III-1): liste non exclusive ;
- Sa fonction de sortie calculant la sortie du neurone en fonction de son état d'activation.

Il existe différentes fonctions d'activation pour les neurones qui sont données par le tableau suivant :










Nom de la fonction	Relation entrée/sortie	Forme
seuil	$a = \begin{cases} 0 & \text{si } n < 0 \\ 1 & \text{si } n \geq 0 \end{cases}$	
seuil symétrique	$a = \begin{cases} -1 & \text{si } n < 0 \\ 1 & \text{si } n \geq 0 \end{cases}$	
linéaire	$a = n$	
linéaire saturée	$a = \begin{cases} 0 & \text{si } n < 0 \\ n & \text{si } 0 \leq n \leq 1 \\ 1 & \text{si } n > 1 \end{cases}$	
linéaire saturée symétrique	$a = \begin{cases} -1 & \text{si } n < -1 \\ n & \text{si } -1 \leq n \leq 1 \\ 1 & \text{si } n > 1 \end{cases}$	
linéaire positive	$a = \begin{cases} 0 & \text{si } n < 0 \\ n & \text{si } n \geq 0 \end{cases}$	
sigmoïde	$a = \frac{1}{1 + e^{-n}}$	
tangente hyperbolique	$a = \frac{e^n - e^{-n}}{e^n + e^{-n}}$	
compétitive	$a = \begin{cases} 1 & \text{si } n \text{ maximum} \\ 0 & \text{autrement} \end{cases}$	

Tableau III-1 : Les différentes fonctions d'activation pour les neurones (Chikh, 2011)

L'état d'un neurone est fonction des états des neurones auxquels il est relié. Pour calculer l'état d'un neurone, il faut donc considérer les connexions entre ce neurone et d'autres neurones et leur poids.

Une connexion est un lien établi explicitement entre deux neurones, les connexions sont aussi appelées synapse en analogie avec les neurones biologiques.

Une connexion entre deux neurones à une valeur numérique associée appelée poids de connexion. Le poids de connexion w_{ij} entre deux neurones j et i peut prendre des valeurs discrètes, l'information qui traverse la connexion sera affectée par la valeur du poids correspondant.

La figure III-3 présente deux modèles de neurones, un neurone biologique et un neurone artificiel.

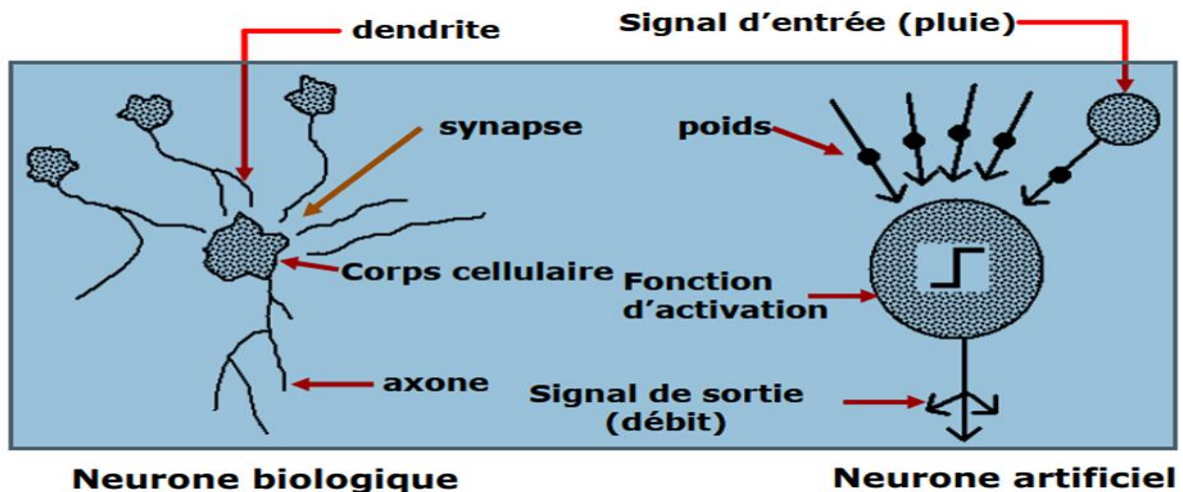


Figure III.3 : Analogie entre neurone biologique et neurone formel (Touzet, 1992)

III.4 Historique Des réseaux Neurone (Touzet, 1992)

En 1890 W. James, un célèbre psychologue américain introduit le concept de mémoire associative, et propose ce qui deviendra une loi de fonctionnement pour l'apprentissage sur les réseaux de neurones connue plus tard sous le nom de loi de Hebb.

Une première vague d'intérêt aux réseaux de neurones a vu le jour après l'introduction par Mc Culloch et Pitts en 1943 la notion des neurones simplifiés (perceptron). Ces neurones ont été présentés comme un modèle du neurone biologique et comme un élément de base pour des circuits (réseaux) capables de réaliser des fonctions logiques, arithmétiques et symboliques complexes. En 1949 Hebb, physiologiste américain, propose une loi de modification des propriétés des connexions entre les neurones, qui explique en partie le conditionnement pavlovien chez l'animal. Les premiers succès de cette méthode furent présentés par Rosenblatt en 1957 qui a construit le premier neuro-ordinateur basé sur le modèle du Perceptron et l'appliqué au domaine de la reconnaissance des formes. En 1960 Widrow un automaticien, a développé le modèle Adaline qui a amélioré la loi d'apprentissage.

Quand Minsky et Papert publièrent en 1969 leur ouvrage qui met en exergue les limitations théoriques du perceptron, il y a abandon financier des recherches dans le domaine, les chercheurs se tournèrent principalement vers l'IA et les systèmes à bases de règles. Seul quelques chercheurs ont continué leurs efforts parmi lesquels on note Teuvo Kohonen, Stephen Grossberg, James Anderson et Kunihiko Fukushima.

En 1982 Hopfield un physicien reconnu à qui l'on doit le renouveau d'intérêt pour les réseaux de neurones artificiels. Au travers d'un article court, clair et bien écrit, il présente une théorie du fonctionnement et des possibilités des réseaux de neurones. Hopfield fixe préalablement le comportement à atteindre pour son modèle et construit à partir de là, la structure et la loi d'apprentissage correspondant au résultat escompté. Ce modèle est aujourd'hui encore très utilisé pour des problèmes d'optimisation. Notons qu'à cette date, l'IA est l'objet d'une certaine désillusion, elle n'a pas répondu à toutes les attentes et s'est même heurtée à de sérieuses limitations. Aussi, bien que les limitations du Perceptron mises en avant par Minsky ne soient pas levées par le modèle d'Hopfield, les recherches sont relancées.

La machine de Boltzmann (1983) est le premier modèle connu apte à traiter de manière satisfaisante les limitations recensées dans le cas du perceptron. Mais l'utilisation pratique s'avère difficile, la convergence de l'algorithme étant extrêmement longue (les temps de calcul sont considérables).

En 1985 la rétro propagation de gradient apparaît. C'est un algorithme d'apprentissage adapté aux réseaux de neurones multicouches. Dès cette découverte, nous avons la possibilité de réaliser une fonction non linéaire d'entrée/sortie sur un réseau en décomposant cette fonction en une suite d'étapes linéairement séparables. De nos jours, les réseaux multicouches et la rétro propagation de gradient reste le modèle le plus étudié et le plus productif au niveau des applications.

En 1990, L'apprentissage par renforcement devient incontournable dans le domaine de l'apprentissage en robotique. Le coût du développement d'une application « RNA » est fortement réduit puisqu'il n'y a plus besoin de construire de bases d'apprentissages. Une simple fonction de renforcement – capable de qualifier (et non quantifier) la réponse du RNA – suffit.

En 1996, Diverses implantations (sur cartes auto-organisatrices notamment Q-Kohon) du renforcement voient le jour, et des propositions sont faites pour faciliter l'écriture de la fonction de renforcement.

En 2006, Pour la première fois deux cartes auto-organisatrices travaillent en synergie, et permettent la synthèse instantanée de comportements en robotique.

En 2010, La Théorie neuronale de la Cognition (TnC) explique comment une hiérarchie de cartes auto-organisatrices est capable de réaliser toutes les fonctions cognitives : attention, mémoire, planification, intelligence, conscience, etc.

En 2013, Les réseaux de neurones « profonds » sont les successeurs des réseaux multicouches (ils vont jusqu'à 10 couches quand leurs prédécesseurs devaient s'arrêter à 2 ou 3 maxi). Les réseaux profonds obtiennent d'excellentes performances pour la classification d'images et de sons. Pour les images, ces performances sont supérieures à celles d'un humain. Pour le son, on estime aujourd'hui que la reconnaissance de la parole est un problème résolu – c'est pourquoi l'on trouve (enfin) des applications capables de comprendre ce que nous disons (exemple Siri d'Apple).

En 2014, Le palimpseste Learning est proposé. C'est l'aboutissement de l'évolution entamée par l'apprentissage par renforcement : il n'y a plus de fonction de renforcement ! Cet apprentissage est basé sur la loi de Hebb, mais ajoute la prise en compte du temps nécessaire à la modification d'efficacité synaptique. Le palimpseste learning trouve « tout seul » les états d'équilibre (homéostasie). Il est particulièrement bien adapté à la commande automatique (boucle de régulation).

En 2015, Les géants du logiciel (Google, Facebook, IBM, etc.) ont recruté pratiquement tous les experts (universitaires) en réseaux de neurones profonds pour développer de nouvelles applications. Nous pouvons donc estimer que les RNA ont répondu à nos attentes et sont en passe de résoudre certains des challenges de l'IA.

Et depuis les réseaux neuronaux ont connu un grand essor vu les applications potentielles et la disponibilité de grand calculateur. En fait les réseaux de neurone sont utilisés dans de nombreux domaines à cause de leurs propriétés et en particulier, leur capacité d'apprentissage et de généralisation.

III.5 Eléments de base

Dans ce paragraphe nous présentons d'abord la structure des réseaux de neurones, puis leur fonctionnement en termes d'apprentissage.

III.5.1 Structure des réseaux de neurones

En général on peut dire que les réseaux de neurones peuvent être caractérisés comme des modèles de calculs apprenant, généralisant et organisant des données.

Un réseau de neurone artificiel contient un grand nombre d'unités, les neurones, qui communiquent entre eux en s'envoyant des signaux à travers de liens, appelées connexions synaptiques.

En général le système de neurone possède trois types de neurones (Figure III-4) :

- Les neurones d'entrée qui reçoivent les données ;

- Les neurones de sortie qui envoient les données par la sortie du système ;
- Les neurones cachés, dont les signaux d'entrée et de sortie demeurent dans le système.

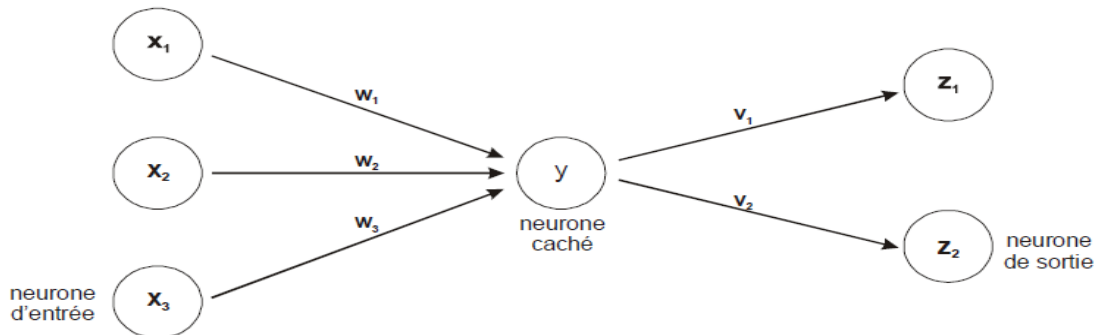


Figure III-4 : Un schéma simple d'un réseau de neurone

III.5.2 L'apprentissage des réseaux de neurones

III.5.2.1 Procédé d'apprentissage

L'apprentissage d'un réseau de neurone peut être considéré comme une action de la mise à jour de ses poids des connexions synaptiques, afin de résoudre le problème demandé. L'apprentissage est la caractéristique principale des réseaux de neurones et il peut se faire de différentes manières et selon différentes règles.

On peut distinguer trois types d'apprentissage : l'apprentissage supervisé et l'apprentissage non-supervisé et l'apprentissage semi supervisé (par renforcement).

III.5.2.1.1 L'apprentissage supervisé

Le superviseur, fournit au réseau des couples d'entrée-sortie. Il fait apprendre au réseau l'ensemble de ces couples, par une méthode d'apprentissage, comme la rétro-propagation du gradient de l'erreur appliqué aux réseaux multi couche (Habiboullah et Ladjedel, 2018), en comparant pour chacun d'entre eux la sortie effective du réseau et la sortie désirée. L'apprentissage est terminé lorsque tous les couples entrée-sortie sont reconnus par le réseau.

III.5.2.1.2 L'apprentissage non supervisé

Contrairement aux modes supervisés, seule une base d'entrées est fournie au réseau. Celui-ci doit déterminer lui-même ses sorties en fonction des similarités détectées entre les différentes entrées, c'est-à-dire en fonction d'une règle d'auto organisation, Il explore la structure des données, ou encore la corrélation entre les modèles d'entrée et les organise à partir de cette corrélation en des catégories (Habiboullah et Ladjedel, 2018).

III.5.2.1.3 L'apprentissage semi supervisé ou hybride

Il combine l'apprentissage supervisé et non supervisé. Dans de nombreux problèmes on ne dispose pas de l'information nécessaire à la construction d'une base d'apprentissage complète. On ne dispose souvent que d'une information qualitative permettant l'évaluation de la réponse calculée, sans pour autant connaître la réponse la plus adaptée (Habiboullah et Ladjedel, 2018).

III.5.2.2 Algorithme d'apprentissage

Dans le cas des réseaux de neurones artificiels, on ajoute souvent à la description du modèle l'algorithme d'apprentissage. Dans la majorité des algorithmes actuels, les variables modifiées pendant l'apprentissage sont les poids des connexions.

L'apprentissage est la modification des poids du réseau dans l'optique d'accorder la réponse du réseau aux exemples et à l'expérience. Il est souvent impossible de décider à priori des valeurs des poids des connexions d'un réseau pour une application donnée. A l'issue de l'apprentissage, les poids sont fixés : c'est alors la phase de test.

Au niveau des algorithmes d'apprentissage, il a été défini trois grandes classes selon que l'apprentissage est dit supervisé, non supervisé ou supervisé. Cette distinction repose sur la forme des exemples d'apprentissage. Dans le cas de l'apprentissage supervisé, les exemples sont des couples (Entrée, Sortie associée) alors que l'on ne dispose que des valeurs (Entrée) pour l'apprentissage non supervisé.

Pour chaque type de réseaux de neurones artificiels, il existe des méthodes ou des algorithmes d'apprentissage permettant une modification des poids et de biais.

On retrouve plusieurs algorithmes d'apprentissage tels que l'algorithme du perceptron, la règle d'apprentissage de Hebb, la règle d'apprentissage de Widrow-Hoff (règle Delta) ainsi que des algorithmes généralisés de Widrow-Hoff pour les réseaux multicouches (rétro propagation du gradient de l'erreur...).

III.5.2.3 Les règles d'apprentissage (Djafour,2005)

La méthode d'ajustement des coefficients synaptiques pendant l'apprentissage du réseau peut être choisi parmi les règles suivantes :

III.5.2.3.1 La règle de HEBB

En 1949, HEBB a proposé le premier mécanisme d'évaluation des synapses. Une interprétation de cette règle pour les réseaux de neurones est la suivante : si deux neurones connectés entre eux sont activés en même temps, la connexion qui les relie doit être renforcée, dans le cas contraire elle n'est pas modifiée. Sa formulation est la suivante :

$$\mathbf{w}_{ij}(\mathbf{t} + 1) = \mathbf{w}_{ij}(\mathbf{t}) + \eta \mathbf{S}_i \mathbf{S}_j \quad (\text{III-1})$$

Avec :

$\mathbf{W}_{ij}(\mathbf{t})$: le poids de la connexion reliant les neurones \mathbf{S}_i et \mathbf{S}_j .

η : un nombre compris entre 0 et 1, représentant le taux d'apprentissage.

\mathbf{t} : représente l'étape d'apprentissage.

III.5.2.3.2 La règle du perceptron

Dans le cas du perceptron, la fonction d'activation est une fonction discrète. Les sorties prennent des valeurs binaires (0 ou 1). La règle d'apprentissage du perceptron est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \mathbf{w}_{ij}(\mathbf{t} + 1) = \mathbf{w}_{ij}(\mathbf{t}) + \eta \mathbf{X}_i & \text{si la sortie actuelle égale à zéro et doit être égale à 1} \\ \mathbf{w}_{ij}(\mathbf{t} + 1) = \mathbf{w}_{ij}(\mathbf{t}) - \eta \mathbf{X}_i & \text{si la sortie actuelle égale à zéro et doit être égale à 1} \\ \mathbf{w}_{ij}(\mathbf{t} + 1) = \mathbf{w}_{ij}(\mathbf{t}) & \text{si la sortie est correcte} \end{array} \right. \quad (\text{III-2})$$

Avec :

$\mathbf{W}_{ij}(\mathbf{t})$: la connexion synaptique ou poids entre le neurone i et le neurone j .

η : représente le coefficient d'apprentissage.

\mathbf{X}_i : l'entrée de neurone.

\mathbf{t} : représente l'étape d'apprentissage.

III.5.2.3.3 La règle de WIDROW-HOFF ou la règle Delta

WIDROW et HOFF ont étudié l'algorithme d'apprentissage du perceptron en considérant une fonction d'activation continue et dérivable. Cette règle est connue sous le nom de la méthode des moindres carrés ou encore la règle Delta. Le principe de cette règle est donné dans ce qui suit: Calculer l'erreur quadratique :

$$E = \sum_{j=1}^n (d_j - y_j)^2 \quad \text{avec} \quad y_j = \sum_{i=1}^m X_i W_{ji} \quad (\text{III-3})$$

Minimiser cette erreur en modifiant les poids de chaque neurone :

$$w_{ji}(t + 1) = w_{ji}(t) + \eta X_i (d_j - y_j) \quad (\text{III-4})$$

Avec :

n : nombre de neurone à la sortie.

m : nombre de neurone à l'entrée.

d_j : la sortie désirée.

y_j ; la sortie calculée.

X_i : l'entrée i de neurone j .

η : représente le coefficient d'apprentissage.

III.5.2.3.4 La règle Delta généralisée ou règle de la rétro propagation

La règle Delta généralisée appelée règle de la rétro propagation du gradient est une généralisation de la règle de WIDROW-HOFF. Elle s'applique aux réseaux multicouches utilisant un apprentissage supervisé. L'idée de base est simple, le réseau apprend en essayant de diminuer son erreur à chaque itération. Il le fait en changeant l'intensité des connexions en sens inverse du signal d'erreur. Son nom provient du fait que les corrections sont apportées de la couche de sortie vers la couche d'entrée. La phase d'apprentissage est réalisée en trois étapes successives :

- Propagation des vecteurs constituant le pattern d'entrée ;
- Calcul des erreurs théorie/réalité, puis rétro propagation de celles-ci (dans le sens de la sortie vers l'entrée) ;
- Mise à jour des coefficients synaptiques, couche après couche, dans cette même direction.

III.5.3 La topologie des réseaux de neurones (architecture)

On appelle topologie des réseaux la façon dont les neurones sont connectés entre eux à travers les différentes couches. En général on peut distinguer deux grands groupes de réseaux de neurones selon leur architecture : les réseaux monocouches et les réseaux de neurone multicouche. Dans ces deux groupes, on retrouve des connexions totales ou partielles entre les couches.

III.5.3.1 Réseaux monocouche (Kadous, 2012)

La structure d'un réseau monocouche est telle que des neurones organisés en entrée soient entièrement connectés à d'autres neurones organisés en sortie par une couche modifiable de poids.

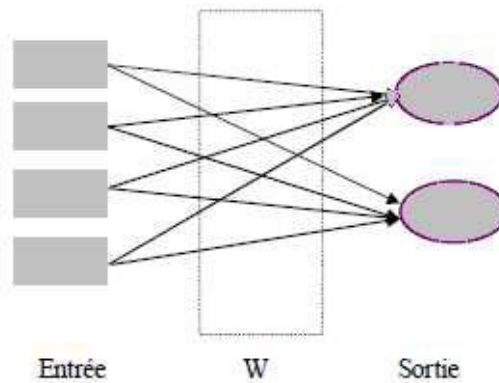


Figure III-5 : réseau de neurones monocouche

III.5.3.2 Réseaux multicouche (Kadous, 2012)

Les neurones sont arrangés par couche. Il n'y a pas de connexion entre neurones d'une même couche, et les connexions ne se font qu'avec les neurones de couches avales.

Habituellement, chaque neurone d'une couche est connecté à tous les neurones de la couche suivante et celle-ci seulement. Ceci nous permet d'introduire la notion de sens de parcours de l'information (de l'activation) au sein d'un réseau et donc définir les concepts de neurone d'entrée, neurone de sortie. Par extension, on appelle couche d'entrée l'ensemble des neurones d'entrée, couche de sortie l'ensemble des neurones de sortie. Les couches intermédiaires n'ayant aucun contact avec l'extérieur sont appelées couches cachées.

III.5.3.2.1 Réseau multicouche classique

Dans un réseau multicouche classique, il n'y a pas de connexion entre neurones d'une même couche et les connexions ne se font qu'avec les neurones de la couche aval. Tous les neurones de la couche amont sont connectés à tous les neurones de la couche aval.

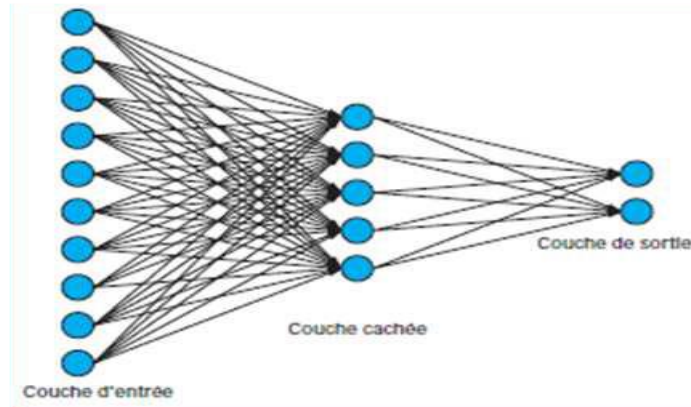


Figure III-6 : Réseau multicouche classique (Kadous, 2012)

III.5.3.2.2 Réseau à connexions locales

C'est aussi un réseau multicouche, mais tous les neurones d'une couche amont ne sont pas connectés à tous les neurones de la couche aval. Nous avons donc dans ce type de réseau de neurones un nombre de connexions moins important que dans le cas du réseau de neurones multicouche classique.

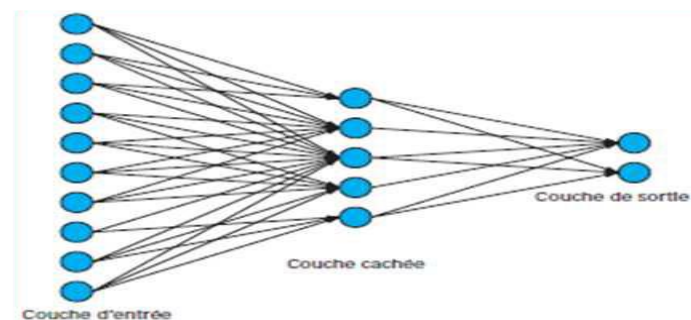


Figure III-7 : Réseau à connexion locale (Kadous, 2012)

III.5.3.2.3 Réseau à connexions récurrentes ou bien les réseaux feed back

Un réseau de ce type signifie qu'une ou plusieurs sorties de neurones d'une couche aval sont connectées aux entrées des neurones de la couche amont ou de la même couche. Ces connexions récurrentes ramènent l'information en arrière par rapport au sens de propagation défini dans un réseau multicouche. Les réseaux à connexions récurrentes sont des réseaux plus puissants car ils sont séquentiels plutôt que combinatoires comme l'étaient ceux décrits précédemment. La rétroaction de la sortie vers l'entrée permet à un réseau de ce type de présenter un comportement temporel.

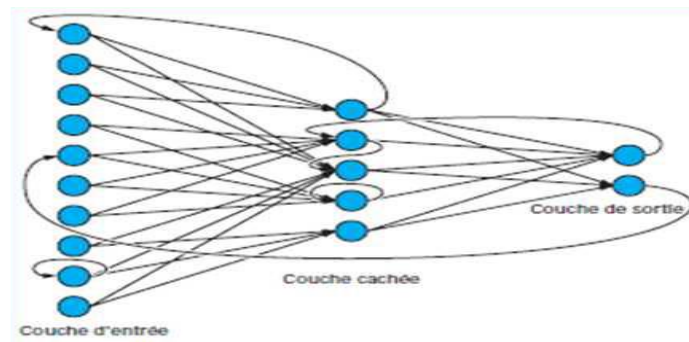


Figure III-8 : Réseau à connexions récurrentes (Kadous, 2012)

III.6 Modélisation

Les réseaux de neurones sont des modèles de calcul très robustes et tolérants aux informations bruitées ou même incomplètes, ces caractéristiques ont fait des réseaux de neurones un bon candidat pour une large variété d'applications en génie civil. Parmi les premiers articles publiés dans ce domaine c'est celui de Adeli et Yeh (Djafour,2005) paru en 1989 décrivant l'utilisation et l'apprentissage du perceptron dans la conception en ingénierie, et depuis plusieurs équipes se sont orientés vers l'application des réseaux de neurones aux problèmes de mécanique des structures, modélisation des matériaux, contrôle des vibrations, prédiction de fissures, détection des dommages, régulation des transports et la liste est longue.

En effet, le point de départ dans la modélisation est toujours un ensemble de résultats expérimentaux. Dans la technique de modélisation analytique traditionnelle, le comportement du matériau est observé dans le but d'identifier ses caractéristiques, une fois chose faite, un modèle mathématique est développé pour simuler ce comportement. Ce processus consiste à coder la connaissance du comportement dans un ensemble de règles mathématiques.

La technique de modélisation par les réseaux de neurones introduite par J. Ghaboussi et son équipe Wu et Garrett en 1991, utilise la capacité d'apprentissage de ces derniers pour simuler le comportement du matériau. A partir des tests de laboratoire, le réseau de neurones subit la première phase d'apprentissage, qui fait que l'information est codée et stockée dans le poids des interconnexions. La deuxième phase est celle de la simulation (validation), dans cette phase les données de quelques tests non-utilisés dans la phase d'apprentissage sont pris et comparés aux résultats obtenus par le réseau de neurones. Les auteurs ont trouvé que cette technique donnait de très bons résultats. Tout ça sans avoir recours à développer des règles ou utiliser des approximations analytiques.

III.7 Avantages et inconvénients des réseaux de neurones

III.7.1 Avantages des réseaux de neurones

Les principaux avantages sont :

- Parallélisme : c'est l'exécution de plusieurs tâches (données numériques et non pas symboliques) en même temps, ce qui explique la grande rapidité de calcul des RNA (Bendaoud, 2014).
- Capacité de représenter n'importe quelle fonction, linéaire ou pas, simple ou complexe ;
- Généralisation : elle permet au réseau de trouver une solution généralisée applicable à tous les exemples du problème, même s'ils contiennent des erreurs ou sont inachevés ou ne sont pas présentés pendant l'apprentissage (Bendaoud, 2014) ;
- Capacité d'apprentissage : elle permet aux réseaux de tenir compte des contraintes et des données provenant de l'extérieur. Elle se caractérise dans certains réseaux par leur capacité d'auto-organisation qui assure leur stabilité (Bendaoud, 2014) ;
- L'apprentissage (ou construction du modèle) est automatique ;
- Résistance au bruit ou au manque de fiabilité des données ;
- Simple à manier, beaucoup moins de travail personnel à fournir que dans l'analyse statistique classique. Aucune compétence en mathématiques, informatique statistique requise ;
- Mémoire distribuée : la mémoire est répartie sur plusieurs entités et sur tout le réseau (Bendaoud, 2014) ;
- Comportement moins mauvais en cas de faible quantité de données ;
- Pour l'utilisateur novice, l'idée d'apprentissage est plus simple à comprendre que les complexités des statistiques multi variables (Lammou et Bellakhder, 2005).

III.7.2 Inconvénients des réseaux de neurones

- L'absence de méthode systématique permettant de définir la meilleure topologie du réseau et le nombre de neurones à placer dans la (ou les) couche(s) cachée(s) ;
- Le choix des valeurs initiales des poids du réseau et le réglage du pas d'apprentissage, qui jouent un rôle important dans la vitesse de convergence ;
- Le problème du sur-apprentissage (apprentissage au détriment de la généralisation) ;
- La connaissance acquise par un réseau de neurone est codée par les valeurs des poids synaptiques, les réseaux de neurones sont donc des boîtes noires où les connaissances sont inintelligibles pour l'utilisateur (Lammou et Bellakhder, 2005).

III.8 Conclusion

Ce chapitre comporte une revue bibliographique sur les réseaux de neurones, d'où on a exposé leur structure, leur fonctionnement, leurs historiques ainsi que leurs avantages et inconvénients.

Dans le chapitre qui se suit, nous exposons les résultats obtenus d'une analyse non linéaire (pas à pas) sur différents types de poutres en flexion ainsi que sur différents types de poteaux en béton armé, en utilisant le logiciel de calcul des éléments finis CAST3M, suivie par une autre simulation numérique en utilisant les réseaux de neurone pour voir la compatibilité de ses résultats numériques avec les résultats obtenue par le modèle de « NOUALI et MATALLAH » en simulant la valeur de " θ_{pl} " pour différentes formes de poutre en béton.

Chapitre IV

Étude paramétrique et validation des résultats

Au premier lieu, on va s'intéresser à l'utilisation du modèle développé par Nouali et Matallah et de montrer qu'à l'échelle de l'élément, la ductilité se mesure par la ductilité en rotation. Pour différents pourcentages d'acier et en variant la hauteur, les courbes moment-rotation du modèle développé sont comparées avec celles de l'expérimentation afin d'approuver l'efficacité de ce modèle proposé.

Au deuxième lieu, une autre simulation numérique en utilisant les réseaux de neurone est faite pour voir la compatibilité de ses résultats numériques avec les résultats obtenus par le modèle proposé (modèle de Nouali et Matallah) en simulant la valeur de " θ_{pl} " pour différentes formes de poutre en béton.

IV.1 Simulation numérique pour la validation du modèle de Nouali et Matallah

IV.1.1 Introduction

Un calcul statique non linéaire (PUSHOVER) est utilisé et peut être effectué dans le logiciel Cast3m 2000 à travers une procédure appelée PASAPAS.

Le logiciel utilisé est un logiciel de calcul par la méthode des éléments finis pour la mécanique des structures et des fluides. Ce dernier est développé au département de modélisation des systèmes et structures (DMSS) de la direction de l'énergie nucléaire du commissariat à l'énergie atomique et aux énergies alternatives (CEA).

Le développement de ce logiciel entre dans le cadre d'une activité de recherche dans le domaine de la mécanique dont le but est de définir un instrument de haut niveau, pouvant servir de support pour la conception, le dimensionnement et l'analyse de structures et de composants.

La principale particularité de Castem 2000, d'être extrêmement adaptable aux multiples applications propres à chaque utilisateur.

Gibiane est le langage interprété qui permet de communiquer avec le programme. Ainsi, le principe est d'écrire un programme en langage GIBIANE à l'aide d'un éditeur de texte (n'importe lequel). Puis de lancer l'application Castem sur le fichier créé. Il est recommandé d'utiliser le suffixe ". dgibi".

La procédure PASAPAS est la procédure générale de résolution en temps et en espace de CAST3M. Elle résout des problèmes de mécanique et de thermique de manière incrémentale (pas à pas). Elle permet de traiter des non linéarités pouvant provenir :

- Du comportement des matériaux (plasticité, conductivité fonction de la température ;
- De la géométrie (grands déplacements) ;
- Des déformations (grandes transformations) ;
- Des chargements (pression suiveuse) ;

- Des conditions aux limites (contact/frottement, rayonnement).

L'utilisation de la procédure PASAPAS et sa syntaxe sont simples dans les cas standards, il suffit d'écrire : PASAPAS TAB1, d'où TAB1 est une table contenant les options et les paramètres nécessaires au calcul (maillages, modèles utilisés, liste des temps de calcul, . . .).

Notons juste que peu d'indices sont obligatoires en entrée comme :

- « MODELE » qui contient un objet de type MMODEL qui est la concaténation de tous les objets modèles précisant la formulation du problème physique.
- « CARACTERISTIQUES » qui contient un objet de type MCHAML précisant les valeurs numériques des propriétés des matériaux du modèle.
- « CHARGEMENT » qui contient un objet de type CHARGEMENT précisant l'évolution temporelle des conditions aux limites.
- « TEMPS_CALCULES » qui contient un objet de type LISTREEL précisant les valeurs des instants de calcul.

La modélisation utilisée est une modélisation à l'échelle globale, les lois de comportement utilisées sont des lois exprimées en fonction des variables généralisées. Ces lois globales sont des relations entre une déformation généralisée (courbure, rotation, déplacement) et sa contrainte associée (moment, force). Cette modélisation peut se faire par l'introduction des lois moment-courbure aux endroits des rotules plastiques. Plus précisément la loi globale de Takeda-modifié est utilisée. Cette dernière est modifiée une deuxième fois par « NOUALI et MATALLAH » afin d'introduire la phase de rupture, car dans sa version actuelle, cette loi permet de reproduire la non-linéarité du matériau, mais pas l'état de ruine (effondrement).

Nous allons exposer dans cette partie, trois simulations numériques, deux entre elles sont des poutres en béton armé soumises à un déplacement imposé, par contre la dernière est une simulation d'un poteau en béton armé testé par (Rodrigue et al).

IV.1.2 Simulation des poutres en béton armé (Bosco et Debernardi)

Géométrie et chargement :

Onze poutres en béton armée de section et de longueur variable de forme prismatique, simplement appuyée ont été testées expérimentalement par Bosco et Debernardi (Bosco et Debernardi, 1992). Ces essais étaient réalisés dans le laboratoire « Matériaux et Structures » du département de génie des structures et géotechniques de la polytechnique de Torino.

Le chargement consiste à appliquer progressivement une force verticale concentrée appliquée à mi-travée des poutres en béton armé jusqu'à leurs rupture complète.

L'acier utilisé est un B500H (haute ductilité). La contrainte maximale de traction de béton est de l'ordre de 2.97 MPa et la contrainte de compression égale à 30.9 MPa.

Les caractéristiques géométriques sont représentées dans la figure ci-dessous

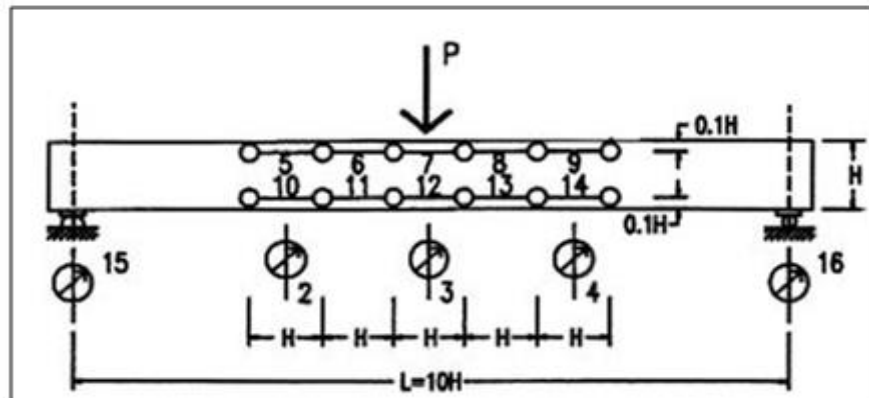


Figure IV-1 : Schéma de Chargement et emplacement des instruments de mesure (Bosco and Debernardi, 1992)

Expérimentalement, les déplacements des différents points du corps des spécimens sont mesurés par des capteurs reliés à une chaîne d'acquisition ; les déformations locales et les rotations plastiques sont relevées par 16 capteurs mises en place avant la mise en charge.

La simulation numérique est réalisée en utilisant le code d'élément finis Cast3M, en utilisant le modèle de Takeda modifié qui est un modèle basé sur le concept de la mécanique de rupture.

On suppose qu'on a un contact parfait entre la barre d'acier et le corps d'éprouvette.

Les données matérielles du béton et de l'acier ainsi que les paramètres du modèle sont représentées dans les deux tableaux ci-dessous :

Poutre	L (mm)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	d'(mm)	ρ (%)	ρ' (%)
T1	2000	200	100	180	20	0.57	0.2
T2				180	20	1.13	0.5
T3				180	20	1.71	0.5
T4	4000	400	200	360	40	0.28	0.2
T5				360	40	0.57	0.2
T6				360	40	1.13	0.2
T7				360	40	1.71	0.2
T8	6000	600	300	540	60	0.13	0.12
T9				540	60	0.25	0.12
T10				540	60	0.57	0.12
T11				540	60	1.13	0.12

Tableau IV-1 : Caractéristiques géométrique des onze éprouvettes.

Avec

- l** Longueur d'élément
- h** Profondeur de la section transversale
- b** Largeur de la section transversale
- d** Profondeur effective de la section transversale
- d'** Enrobage
- ρ** Pourcentage des armatures de traction
- ρ'** Pourcentage des armatures de compression

Les caractéristiques de l'acier		
Fy	Force élastique	6.00E+08 KN
Esu	Déformation ultime de l'acier	0.09 %
Es	Module de Young de l'acier	2.1E+11
Les caractéristiques du béton		
Fc	Contrainte maximale dans le béton comprimé	30.9E+06
Ft	Contrainte maximale du béton en tracté	2.97E+06
Eb	Module de Young du béton	3.0E+10
Gc	Énergie d'écrasement de béton	3.80E+04

Tableau IV-2 : Les paramètres du modèle de Takeda modifié

Les résultats de la simulation sont présentés respectivement dans les figures IV-2, IV-3 et IV-4.

Moment (kn.m)

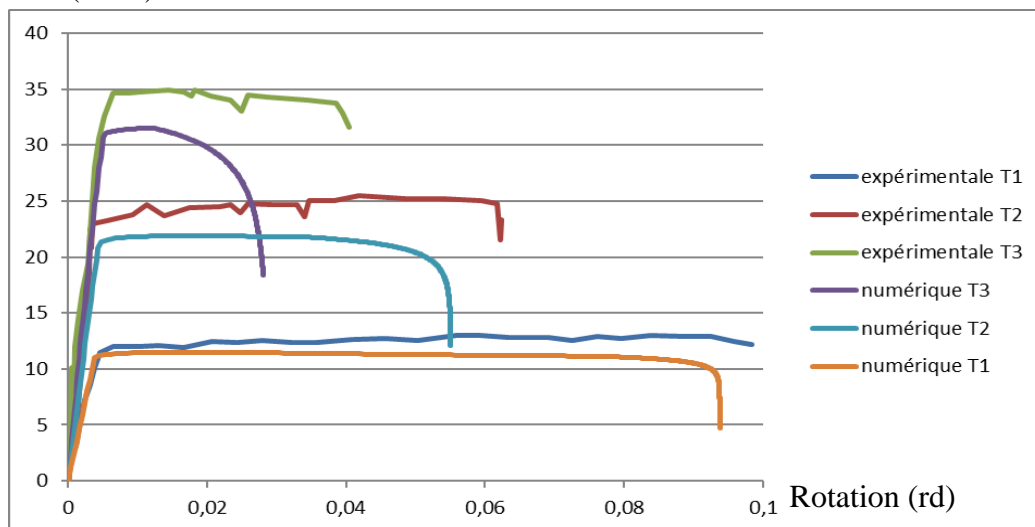


Figure IV-2 : Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour h=0.2m

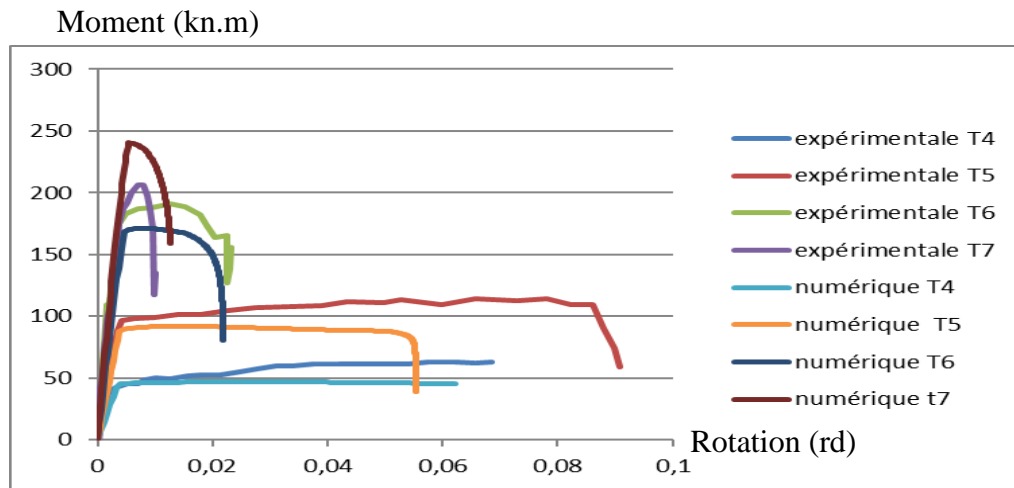


Figure IV-3 : Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour $h=0.4\text{m}$

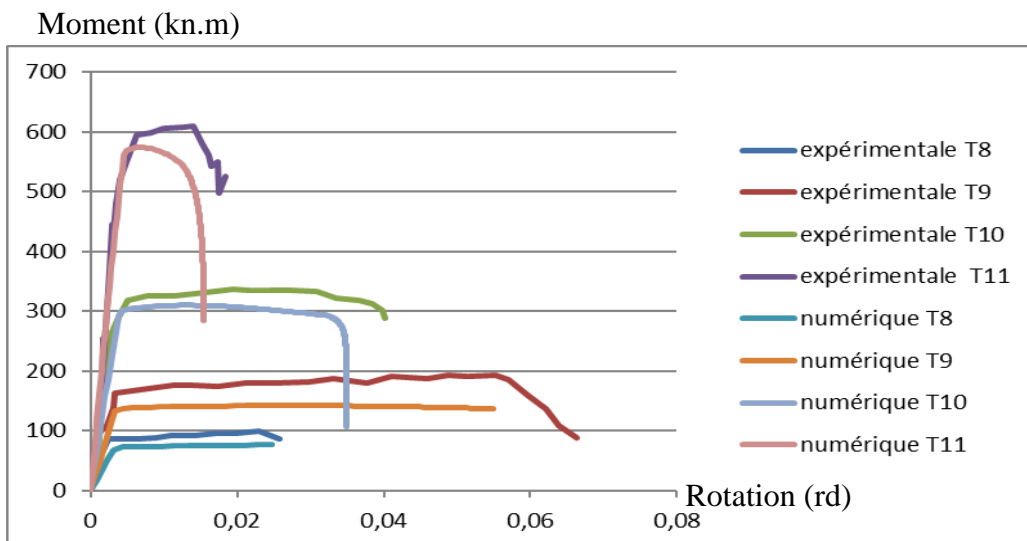


Figure IV-4 : Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour $h=0.6\text{m}$

Les courbes numériques moment-rotation obtenues à partir du modèle proposé sont comparées aux résultats expérimentaux dans les figures IV-2, IV-3 et IV-4 pour différentes hauteurs des poutres et différents pourcentages de renforcement.

On peut dire à partir de ces résultats que pour chaque dimension, l'influence du pourcentage d'armature sur la rupture est importante. Pour un faible pourcentage, la rupture finale des poutres est causée par la rupture de l'acier. Pour les poutres de 0,4 m (Figure IV.3) et de 0,6 m (Figure IV-4) de hauteur, la ductilité maximale est obtenue pour un pourcentage d'armature de 0,57% et de 0,25% respectivement (la réponse mécanique est presque plastique). Ces valeurs correspondent à des pourcentages optimaux (pourcentage minimum). Pour tous les échantillons de différentes

hauteurs, le dépassement du pourcentage optimal conduit à des poutres sur-renforcées où la rupture finale est provoquée inévitablement par l'écrasement du béton (apparition d'une branche descendante à l'extrémité du plateau plastique). Cette rupture se produit « sans avertissement », Plus la hauteur de poutre est élevée, plus le comportement est fragile.

Pour conclure, on peut dire qu'il existe un pourcentage d'armature minimale au-dessous duquel la rupture devient fragile et entraîne une diminution de la capacité de rotation en raison du phénomène de localisation des déformations à proximité des zones fissurées (propagation instable de fissures). C'est pour cela, la réglementation introduit la notion de « pourcentage minimal ». Pour des pourcentages très élevés, la rupture est fragile à cause de l'écrasement du béton. Donc nous constatons que le modèle développé reproduit correctement la réponse moment-rotation de l'expérimentation.

IV.1.3 Simulation des poutres de Bigaj et Walraven

Le deuxième programme d'essais envisagé, est celui réalisée par Bigaj et Walrave (Bigaj et Walraven, 2002) dans le laboratoire Stevin de l'université de technologie de Delft. Les principaux paramètres étudiés sont la taille des spécimens et le pourcentage de renforcement. En particulier, trois différentes classes dimensionnelles de poutres avec des profondeurs effectives de 90, 180 et 450 mm ont été testés en flexion trois points. Deux pourcentages d'acier différents ont été analysés $\rho = 0,28\%$ et $\rho = 1,12\%$.

La géométrie et les paramètres mécaniques des faisceaux testés sont donnés dans le tableau IV-3. Les paramètres mécaniques des armatures sont différents pour chaque diamètre de barre. La résistance moyenne à la compression du béton est égale à 35 N/mm^2 . L'instrumentation utilisée permis de mesurer le déplacement à mi- portée.

La rotation totale du faisceau est calculée par intégration de la courbure le long de l'axe longitudinal de l'élément pour chaque étape de chargement. Le renforcement en compression et les étriers étaient absents (Voir figure IV-5).

L'élanement des poutres $L/h=10$, la distance effective par rapport à la hauteur $d/h=0.9$.

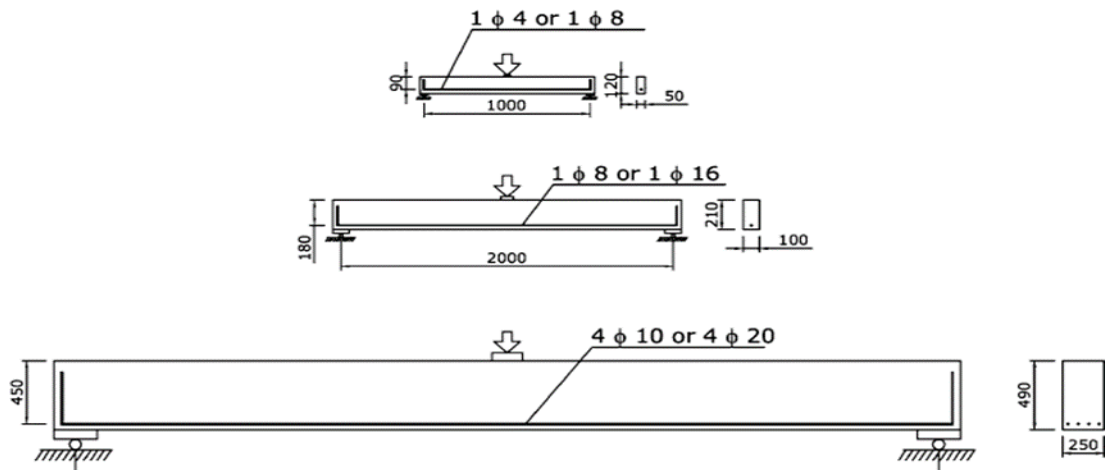


Figure IV-5 : Géométrie des trois spécimens (Bigaj, et Walraven, 2002)

Le tableau IV-3 fournit les données relatives aux spécimens

Spécimens	h(mm)	d(mm)	b(mm)	L(mm)	ρ_t	Renforcement (%)
B.0.1	120	90	50	1000	1φ4	0.28
B.0.2	210	180	100	2000	1φ8	
B.0.3	490	450	250	5000	4φ10	
B.1.1	120	90	50	1000	1φ8	1.12
B.1.2	210	180	100	2000	1φ16	
B.1.3	490	450	250	5000	4φ20	

Tableau IV-3 : caractéristiques géométriques et mécaniques des spécimens

Les courbes numériques force-déplacement obtenues à partir du modèle proposé sont comparées aux résultats expérimentaux dans les figures IV-6 et IV-7 pour deux types de renforcement

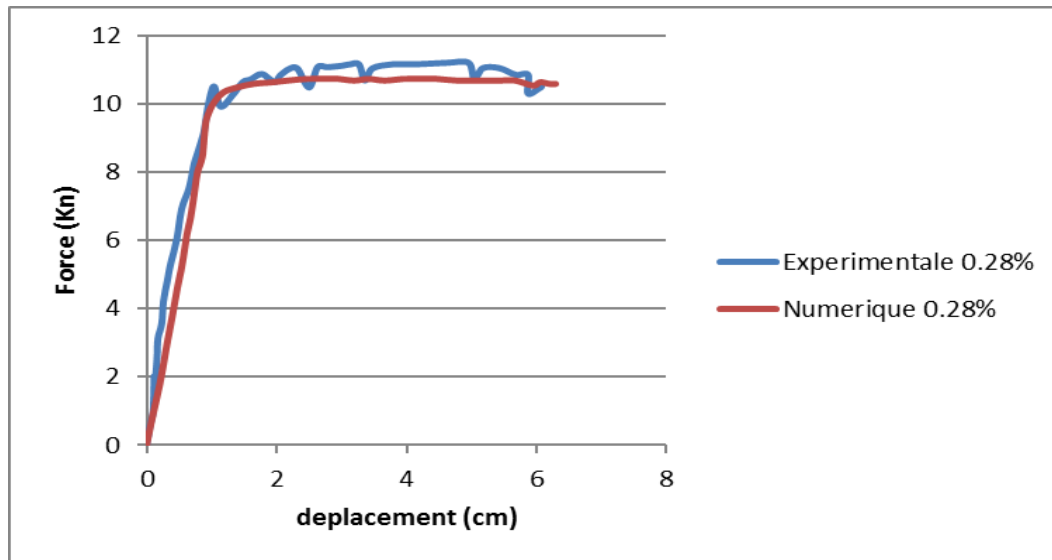


Figure IV-6 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour la poutre B.1.2

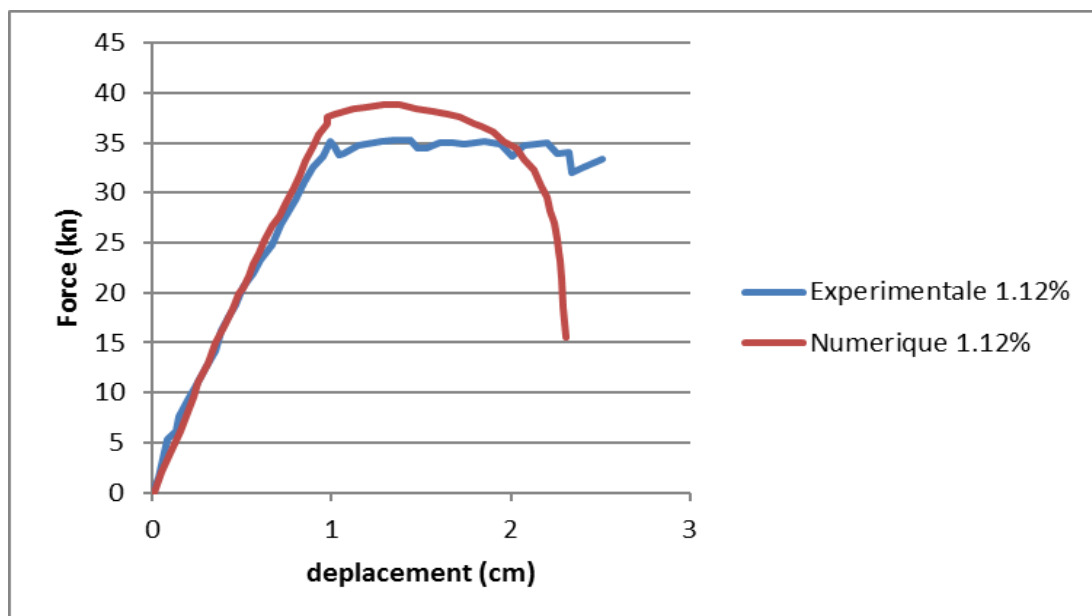


Figure IV-7 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour la poutre B.0.2

Un bon accord est obtenu entre le numérique et les courbes de charge-déplacement expérimentales pour les deux pourcentages de renforcement ($\sigma_t = 0,28\%$ et $\sigma_t = 1,12\%$) (Voir figure IV-6 et IV-7). Dans le cas de faible pourcentage d'acier, les définitions de la rotule plastique \mathbf{U}_{NUM} et \mathbf{U}_{EXP} sont très proche les uns les autres, par contre sont très différents dans le cas de fort pourcentage de renforcement. On peut dire que le modèle est capable de reproduire la ductilité en déplacement des poutres en béton armé.

IV.1.3 Simulation des poteaux de Rodrigues et al

Afin de valider notre troisième programme de calcul et d'assurer qu'il est capable de produire des résultats corrects, nous avons comparé nos résultats obtenus par le modèle développé par 'NOUALI' et 'MATALLAH' qui donne des résultats à l'échelle globale avec les résultats expérimentaux réalisés par Rodrigues et al. (Rodrigues, 2012 ; Rodrigues et al., 2013a ; Rodrigues et al., 2013b) mené une vaste campagne expérimentale de poteaux soumis à une charge horizontale biaxiale combinée à une charge axiale constante.

Vingt-quatre poteaux rectangulaires en béton armé ont été construits avec différentes caractéristiques géométriques et différents renforcements (voir figure IV-8).

Ces poteaux ont été testés cycliquement pour différents chemins de chargement et ainsi à une charge axiale constante.

Notre comparaison s'intéresse aux poteaux où le chargement est uni axial dans la direction forte inertie. Les caractéristiques générales des spécimens et les conditions de test sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Poteau	Section (cm×cm)	f_c	N (KN)
PB01-N01	20×40	48.35	170
PB01-N05	30×40	21.40	300
PB01-N09	30×50	24.39	300
PB01-N013	30×30	21.57	210

Tableau IV-.4 : Caractéristiques géométriques et conditions de test

La figure IV-8 illustre les dimensions des différents poteaux ainsi que le détail des armatures (ferrailage).

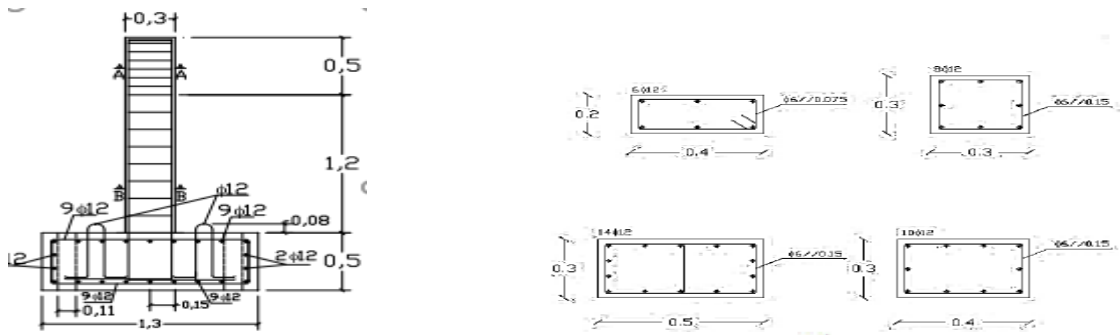


Figure IV-8 : Dimensions et ferrailage des différents poteaux (Rodrigues, 2012)

Le dispositif expérimental utiliser lors du test est le suivant



Figure IV-9 : Dispositif expérimental (Rodrigues et al., 2013b)

Les courbes numériques force-déplacement obtenues à partir du modèle proposé sont comparées aux résultats expérimentaux dans les Figures IV-10, IV-11, IV-12 et IV-13 pour les différentes sections.

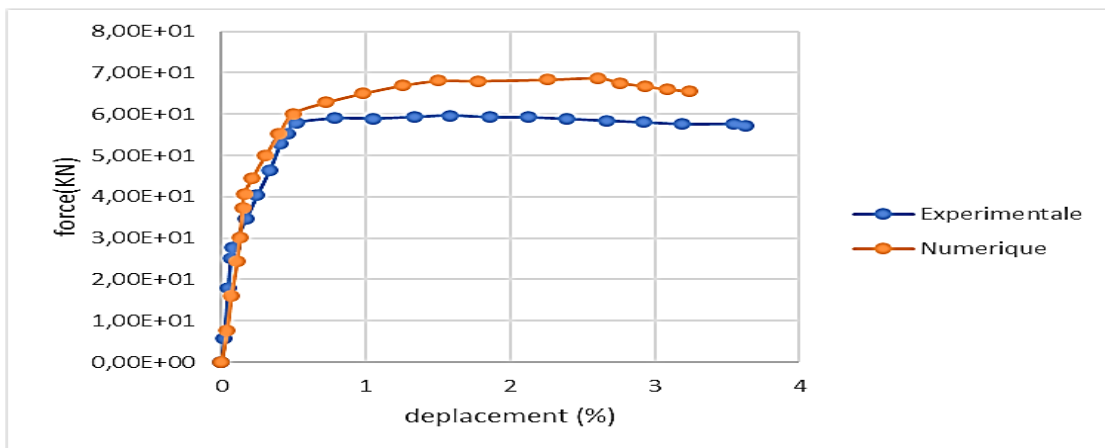


Figure IV-10 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour le poteau de Section (20×40) cm.

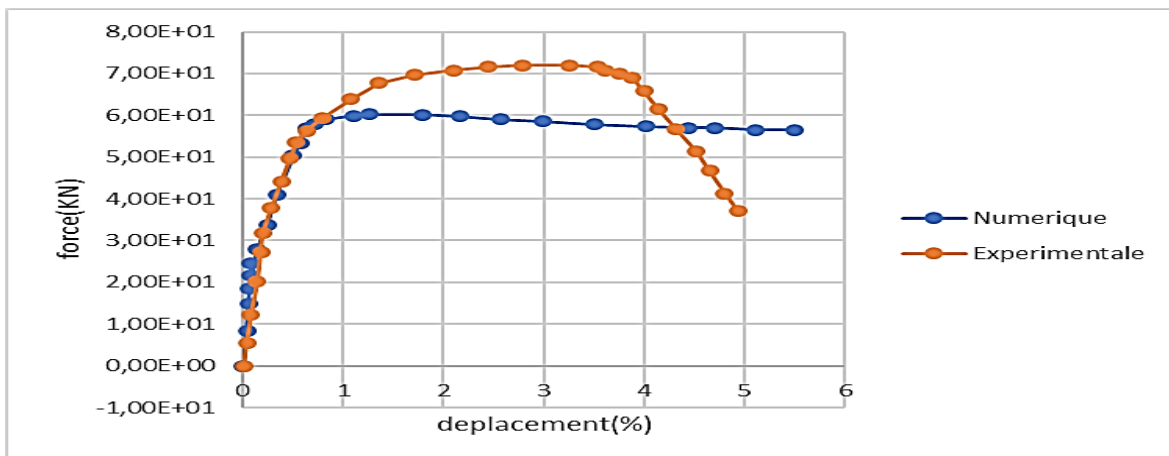


Figure IV-11 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour le poteau de section (30×30) cm

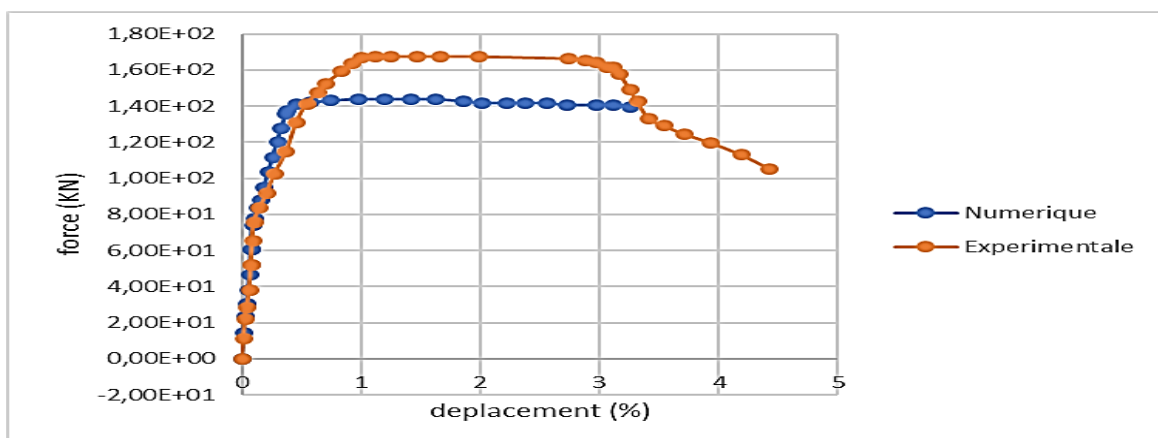


Figure IV-12 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour le poteau de section (30×50) cm.

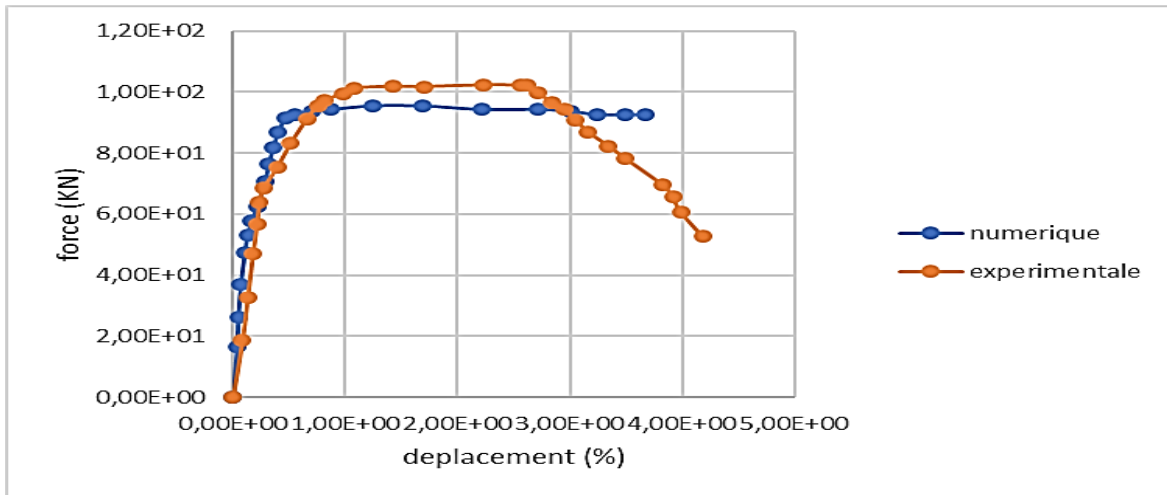


Figure IV-13 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour le poteau de section (30×40) cm.

D'après les graphes présentés dans les figures IV.10, IV-11, V-12 et V-13, On conclut qu'il y a une convergence partielle entre les courbes force-déplacement numériques et expérimentales pour les quatre poteaux, le modèle est capable de reproduire la ductilité de déplacement des poteaux en béton armé.

IV.2 Simulation numérique par réseaux de neurone

IV.2.1 Introduction

Dans le cadre de notre étude qui s'agit d'une analyse de la réponse sismique non linéaire des structures/ouvrages en béton armé, d'où on a utilisé le modèle développé par « NOUALI et MATALLAH » qui est un modèle global qui prend en considération les différentes non-linéarités afin d'obtenir une réponse moment-rotation compatible avec les observations. Cette modélisation est faite par l'introduction des lois moment-courbure aux endroits des rotules plastiques. Plus précisément la loi globale de Takeda-modifié est utilisée. Cette dernière est modifiée une deuxième fois afin d'introduire la phase de rupture.

En vue de voir l'apport de la méthode des réseaux de neurones dans l'amélioration de la réponse sismique, on a simulé la valeur de " θ_{PL} " (rotation plastique) pour différentes formes de poutre en béton armé en utilisant la formule prescrite dans le chapitre II et voir sa compatibilité avec le résultat numérique obtenue par le modèle proposé (Nouali et Matallah).

Différents programmes de simulation par réseaux de neurones sont disponibles et commercialisés (Neurone Solution, Brain Maker, Matlab ToolBoxes, Statistica Neural Network, etc.). Le choix du simulateur se fait sur la base des avantages et des inconvénients de chacun d'eux. Le coût, la flexibilité d'utilisation, le type de plateforme et l'ergonomie de l'interface sont les principaux critères pour évaluer chaque simulateur.

Pour des raisons économiques, nous avons choisi le logiciel MATLAB R2014 a. Ce logiciel a été développé pour être utilisé dans un environnement efficace et flexible de simulation pour la recherche et l'application des RNA, soit généralement par le développement d'un programme ou l'utilisation de l'application « NETWORK DATA ». Cette dernière est développée pour fonctionner sous Windows avec une interface utilisateur graphique facile à utiliser.

L'approche réseaux de neurones artificiels (RNA) est bien adaptée pour traiter les systèmes complexes. Cette approche est issue des travaux réalisés dans le domaine de l'intelligence artificielle et sont inspirés du fonctionnement du cerveau humain en se basant principalement sur le concept de neurone biologique. Il ressemble au cerveau sur deux aspects :

La connaissance est acquise par le réseau à travers un processus d'apprentissage. Les connexions entre les neurones (poids synaptiques) servent à stocker la connaissance. Typiquement, les réseaux de neurones sont ajustés, ou formés, pour qu'un objet entré (input) mène à une production cible (target) spécifique. La figure ci-dessous illustre une telle situation. Le réseau est ajusté en se basant sur une comparaison de la production et la cible (target), jusqu'à ce que la production de réseau corresponde à la cible (target). Typiquement plusieurs tel paires Entré/Cible (Input/Target) sont nécessaires pour former un réseau.

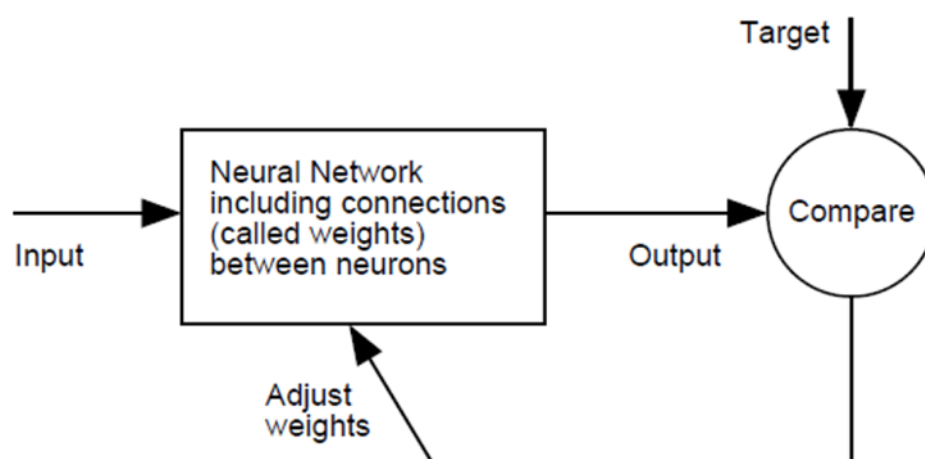


Figure IV-14 : Réseau de neurone ajusté.

Le réseau de neurones multicouche a été choisi dans cette étude en raison de sa popularité et de sa capacité de réussite en termes de classification, de prédiction et d'optimisation des modèles. Ce

réseau comporte une couche d'entrées, une ou plusieurs couches cachées (multi layer) et une couche de sorties. Chaque couche contient des unités de calcul (neurones) connectées à d'autres neurones par des poids.

Le réseau standard qui est utilisé pour l'ajustement de fonction est un réseau feedforward à deux Couches (voir figure IV-15).

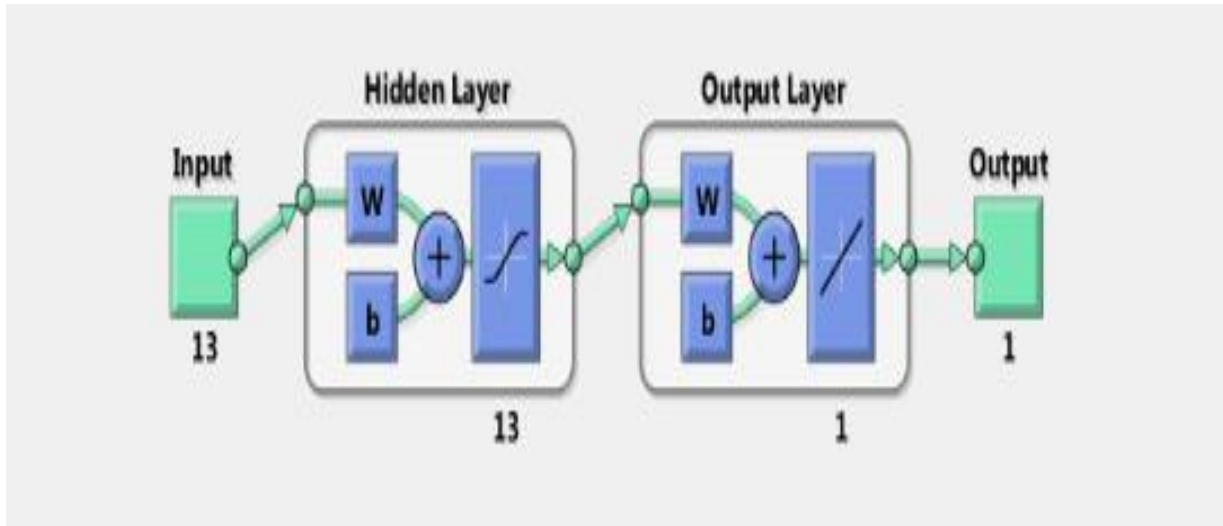


Figure IV-15 : Architecture du réseau neurone

Ce réseau utilise le modèle d'apprentissage supervisé où l'on fournit au réseau un ensemble d'exemples, chaque exemple est constitué d'un vecteur d'entrée (valeurs numériques) et de son vecteur de sortie désirée. Les poids sont au départ aléatoire, et c'est par un mécanisme « d'essai erreur correction » que ce type de réseau évolue vers un état stable. Cette méthode est la plus utilisée pour l'entraînement des réseaux multicouches statiques. Elle a été développée par le groupe de recherche Parallel Distributed Processing (PDP).

La figure suivante représente la méthodologie de développement du Réseau de neurones artificiels (RNA).

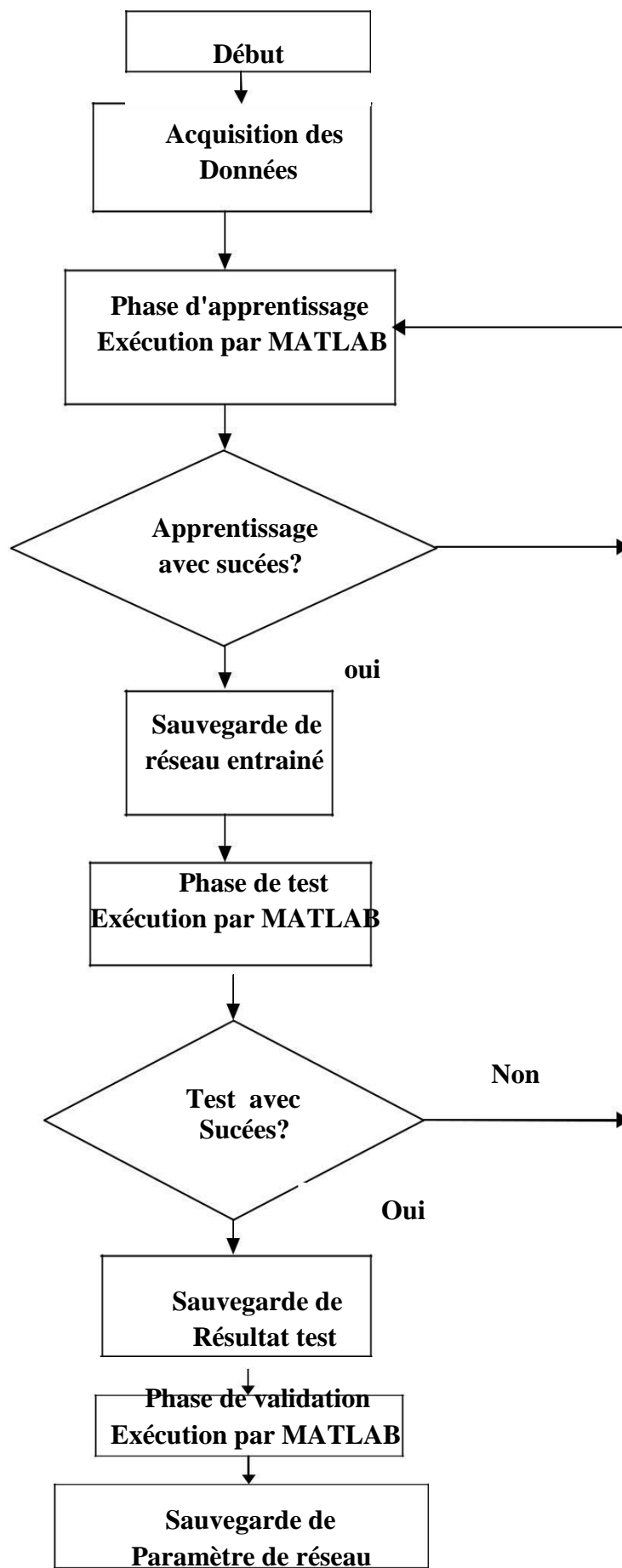


Figure IV-16 : Méthodologie de développement du Réseau de neurones artificiels (RNA) (Bendaoud, 2014).

IV.2 .2 Méthodologie de développement et mise en œuvre

IV.2 .2 .1 Description des données

Pour avoir une base de données consistante, une distribution aléatoire par Excel des paramètres du modèle proposé (Nouali et Matallah) est faite, les poutres sont de section et de longueur variable, de forme prismatique, simplement appuyées, une force verticale concentrée est appliquée à mi travée des poutres jusqu'à leurs rupture complète.

Les paramètres du modèle sont illustrés dans le tableau suivant :

Caractéristiques géométriques des poutres	
L	Longueur d'élément.
H	Longueur d'élément.
B	Longueur d'élément.
D	Profondeur effective de la section transversale.
P	Pourcentage des armatures de traction.
ρ'	Pourcentage des armatures de compression
Caractéristiques de l'acier	
Fy	Force élastique.
Esu	Déformation ultime de l'acier.
Es	Module de Young de l'acier.
Caractéristiques du béton	
Fc	Contrainte maximale dans le béton comprimé.
Ft	Contrainte maximale du béton en tracté.
Eb	Module de Young du béton.
Gc	Énergie d'écrasement de béton.
Θ_p	Rotule plastique.

Tableau IV-5 : Paramètres du modèle

Le tableau IV-6 récapitule l'ensemble des indications sur les paramètres requis et leurs plages de variations.

Type de paramètres	Description	Variation
Entrée	Longueur d'élément	[2-12] m
	Profondeur de la section transversale	[0.2- 6] m
	Largeur de la section transversale	[0.3 - 5] m
	Profondeur effective de la section transversale	[0.18 - 5.4] m
	Pourcentage des armatures de traction	[0.13 - 1.71] %
	Pourcentage des armatures de compression	[0.12 - 0.5] %
	Force élastique	[400 - 600] Mpa
	Déformation ultime de l'acier	[0.07 - 0.09]
	Module de Young de l'acier	[180 - 200] Gpa
	Contrainte maximale dans le béton comprimé	[3.e4 - 4. e4] Mpa
	Contrainte maximale du béton en tracté	[3.e3 - 4. e3] Mpa
	Module de Young du béton	[2.e4 -3. e4] Mpa
Énergie d'écrasement de béton	[3.e4 - 6. e4]	
Sortie	Rotation plastique	Calculer à partir du modèle proposé

Tableau IV-6 : Indicateurs utilisés et plage de variation.

Cette première étape consiste à déclarer la matrice des entrées (602*13) et des sorties (602*1) sous la forme d'un fichier Excel (voir annexe1).

Pour importer les données par MATLAB Workspace, on utilise les options d'entrées (Inputs) et cibles (Targets) dans la fenêtre Select Data (voir Figure IV-17).

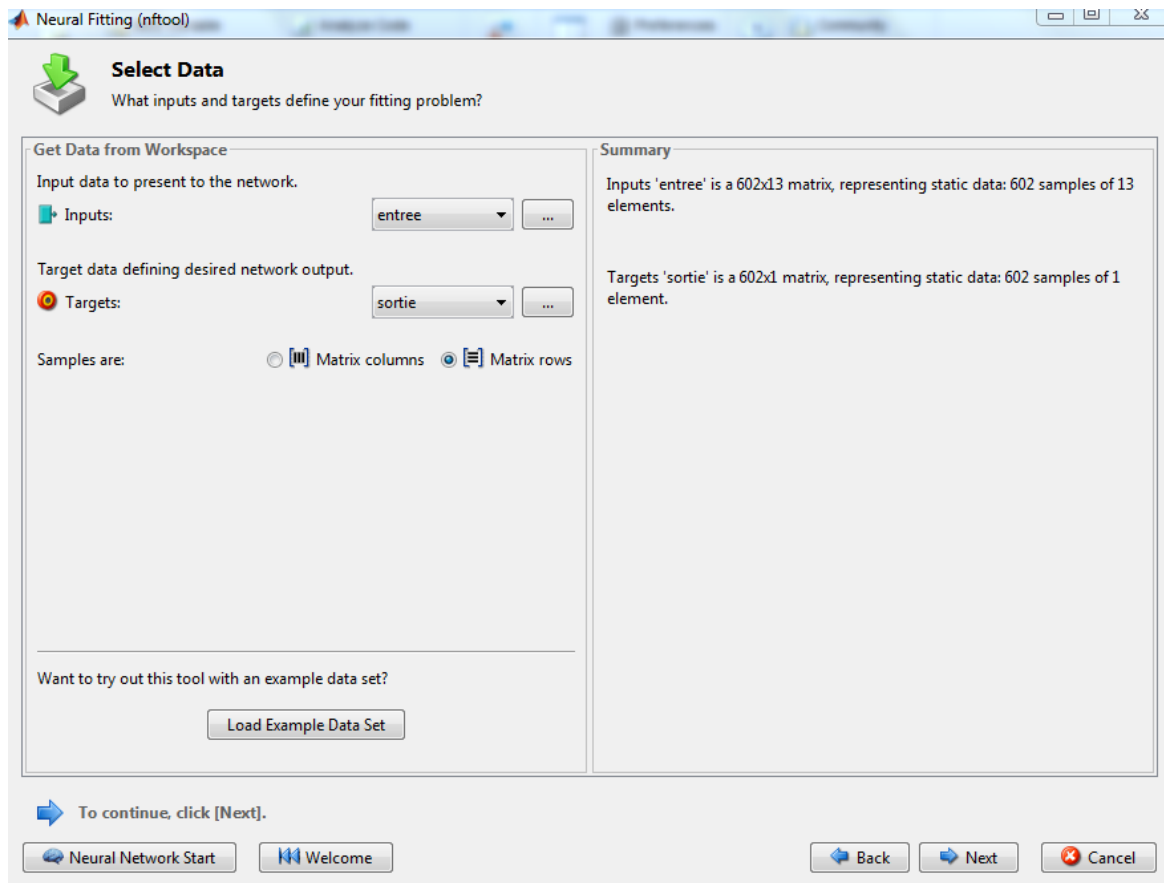


Figure IV-17 : Représentation des données fournies au réseau de neurone (RN)

Après identification des paramètres à employer pour le modèle de prévision. Les données sont divisées en trois parties. 70% des données sont employées pour l'apprentissage, 15% pour la phase de test et 15% pour la validation. La mise en œuvre d'un modèle réseau de neurone artificiel (RNA) inclut ces trois phases : l'apprentissage, le test et la validation.

La phase d'apprentissage ou d'entraînement a pour but de déterminer les paramètres de connexion du réseau à l'aide de la technique d'optimisation. La phase de test consiste à vérifier le réseau déterminé lors de la phase d'apprentissage sur des données non utilisées lors de cette dernière, et à examiner la capacité du réseau à généraliser les exemples d'apprentissage (en comparant la sortie réelle du réseau avec la sortie désirée). La phase de validation est effectuée sur la dernière partie des données.

La figure IV-18 illustre bien ces remarques.

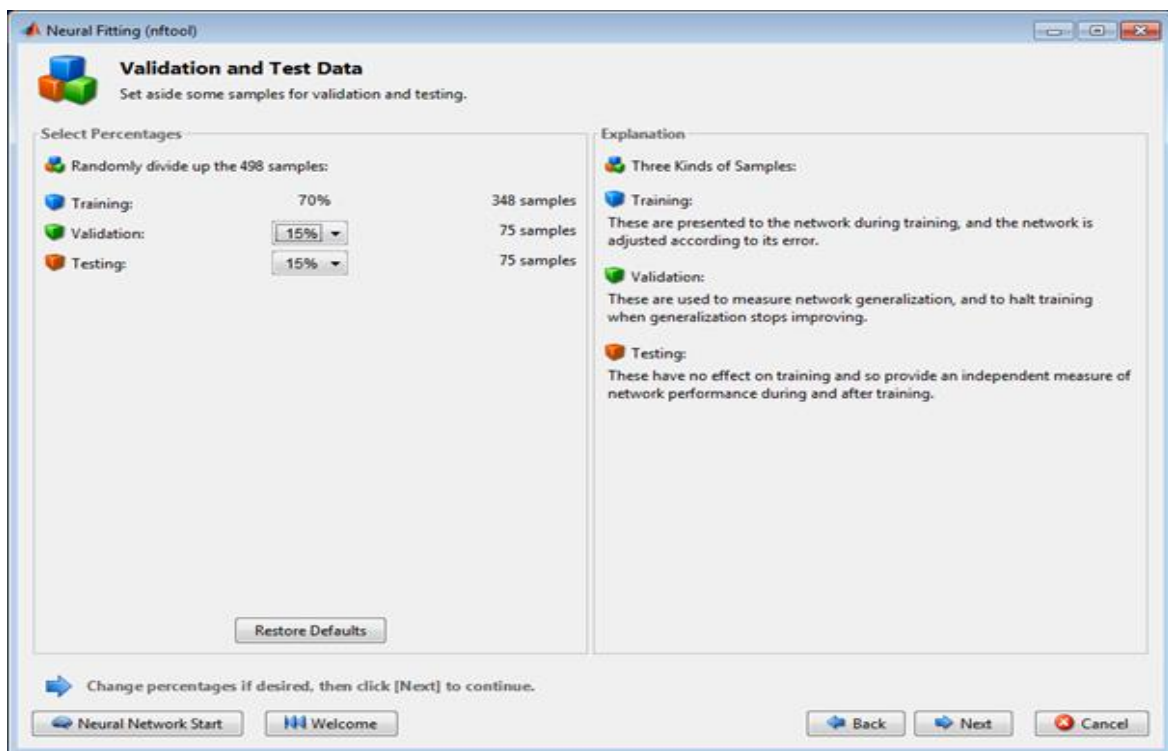


Figure IV-18 : Pourcentage de validation et de test proposé.

Le réseau standard utilisé pour l'ajustement de fonction est un réseau « feedforward » à deux couches, avec une fonction de transfert de sigmoïd dans la couche cachée et une fonction de transfert linéaire dans la couche de production. Le nombre par défaut de neurones cachés est mis à 10. Dans notre cas, on a pris le nombre de neurone égal à 13 (voir figure IV-19).

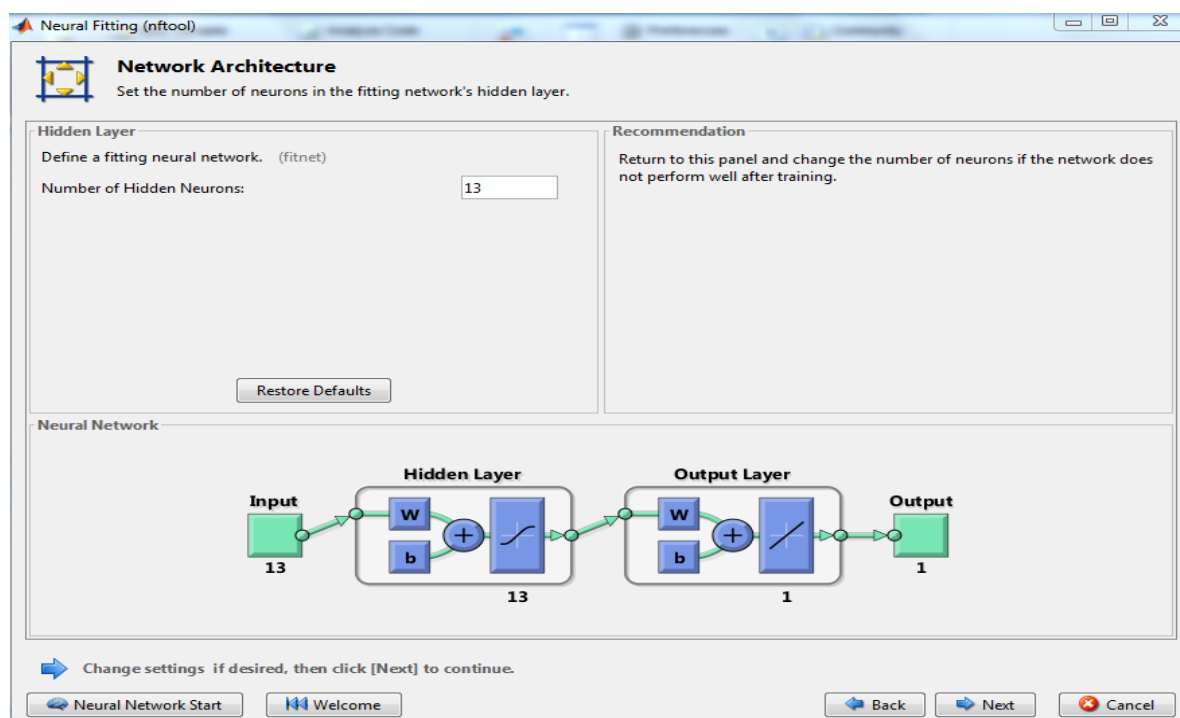


Figure IV-19 : Architecture et nombre de neurones pour RN

On fait entrainer le réseau, pour que la formation continue jusqu'à l'échec de l'erreur de validation, cette dernière à diminuer durant 20 itérations (l'arrêt de validation).

La figure suivante Figure IV-20 illustre les divers paramètres, comme le nombre de cycle pendant l'apprentissage (itérations ; epochs), la fréquence de vérification de l'erreur d'apprentissage vis-à-vis de l'erreur désirée (goal) et le taux d'apprentissage (η : mu)

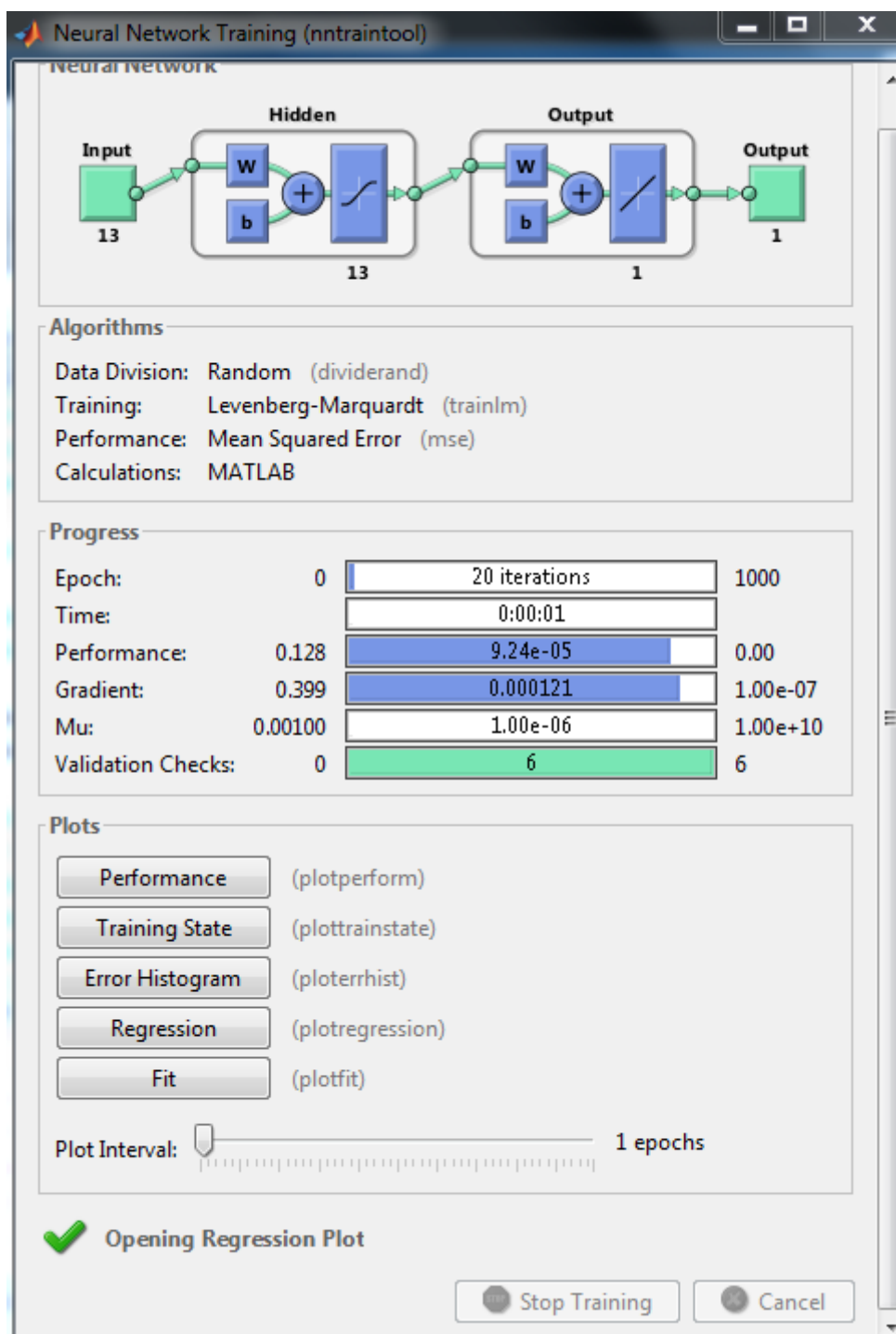


Figure IV-20 : Paramètres obtenues après trainage

L'algorithme employé est l'algorithme « Levenberg-Marquardt (trainlm) » qui est un algorithme d'apprentissage le plus rapide pour les réseaux de taille modérée. Il a la caractéristique de réduction de mémoire pour l'utilisation quand l'échantillon d'apprentissage est grand.

Dans ce cas, on a fixé 1000 itérations comme étant la limite du processus de convergence.

IV.2 .2 .2 Discussion des résultats

Les représentations de régression suivantes montrent les productions de réseau en respectant les cibles formées, la validation et les tests (voir figure IV-21)

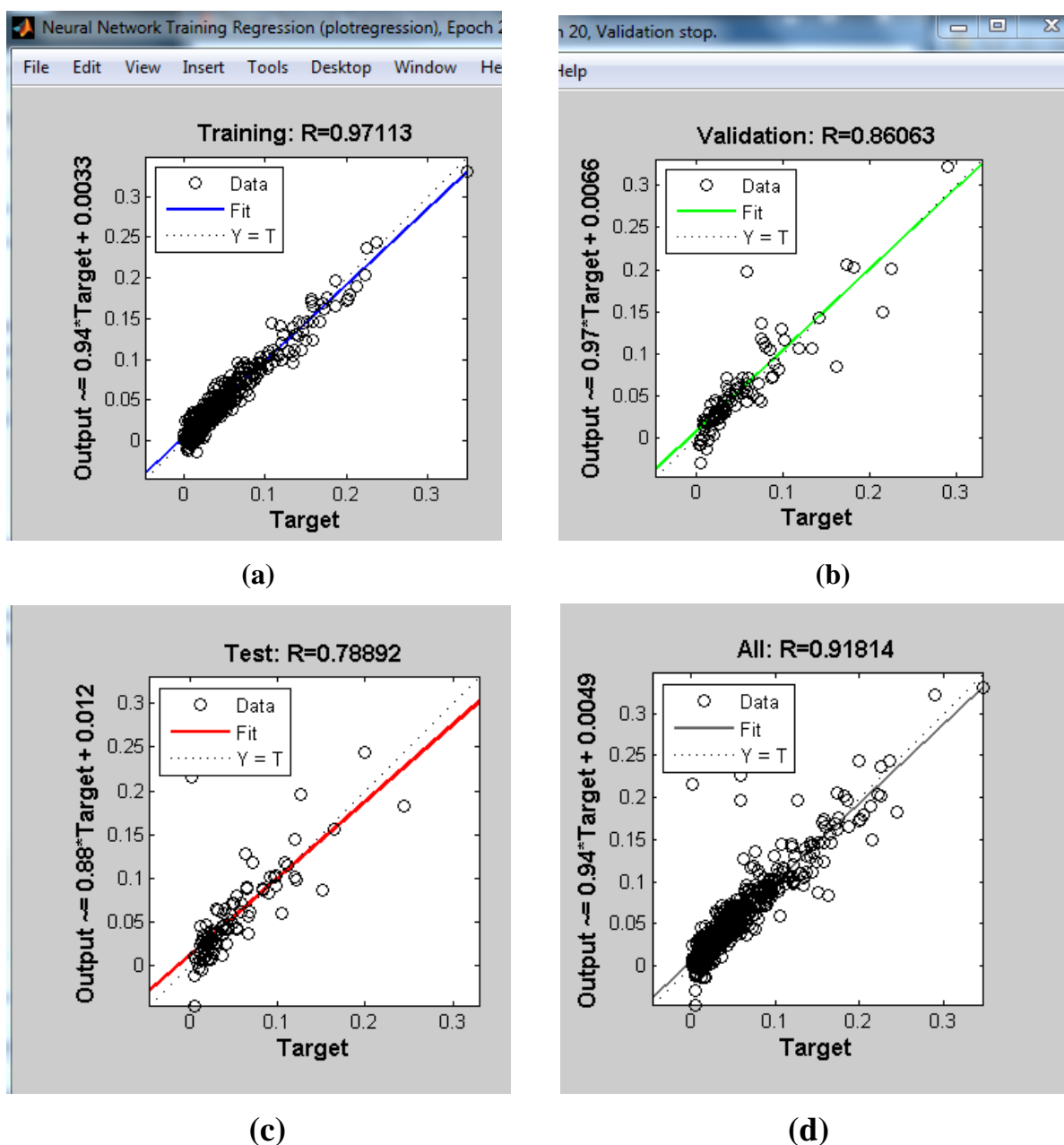


Figure IV- 21 : Courbes de régression de production

Pour une crise parfaite, les données devraient chuter le long de 45 degrés, où les productions de réseau sont égales aux cibles. Pour ce problème, la crise est raisonnablement bonne pour tous les ensembles de données, avec des valeurs de R de 0.87 dans chaque cas dessus (les sorties du réseau sont presque égales aux cibles).

La Figure IV-21 (a) représente la comparaison des valeurs prédites par le réseau (sortie) par rapport aux valeurs obtenues avec les analyses numériques obtenues avec l'ensemble d'apprentissage. On peut observer que le réseau peut reproduire avec une précision extrême les cas inclus dans l'ensemble de la formation. Le coefficient de corrélation ou de détermination a une valeur de 0,97, ce qui indique qu'une très bonne fiabilité est obtenue.

La Figure IV-21 (b) représente la comparaison des valeurs prédites par le réseau en utilisant l'ensemble de validation (de sortie) par rapport aux valeurs obtenues avec les analyses numériques (cible). Le coefficient de corrélation ou de détermination a une valeur de 0,86.

La Figure IV-22 (c) montre la comparaison entre les valeurs prédites par le réseau en utilisant ensemble le test et les valeurs obtenues avec (cible). On peut noter que la valeur de R est plus faible 0,788 que la valeur obtenue dans le test de formation.

La Figure IV-23 (d) montre que la sortie suit les cibles très bien pour la formation, les tests et la validation, et la valeur de R est supérieure à 0,918 pour la réponse totale.

L'histogramme d'erreur suivant, nous permet d'obtenir une vérification supplémentaire de la performance de réseau. Il suffit de cliquer sur le plot pane ' Error Histogram. (Voir figure IV.- 24).

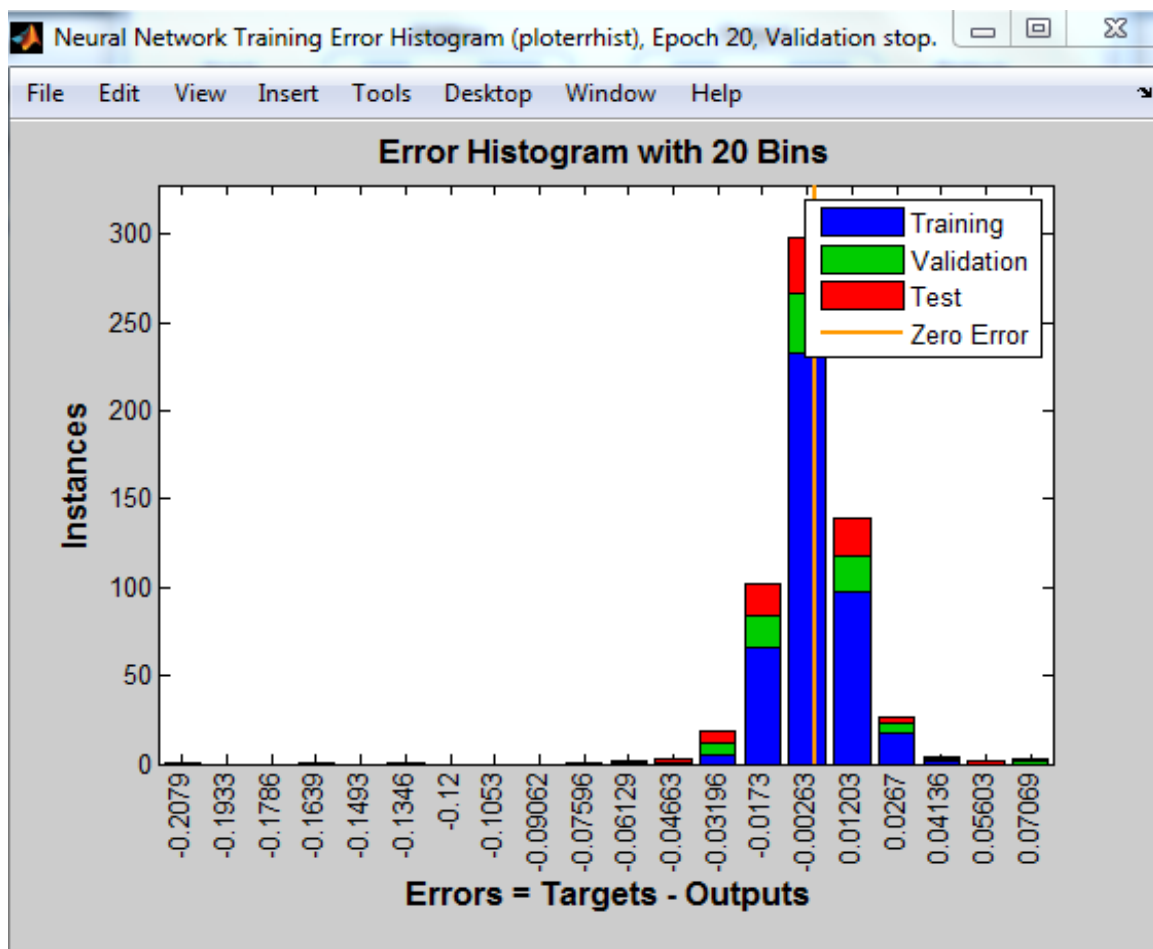


Figure IV-22 : Histogramme d'erreur

Les barres bleues représentent des données de formation, les barres vertes représentent les données de validation et les barres rouges représentent les données de test. L'histogramme peut nous donner une bonne idée de vérification pour déterminer si les données sont mauvaises, ou si ces points de données sont différents que le reste d'ensemble de donnée.

Dans notre cas, on peut voir que la plupart d'erreurs chutent entre (-0.03) et $(+0.03)$ c'est un point de formation avec une erreur de 17.

- En cliquant « performance » dans la fenêtre de formation, un affichage des erreurs de formation (des erreurs de validation et des erreurs de test) apparaît, comme indiqué dans la figure suivante (figure IV-25).

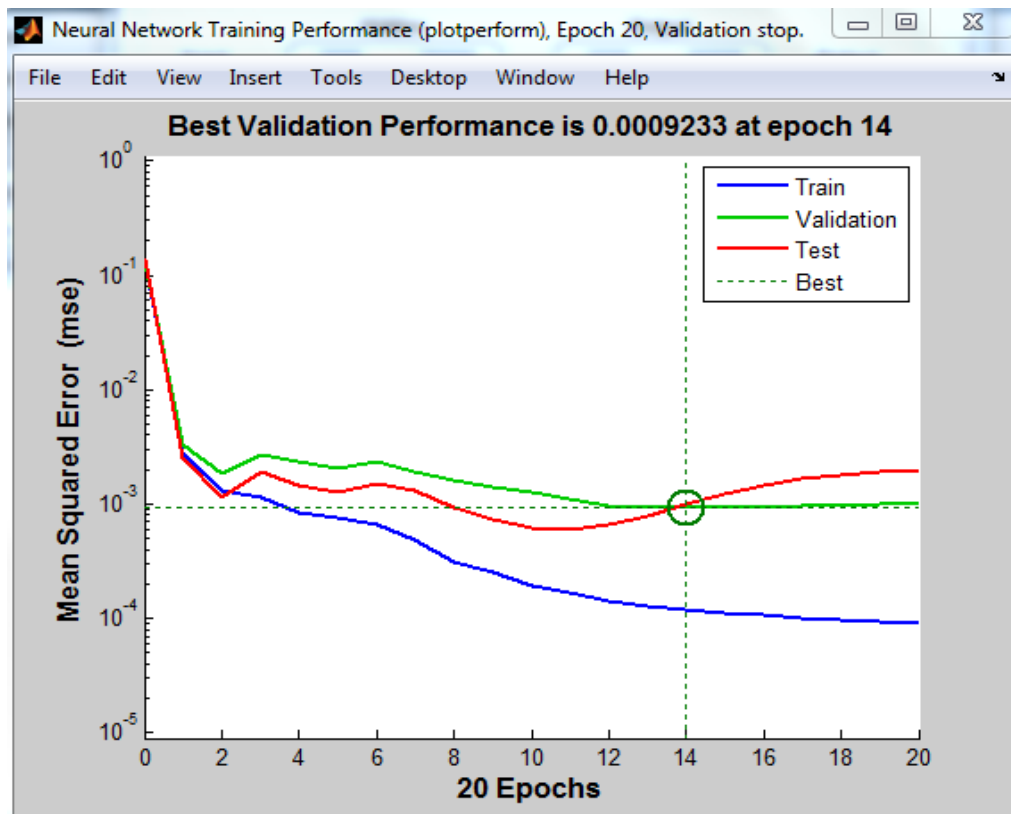


Figure IV-23 : représentation graphique des erreurs de formation, des erreurs de validation, et les erreurs de test.

La Figure IV-23 représente la convergence du réseau mis au point au cours des cycles de formation correspondants. Cette caractéristique est évaluée en observant la somme des erreurs quadratiques moyennes, dont la valeur cible est réglée à une valeur relativement faible de $10E-4$. La haute efficacité de l'algorithme Levenberg Marquardt adopté pour la solution du problème non linéaire est reflétée par le faible nombre de cycles (20), nécessaires pour minimiser la somme des erreurs quadratiques moyennes.

En fait, avec cette stratégie particulière, il est possible de résoudre un problème avec un nombre limité d'itérations (de l'ordre de dizaines), significativement moins que ce besoin par des méthodes conventionnelles (de l'ordre de milliers).

IV.2 .3. Conclusion

On a constaté que les résultats obtenus sont raisonnables en raison des considérations suivantes :

L'erreur quadratique moyenne finale est faible.

L'erreur de jeu de test et l'erreur de jeu de validation ont des caractéristiques similaires.

Pas de sur ajustement significatif obtenu par l'itération 14, où on a obtenu la meilleure performance de validation.

Donc le modèle de prévision adapté est satisfaisant (voir annexe2).

Conclusion

Générale

A l'état actuel, le béton de structure fait l'objet d'un nombre important de travaux scientifiques. La modélisation de son comportement et de sa dégradation est une tâche difficile. En effet, selon la nature et l'intensité de la sollicitation, le matériau béton se dégrade de manière complexe faisant intervenir un ou plusieurs mécanismes élémentaires : plasticité, endommagement, glissement, frottement, fissuration...

En cas de sollicitations sismiques majeures appliquées aux structures, les caractéristiques mécaniques se trouvent souvent modifiées, par conséquent, le calcul linéaire devient insuffisant et le recours à un calcul non linéaire apparaît plus réaliste et mieux adapté.

La ductilité est une propriété fondamentale nécessaire pour une conception sécuritaire des structures en béton armé. Elle trouve sa justification principalement dans le contexte d'une analyse non linéaire des structures à l'état limite ultime. La demande en ductilité est requise pour atteindre différents objectifs : redistribution des sollicitations internes, prévenir une propagation instable de fissures et avoir une bonne dissipation d'énergie accompagnée de grandes déformations pour éviter ainsi une rupture brutale des structures.

Des recherches ont été lancées sur le comportement non linéaire du béton dans l'espoir de mieux comprendre les mécanismes de sa dégradation. Plusieurs théories ont été développées, ceci a conduit à l'élaboration de plusieurs modèles spécifiques. Parmi ces modèles, le modèle de Nouali et Matallah (Modèle proposé) qui est une modélisation à l'échelle globale, les lois de comportement utilisées sont des lois exprimées en fonction des variables généralisées. Ces lois sont des relations entre une déformation généralisée (courbure, rotation, déplacement) et sa contrainte associée (moment, force). Cette dernière peut se faire par l'introduction des lois moment-courbure aux endroits des rotules plastiques pour permettre la reproduction de la non-linéarité du matériau et afin d'assurer un comportement ductile jusqu'à la ruine.

Des simulations numériques sont faites sur différents types de poutres en flexion ainsi que sur différents types de poteaux en béton armé, ces simulations numériques sont réalisées en utilisant le code d'élément finis Cast3M, en utilisant le modèle de Takeda modifié (Nouali et Matallah) qui est un modèle basé sur le concept de la mécanique de rupture.

Parmi ces poutres, on trouvera les onze poutres de Bosco -Debernard et les deux poutres de Bigaj -Walraven, leurs courbes numériques obtenues à partir du modèle proposé sont comparées aux résultats expérimentaux pour différentes hauteurs et différents pourcentages de renforcement, nous avons constaté que le modèle développé reproduit correctement la réponse moment-rotation de l'expérimentation pour les poutres de Bosco -Debernard et que le même modèle est capable de reproduire la ductilité en déplacement pour les poutres de Bigaj -Walraven. Les quatre poteaux

ont été réalisés expérimentalement par Rodrigue- al, leurs courbes numériques force-déplacement obtenues à partir du modèle proposé sont comparées aux résultats expérimentaux pour les différentes sections, on a obtenu un bon accord entre les courbes force-déplacement numériques et expérimentales donc le modèle est capable de reproduire la ductilité de déplacement.

En vue de voir l'apport de la méthode des réseaux de neurones dans la prédiction de la réponse sismique, on a essayé de simuler la valeur de « θ_{pl} » (rotation plastique) pour différentes formes de poutre en utilisant la formule prescrite dans le chapitre II.

L'approche réseaux de neurones artificiels (RNA) est bien adaptée pour traiter les systèmes complexes. Cette approche est issue des travaux réalisés dans le domaine de l'intelligence artificielle et sont inspirés du fonctionnement du cerveau humain en se basant principalement sur le concept de neurone biologique.

Le réseau de neurones multicouche a été choisi dans cette étude en raison de sa popularité et de sa capacité de réussite en termes de classification, de prédiction et d'optimisation des modèles. Ce réseau comporte une couche d'entrées, une ou plusieurs couches cachées (multi layer) et une couche de sorties. Chaque couche contient des unités de calcul (neurones) connectées à d'autres neurones par des poids.

Ce réseau utilise le modèle d'apprentissage supervisé, cette méthode est la plus utilisée pour l'entraînement des réseaux multicouches statiques avec l'utilisation de l'algorithme « Levenberg-Marquardt (trainlm) ».

La mise en œuvre d'un modèle réseau de neurone artificiel (RNA) inclut trois phases : l'apprentissage (70%), le test (15%) et la validation (15%), la phase d'apprentissage ou d'entraînement a pour but de déterminer les paramètres de connexion du réseau à l'aide de la technique d'optimisation. La phase de test consiste à vérifier le réseau déterminé lors de la phase d'apprentissage sur des données non utilisées lors de cette dernière, et à examiner la capacité du réseau à généraliser les exemples d'apprentissage. La phase de validation est effectuée sur la dernière partie des données.

On a constaté que les résultats obtenus sont raisonnables en raison des considérations suivantes

- L'erreur quadratique moyenne finale est faible ;
- L'erreur de jeu de test et l'erreur de jeu de validation ont des caractéristiques similaires ;
- Pas de sur ajustement significatif obtenu par l'itération 14, où on a obtenu la meilleure performance de validation.

Les résultats obtenus sont très encourageants et satisfaisants et nous conduisent à comprendre qu'une bonne prédiction nécessite l'utilisation d'un nombre optimal de neurones dans la couche cachée ainsi qu'un nombre suffisant de données. et que le réseau neuronal aboutit à un plus grand degré de tolérance de précision, que d'autres techniques d'analyse. Par conséquent, la technique se révèle être plus facile et économique par rapport à des travaux expérimentaux coûteux et peut être

Ce travail est un nouvel effort fourni dans la perspective de prédiction de la réponse sismique concernant la rotation plastique. Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs, et que ceci nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique. Nous recommandons aux promotions suivantes d'étudier d'autre cas pour avoir des résultats plus générales utilisées avec succès dans le domaine de génie civil.

R é f é r e n c e s

R é f é r e n c e s

B i b l i o g r a p h i q u e s

Références Bibliographiques

Abdi H, Les réseaux de neurones, Presse Universitaire de Grenoble, 1994.

Bae, s. Et Bayrak, O. Plastic hinge length of reinforced concrete columns. A C I Structural Journal. 2009, 106, 2, 290-300.

Baker, A.L.L., et Amarakone, A.M.N. Inelastic Hyper Static Frames Analysis. Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete. 1964, ASCE 1965-50, ACI SP-12, 85-142.

Bendaoud, Y. Prédiction des résistances mécaniques des bétons à base des ciments composés en utilisant les réseaux neurones artificiels. Constantine, Magister en Génie civil, 2014, université Constantine département de génie civil, 126p.

Bazant, Z. Scaling of structural strength (Second Edition), 2005.

Bazant, Z. Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal. Journal of Engineering Mechanics. 1984, 110, 518-535.

Bazant, Z. Introduction aux effets d'échelle sur la résistance des structures, Paris : Herme science publication, 2004.

Bazant, Z. P., et Gambarova, P. G. Crack Shear in Concrete: Crack Band Microplane Model. Journal of Structural Engineering. 1984, 110(9), 2015–2035.

Berry M., Lehman, D. et Lowes L. Lumped plasticity models for performance simulation of bridge columns. A C I Structural Journal. 2008, 105, 3, 270-279.

Bigaj, J.A., Walraven, J. Size effect in plastic hinges of reinforced concrete members. Heron. 2002, 47, 53–75.

Bosco, C., et Debernardi P.G. Experimental investigation on the ultimate rotational capacity of R.C. beams. Report No. 36, Atti del Dipartimento, Politecnico di Torino, Ingegneria Strutturale. 1992, p.119.

CAN/CSA-A23.3-04. Code canadien sur le calcul des ouvrages en béton. Canadian Standard Association, Toronto, Ontario, Canada 2004.

CAN/CSA-S6-06. Code canadien sur le calcul des ponts routiers. Canadian Standard Association, Toronto, Ontario, Canada 2006.

Ceresa, P., Petrini, L., Pinho, R. Flexure-Shear Fiber Beam-Column Elements for Modeling Frame Structures Under Seismic Loading — State of the Art. *Journal of Earthquake Engineering*. 2007, 11, 46–88.

Chick, M. Modélisation hydrologique par l'approche connexionniste : cas du bassin de l'oued Sebdou (Tafna – nord-ouest Alger). Tlemcen, Magister en Hydro géologie, 2011, université Tlemcen, département d'Hydro géologie, 99p.

Clough, R.W., Johnston, S .B. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. Japan earthquake engineering symposium, Tokyo.1996.

Combescure D. Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de cast3m 2000. Rapport DM2S. 2001, 122p.

Corley, W.G. Rotation Capacity of Reinforced Concrete Beams. *Proceedings of the ASCE*. 1966.

Casanova, A., Jason, L., Davenne, L. Bond slip model for the simulation of reinforced concrete structures . *Engineering Structures*. 2012, 39, 66–78.

Ciutina, L.A. Assemblages et comportement sismique de portiques en aciers et mixtes aciers-béton: expérimentation et simulation numériques. Rennes, Thèse de Doctorat, 2003, Institut national des sciences appliquées de Rennes, 278p.

Chopra A.K., «Dynamics of structures: Theory and Application to Earthquake Engineering », University of California, Berkely, ©1995 by Prentice-Hall, Inc.

Djafour, N. Etude de la flexion simple des poutres en élasto- plasticité par la méthode des réseaux de neurones à rétro propagation. Tlemcen, magister en génie civil, 2005, département de génie civil. 150p.

Davidovici, V. pratique du calcul sismique. Edition eyrolles, France, 2015.

Doneux, C. étude de mécanisme de transfert des flexions à la jonction poutre poteau dans la structure en portiques mixtes soumises à une action sismique. Université de Liège. Thèse de doctorat en science appliquée.2002. Science appliquée .266 p.

Drouna, K. Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP. Constantine, Mémoire en vue de l'obtention d'un magistère, 2010, Génie civil, 146p.

Eduardo Jr Carvalho. Détermination de la longueur de la rotule plastique dans les poteaux confinés avec prfc. Aout 2012.

El ghoulbzouria. A, Benaissab. K, El alamia. Z, Ezziania. A, El Youbia. M, Khamlichic. A, et MOUHAT.O. Application de la méthode d'analyse statique nonlinéaire sur un bâtiment R+3 : 22ème Congrès Français de Mécanique, Lyon, 24 au 28 Août 2015. 6 p.

Eurocode 8. Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes, partie2. 2000.

Fardis, M. Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.1991.

Ferrara G., Gobbi M.E., Strain softening of concrete under compression. Report to RILEM Committee 148 SCC, Enel-CRIS Laboratory, Milano, Italy, 1995.

Freeman, J. A. et Skapura, D. M. Neural Networks Algorithms, Applications, and Programming Techniques. Addison – Wesley Publishing Company, U.S.A, July1992.

Gerstle, K. B., Zimmerman, R. M., Winkler, H., Traina, L. A., Taylor, M. A., Schickert, G., Rossi, P., Newman, J. B., Linse, D., Ko, H.-Y., Kotsovos, M. D., Bertacchi, P., Bellotti, R., and Aschl, H. Behavior of Concrete under Multiaxial Stress States. Journal of the Engineering Mechanics Division.1980, 106(6), 1383–1403.

Gioncu, V. Framed structures Ductility and seismic response. General Report. Journal of Constructional Steel Research. 2000, 55 , 125-154

Gilles Pijaudier-Cabot and Zdenek Bazant. Measurement of characteristic. length of non local continuum.1989.

Grimaldi, A., et Rinaldi, Z. Influence of the steel properties on the ductility of R.C. structures. Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics-Novél Approaches in Civil Engineering. 2004, 14, 297–309.

Hachem R. Etude de la Ductilité de Déplacement des Poteaux en Béton Armé. Constantine Mémoire de Magister, 2004 département de Génie civil ,113p.

Habiboullah, B, Ladjedel, B, Utilisation des réseaux de neurones artificiels pour la prédiction de la vitesse de vent. M'SILA, Master Académique en électronique. 2018, Faculté de TECHNOLOGIE, 61.

Haddi, I. Modélisation par la méthode des éléments finis du problème de contact avec frottement en milieu élastique endommageable (Application au béton)., Magister en Génie civil, Matériaux et structures 2014, université Béjaia département de génie civil, 128p.

Hofbeck, J. Ibrahim, I., and Mattock, A. Shear Transfer in Reinforced Concrete. ACI Journal Proceedings. 1969, 66(2).

Ibrahim, M. Modélisation et calcul des murs porteurs en béton armé soumise aux effets sismique par la méthode des éléments finis : plaque multicouche multicellulaire. Rabat, Thèse de doctorat, 2013, université Mohammed V.

Lemmou, A., et Bellakhdar, K. Ledjedel, A. Identification et commande de systèmes non linéaires par université de M'sila Algérie.2011.

ISIS Canada F R P Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures. The Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures, Winnipeg, Manitoba, Canada. 2008.

Jansen, D.C., et Shah, S.P. Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete. Journal of Engineering Mechanics.1997, 123, 25–35.

J. A. & Skapura, D. M. Neural Networks Algorithms, Applications, and Programming Techniques. Addison – Wesley Publishing Company, U.S.A, July1992.

Kada, O. Réponse sismique de structures à comportement non linéaire sur sol Rocheux. Alger, Thèse de magistère, 2002, Ecole nationale polytechnique.

Kadous, D. Utilisation des réseaux de neurones comme outil du datamining : Génération de modèle comportemental d'un processus physique à partir de données. Tlemcen, Master en physique, 2012, Faculté des sciences, 108 p.

Laible, J. P., White, R. N., et Gergely, P. Experimental Investigation of Seismic Shear Transfer Across Cracks in Concrete Nuclear Containment Vessels. ACI Special Publication, 1977, 53, 203–226.

Lermitte, J. Benchmark SMART 2008, phase 1, Synthetics results report. Département de modélisation des systèmes et structures, Service d'études mécaniques et thermiques.2010, CEA-France, 148.

Lestuzzi, P. Dynamisches Plastisches Verhalten Von Stahlbetontragwänden Unter Erdbebeneinwirkung. Doktor Der Technischen Wissenschaften. Lausanne, Thèse de doctorat, 2000, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Lestuzzi, P., Sellami, S., Badoux, M., 2008. Génie parasismique: Conception et dimensionnement des bâtiments.

Lestuzzi, P., et Badoux, M. The Model : A Simple Hysteretic Model for Reinforced Concrete Walls,2003 .

Lestuzzi, P., Belmouden, Y., Trueb; M. Non linear seismic behavior of structures with limited hysteretic energy dissipation capacity. Bull Earthquake Eng. 2007, 5,549–569.

Louzai, A. Evaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non-linéaires. Thèse en vue de l'obtention du doctorat en génie civil. Université de Tiziouzou, 2016, Algérie, 118p.

Matallah, M.,et Nouali, A. Un modèle global pour la prise en compte des effets d'échelles sur la capacité de rotation des éléments en béton armé : Etude comparative avec leurocode 8. 2016.

Mattock, A.H. Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams. Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, Miami, Florid, 1964.p. année 1975.

Paulay, T., et Loeber, P. J. Miled K. Effet de taille dans le béton léger de polystyrène expansé. Paris, thèse de doctorat , 2005, L'école nationale des ponts et chaussées, 201p.

Nouali, A. Influence des effets d'échelles sur la réponse sismique non linéaire des structures et des ouvrages en béton armé. Tlemcen, thèse de doctorat, 2017, génie civil.143p.

Park, R. et Paulay, T. Reinforced Concrete Structure. John Wiley Sons, New York, NY, USA, 769

Shear transfer by aggregate interlock.” ACI Special Publication. 1974, 42, 1–16.

Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. ACI Structural Journal.98, 2001, 135–148.

- Pijadier, C.G., et Bažant, Z. P. Nonlocal damage theory. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. 1987, 113(10), 1512–1533.
- Priestley, M. et Paulay, T. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley Sons, New York, NY, USA, 1992, 744 p.
- Priestley, M., Calvi, G. et Kowalsky, M. *Displacement Based Seismic Design of Structure*. John Wiley Sons, New York, NY, USA, 2007, 721 p.
- Ragueneau, F. *Fonctionnement dynamique des structures en béton –influence des comportements hystérétiques locaux*. Cachan. Doctorat de l'école normal supérieure, 1999, Laboratoire de Mécanique et Technologie, 187p.
- Ramtani, S. *Contribution à la modélisation de comportement multiaxial du béton endommagé avec description de l'effet unilatéral*. Paris 6, Thèse de doctorat, 1990, Sciences appliquées .
- Rodrigues, H. *Biaxial seismic behaviour of reinforced concrete columns*. Ph.D. thesis, Univ. Of Aveiro, Aveiro, Portugal. 2012.
- Rodrigues, H., Arêde, A., Varum, H., and Costa, A. Damage evolution in reinforced concrete columns subjected to biaxial loading. *Earthquake Eng. 2013a, Struct. Vibr.*, 42(2), 239–259.
- Rodrigues, H., Arêde, A., Varum, H., and Costa, A. Experimental evaluation of rectangular reinforced concrete column behaviour under biaxial cyclic loading. *Earthquake Eng. 2013b, Struct. Dyn.*, 42(2), 239–259.
- Roufaiel, M. S. L., and Meyer, C. Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames. *Journal of Structural Engineering*. 1987, 113(3), 429–444.
- Riva, P., et Cohn, M.Z. Rotation Capacity of Structural Concrete Members. *Magazine Concrete Research*. 1994, 46, 168, 223-234
- Takeda, T., Sozen, M.A., Nielsen, N.N. Reinforced concrete response to simulated earthquake. *J. Engng. Div., ASCE*, 1970, 96, No ST12.
- TOUZET C., « Les réseaux de neurones artificiels. Introduction au connexionnisme ». Cours, exercice et travaux pratiques (1992) 58.
- Terrien, M. Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction". *Bull. Liais*. 1980, 105, 65-72, ISSN 0458-5860.

Van Vliet, M., Van Mier, J. Experimental investigation of concrete fracture under uniaxial compression. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*.1996, 1, 115–127.

Wastiels, J. Behaviour of concrete under multiaxial stresses A review. *Cement and Concrete Research*. 1979, (1), 35-44.

Walraven, J. C., et Reinhardt, H. W. Concrete mechanics. Part A: Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading.” NASA STI/Recon Technical Report.1981, 82, 25417.

Weibull W. A statistical theory of the strength of materials.1939.

ZIRAR, A., et TAIBI, A. Evaluation l’endommagement /fissuration des voiles en béton armé sous chargement sismique : comparaison avec les règlements internationaux. Tlemcen, master en génie civil, 2017, génie civil, 101p.

Annexe 01

6	0,9	0,6	0,810	0,0116	0,0035	573014830	2,01696E+11	0,24	31247361	2768949	2,002E+10	57154	0,014349886
2	0,3	0,2	0,270	0,0153	0,0011	427846318	2,00971E+11	0,11	39653857	2704050	2,0926E+10	42554	0,023035025
4	0,5	0,8	0,450	0,0028	0,0054	581738002	1,8052E+11	0,09	39077456	2661847	2,4426E+10	42792	0,065657484

Annexe 02

Vecteur sortie de prédiction obtenue par le réseau de neurone (θ_{pl})

4.3305196e-02
7.7117027e-03
5.3385132e-02
8.9102653e-02
2.0077526e-02
7.5126631e-03
3.4860909e-03
2.0824565e-02
8.0250409e-03
4.8368424e-02
-2.2691242e-02
-1.8161306e-02
2.0863728e-02
6.0816467e-02
8.8213984e-02
1.8457276e-02
2.6306431e-02
9.9131457e-03
3.2829164e-02
3.4031714e-02
2.6664955e-02
6.9921986e-02
-1.0074169e-05
5.2349906e-02
1.7901972e-01
4.7221553e-02
5.2225613e-02
4.5497571e-02
8.6287054e-02
4.7765999e-02
2.6510502e-02
3.4897003e-02
2.2143790e-02

-1.1180041e-02
2.1783073e-02
2.4274008e-02
4.6826395e-02
2.1618038e-02
1.2893902e-02
1.0497137e-01
1.0446555e-01
8.0872221e-02
5.3037674e-02
1.1358200e-02
3.8240987e-02
2.2117217e-02
8.1338272e-02
5.5470046e-03
4.4888348e-02
5.8119650e-02
2.5277481e-02
2.2167764e-02
3.5165675e-02
4.5954806e-02
4.0962485e-02
6.9440694e-02
2.5877193e-02
5.3380441e-02
1.8172093e-01
3.7071835e-02
3.5274356e-02
6.0331932e-02
5.2500725e-02
3.8487941e-02
1.0805176e-01
4.3353190e-02
2.0848187e-02

6.5599828e-02
6.4986834e-02
2.1226853e-02
2.3340628e-02
4.4182406e-02
4.2403789e-02
6.7417781e-02
1.6173261e-02
4.3229414e-02
1.6178839e-02
6.7308762e-02
3.1094132e-02
4.0248901e-02
5.4782273e-02
5.9147837e-02
5.3063799e-02
3.2205827e-02
3.9849871e-02
6.1279469e-02
5.3083767e-02
1.5914155e-02
1.7665732e-02
9.4993092e-02
7.3446694e-02
4.0980371e-02
1.2294560e-01
9.9674532e-02
4.6072468e-02
1.7160772e-02
6.2932179e-02
3.3872548e-02
8.6046000e-02
7.3619491e-02
4.8471164e-02

2.8945239e-02
6.0075541e-02
6.8207214e-02
5.3047991e-02
5.5483798e-02
2.5206926e-02
8.6035511e-02
4.7124561e-02
2.2836671e-02
8.4003564e-02
8.8626129e-02
2.6963245e-02
3.5026804e-02
4.6835800e-02
4.5045019e-02
4.6810381e-02
7.4451515e-02
5.5696204e-02
3.3239861e-02
5.7965947e-02
2.5896821e-02
1.1659272e-02
5.7267498e-02
7.4447645e-02
4.1997975e-02
3.7546103e-02
4.2004056e-02
3.5053505e-02
9.9427611e-03
7.2576101e-02
5.2175181e-02
1.9639727e-02
2.9015247e-02
5.0691341e-02

2.1178397e-02
7.9672423e-05
5.7601799e-02
6.0098134e-02
4.7456067e-02
2.5817356e-02
4.0644748e-02
2.0621428e-02
1.9632771e-01
9.0957209e-02
4.4047394e-02
2.8985089e-02
9.4553050e-02
4.6388009e-02
3.7989930e-02
1.8012573e-02
2.2071690e-02
2.3269002e-02
6.3397482e-02
6.0201131e-02
6.8714169e-02
3.5004309e-02
3.3957232e-02
5.0553932e-02
8.8404956e-02
4.2727992e-02
8.4495915e-02
3.6853897e-02
2.2247191e-02
1.9691333e-02
1.3104829e-02
1.6604440e-02
1.7228899e-02
5.4517245e-02

5.2816320e-02
2.3902074e-02
1.3316771e-01
1.0204471e-01
3.6999801e-02
6.9405959e-02
7.4669518e-02
1.5441476e-01
5.3441878e-02
8.8170004e-02
4.3991374e-02
9.0676697e-03
1.2715449e-03
1.6521952e-02
8.0757531e-02
1.2000708e-01
2.1289652e-02
6.8526764e-03
2.9050916e-02
6.4587148e-03
2.1997168e-01
1.9338906e-01
4.0912996e-02
4.9788081e-03
8.2529803e-02
3.6060012e-02
1.0865233e-02
3.9365479e-02
-4.4104591e-03
5.1785792e-02
1.3476787e-01
1.3322918e-01
7.9516499e-02
6.9616457e-02

1.0715960e-01
5.1307105e-02
-2.5048082e-03
4.2522313e-02
2.2751511e-02
1.3026776e-02
2.5597967e-03
1.2850231e-01
2.8600499e-02
6.4332562e-02
1.0117469e-01
3.0404366e-02
5.9878743e-02
3.7705352e-02
6.9162483e-02
9.4701689e-03
3.6460994e-02
2.1521789e-02
-1.1764998e-02
1.7276570e-02
4.0732325e-02
2.7900655e-02
8.8111968e-03
5.7720057e-02
7.8572616e-02
1.2840449e-01
4.0119589e-02
1.0703957e-01
4.3984393e-02
1.7968429e-02
5.4474052e-02
4.8324309e-02
2.5576410e-02
2.8908333e-02

-9.5347256e-03
3.6658427e-02
4.0879071e-02
2.2377664e-02
7.5015033e-02
1.8155468e-02
2.1201733e-03
-3.2297614e-03
2.2831742e-01
3.2338496e-02
4.4561982e-02
2.0799302e-02
8.7681275e-02
-6.4959815e-03
3.5337602e-02
8.3589733e-03
8.7039050e-02
3.0074551e-02
1.4181455e-01
4.2892053e-02
-3.7099095e-03
3.1313745e-02
1.5908465e-02
3.4312955e-02
-2.8732279e-03
2.9543221e-02
3.6573343e-02
3.6102876e-02
7.6062727e-02
8.8591751e-02
3.0194929e-01
1.2844926e-01
7.7254044e-02
9.9769240e-02

4.8576453e-02
1.7885843e-02
1.9073815e-02
1.8553421e-01
4.3947031e-02
4.6213128e-02
1.9197804e-02
4.9293514e-03
7.9951691e-03
-1.2223934e-02
4.6160785e-02
5.0634992e-02
6.1707832e-02
7.6342741e-02
2.3607297e-02
5.6792360e-02
2.3786835e-02
-2.2512812e-02
3.6661855e-02
1.4355063e-01
1.2865471e-03
2.1460751e-02
1.6603252e-02
-1.1111399e-02
5.7112250e-02
9.4804302e-03
3.0078334e-02
8.3964331e-02
7.4026686e-02
8.4033432e-02
5.5124134e-02
1.8641342e-02
4.7651332e-02
-1.2079924e-02

1.0933638e-01
1.1291639e-02
1.2757319e-02
7.8158405e-02
6.8572723e-02
1.6627325e-01
1.4923853e-01
4.6259559e-02
-1.1913667e-02
1.1697711e-02
7.3317977e-02
7.5794838e-02
8.8488878e-02
4.6105350e-02
1.2306000e-01
3.3205869e-02
4.4886762e-02
1.1268111e-01
4.9939413e-03
2.2275910e-02
1.2237426e-02
2.0102260e-02
5.0787166e-02
3.9260023e-02
9.3492138e-03
8.3642450e-02
2.4198249e-02
1.5674454e-02
1.4238578e-01
1.0039519e-02
3.1741485e-03
4.4932340e-02
4.3408771e-02
2.7977629e-02

9.8675693e-02
5.2110394e-02
2.3300001e-02
4.7595783e-02
4.0938567e-02
5.7363673e-02
1.2889233e-01
1.5032137e-02
3.0922562e-02
3.1180452e-02
1.0946509e-01
1.2796220e-01
1.9558849e-02
6.3570891e-02
6.1735034e-02
2.0882282e-02
8.1012425e-02
-4.8621606e-03
4.0563592e-02
4.8635043e-02
2.1070096e-02
2.8486549e-02
7.3781315e-02
3.8341766e-02
2.0856532e-02
1.8719354e-01
7.6566222e-02
6.7334185e-02
1.9467864e-02
2.0744614e-01
9.0510062e-02
1.1631547e-02
7.8759690e-02
2.3610882e-02

9.3352052e-03
2.4783532e-02
1.2684504e-01
5.2546784e-02
3.6779761e-02
2.6242634e-02
1.0489027e-01
4.7435592e-02
6.7230382e-02
2.3288843e-02
5.6617785e-02
5.5254831e-02
4.2105169e-02
1.1935226e-01
1.0097543e-01
3.0199300e-02
6.9150940e-02
1.2581374e-01
3.3195941e-03
5.6034077e-02
-1.6301742e-02
4.0869664e-02
1.4002831e-04
1.3982003e-02
3.9651018e-02
2.1900998e-02
3.3254527e-02
1.2221224e-02
4.4715499e-02
-4.3264048e-03
3.2598732e-02
-1.8695380e-02
3.4138392e-02
6.7036441e-02

5.4068690e-02
2.3959322e-02
7.5734862e-02
1.3572962e-02
-5.7400527e-03
1.1558086e-02
9.3453529e-02
4.9786325e-03
4.5630110e-02
5.7526479e-04
3.0081113e-02
9.1381302e-02
2.7167210e-02
6.9021582e-02
2.7105361e-02
1.2085106e-01
1.6689365e-01
6.8411062e-02
1.2272029e-02
7.7873624e-02
5.4992457e-02
-2.5234250e-03
4.0789403e-02
4.0376754e-02
2.4778869e-02
4.9897781e-03
1.4081505e-02
3.0662822e-02
5.7090926e-02
4.5293064e-02
3.2634159e-02
8.7836455e-02
2.6586475e-02
1.5558742e-01

1.6108637e-02
-2.4964142e-03
3.0185675e-02
7.2043246e-02
5.1129068e-02
5.5463765e-02
4.1995248e-02
2.3646251e-02
3.3266565e-02
3.0819784e-02
2.3172569e-02
3.1360429e-02
-4.3879330e-03
1.3136222e-02
1.0368769e-01
4.4442114e-02
1.2598627e-02
9.2354171e-03
-1.1347793e-03
7.3704018e-02
2.4598848e-02
2.8216977e-02
1.1653404e-01
4.8000829e-03
9.0043290e-02
2.2313951e-02
2.1479730e-01
1.4342991e-01
4.4471069e-02
1.0497399e-01
2.4947221e-02
5.1672693e-02
1.2096420e-01
2.5144142e-02

3.1763184e-02
5.5095988e-02
1.0142575e-02
2.1002642e-02
3.2981268e-02
1.5938082e-01
-3.7503490e-02
9.0579471e-02
1.9268534e-01
3.5698274e-02
1.9114058e-01
1.0106851e-02
-9.9748650e-04
1.2023741e-02
1.7248776e-02
1.4965503e-02
9.1433795e-02
1.9702941e-02
3.5402991e-02
1.4408844e-02
6.9111657e-02
1.0492774e-01
1.4845559e-03
3.7606759e-02
3.7083679e-02
1.0390443e-01
3.0193770e-02
1.2641934e-02
-8.1705553e-03
6.3040377e-02
4.8921635e-02
8.6387662e-02
1.5316479e-02
9.7864753e-03

2.0390944e-02
3.3124559e-02
3.5450239e-02
1.0219126e-01
6.6529582e-02
7.1590767e-04
2.0258320e-02
1.7156927e-02
3.8354037e-02
3.6406786e-02
1.2532476e-02
8.7455307e-02
-2.1835655e-02
4.2261499e-02
1.6037374e-01
4.9313824e-03
2.3619878e-01
8.0764675e-02
5.3355826e-02
3.0494180e-02
6.7522014e-02
5.2810680e-02
1.7348319e-01
2.9840202e-02
1.4574478e-02
2.3068558e-02
2.4270292e-02
8.8125547e-02
5.6249242e-03
2.0796592e-02
3.9918452e-02
1.8261520e-02
4.1667113e-02
8.7481116e-02

8.5926481e-02
7.1240726e-02
1.0266841e-01
7.0849649e-02
1.7680935e-01
3.0116197e-02
7.5299760e-04
3.1239241e-02
8.9697815e-02
1.2248317e-02
2.9176224e-02
3.5592981e-02
1.5062259e-01
4.7265558e-02
2.1158709e-02
4.7475667e-02
9.7642015e-03
1.5494272e-02
4.5952917e-02
9.9229939e-03
1.8062460e-02
9.9033568e-03
-4.7819824e-03
1.9516947e-02
1.3385610e-01
-1.4101597e-02
8.0264902e-02
4.4705968e-02
8.1525108e-02
1.1466068e-03
9.1096918e-03
2.3931659e-02
6.0541470e-02
4.2888180e-02

3.4877593e-02
3.0280842e-02
1.0491832e-01
1.8972029e-02
8.1166235e-02
8.8432740e-02
-6.9643798e-03
1.8751183e-01
1.0553812e-01
6.8007571e-02
9.1295710e-02
2.2998059e-02
2.6456305e-02
1.1734072e-01
1.6399398e-02
3.2881641e-02
4.8318307e-02
2.6741477e-02
3.2481672e-02
5.5428794e-03
3.4232204e-02
3.7679961e-02
2.8570565e-02
2.1505756e-02
5.0506001e-02

Résumé

La construction parasismique reste, à l'heure actuelle, le moyen de prévention le plus efficace face aux risques sismiques. Ceci exige essentiellement une meilleure représentation des caractéristiques structurales par les réglementations parasismiques. La capacité de rotation joue un rôle critique dans le dimensionnement des structures en zone sismique.

Le développement des moyens informatiques et de calcul a permis l'apparition de nouvelles méthodes de prédiction utilisant une approche algorithmique. Parmi lesquelles on trouve la méthode des réseaux de neurones. Les réseaux de neurones sont composés par des éléments simples fonctionnant en parallèle. Ces éléments sont inspirés par des systèmes nerveux biologiques. Comme dans la nature, les connexions entre ces éléments déterminent en grande partie la fonction de réseau.

En vue de voir l'apport de la méthode des réseaux de neurones dans l'amélioration de la réponse sismique, on a essayé de simuler la valeur de " θ_p " (rotation plastique) pour différentes formes de poutre en béton armé en utilisant le modèle développé par « MATALLAH » et « NOUALI » qui est un modèle global basé sur le concept de la mécanique de rupture.

Le modèle de prévision conçue s'appuie sur une base de données de 602 exemples avec 13 paramètres d'entrée et une sortie d'où on a montré l'avantage de l'utilisation de réseaux neurones en ingénierie, notamment dans le domaine de génie civil.

Abstract

The seismic building remains, at present, the most effective means of prevention against seismic risks. This essentially requires better representation of the structural characteristics of the seismic regulations. Rotational capacity plays a critical role in dimensioning structures in seismic zones.

The development of computer technology and computing has allowed the emergence of new methods of prediction using an algorithmic approach. Among which are the neural network method. Neural networks are composed of simple elements operating in parallel. These elements are inspired by biological nervous systems. As in nature, the connections between these elements largely determine the network function.

In order to see the contribution of the neural network method in improving the seismic response, it was attempted to simulate the value of " θ_p " (plastic rotation) for different forms of reinforced concrete beam using the model developed by "MATALLAH" and "NOUALI" which is a global model based on the concept of fracture mechanics.

The forecasting model developed is based on a 602sample database with 13 input parameters and output where it was shown the benefit of using neural networks in engineering, especially in the engineering field civil.

ملخص

في الوقت الحاضر، لا يزال البناء الزلزالي أكثر الوسائل فاعلية لمنع المخاطر الزلزالية. هذا يتطلب في الأساس تمثيل أفضل للميزات الهيكلية من خلال القوانين الزلزالية. تلعب القدرة الدورانية دوراً مهماً في تحديد أبعاد الهياكل في المناطق الزلزالية.

وقد أتاح تطوير وسائل الحوسبة والحساب ظهور أساليب تنبؤ جديدة باستخدام نهج حسابي. من بينها نجد طريقة الشبكات العصبية. تتكون الشبكات العصبية من عناصر بسيطة تعمل بالتوازي. هذه العناصر مستوحاة من الأنظمة العصبية البيولوجية. كما هو الحال في الطبيعة، تحدد الاتصالات بين هذه العناصر إلى حد كبير وظيفة الشبكة.

من أجل رؤية مساهمة طريقة الشبكة العصبية في تحسين الاستجابة الزلزالية، حاولنا محاكاة قيمة (دوران البلاستيكية) لأشكال مختلفة من شعاع الخرسانة المسلحة باستخدام النموذج الذي تم تطويره بواسطة "معطى الله" و "نوالي" وهو نموذج كلي يعتمد على مفهوم ميكانيكا الكسر.

يعتمد نموذج التنبؤ المصمم على قاعدة بيانات تضم 602 مثالاً تحتوي على 13 معلمة ادخال ومخرج واحد تظهر منه ميزة استخدام الشبكات العصبية في الهندسة، خاصة في مجال الهندسة المدنية.