

Université Libre des Pays des Grands Lacs

Faculté des Sciences et Technologies Appliquées

Département de Génie Civil



BP.368.Goma

Site web: www.ulpgl.org

ETUDE DE LA DUCTILITE DES STRUCTURES EN BETON ARME SOUS
SOLLICITATION SISMIQUE

Par KOKO CISISI Merci

Mémoire de fin d'étude présenté et défendu en vue
de l'obtention du Grade d'Ingénieur Civil en
structures et ouvrages d'art.

Orientation : **structures et ouvrages d'art.**

Directeur : **Prof. ALEXIS TSHIMOMBO**

Encadreur : **ASS. Ir David MUGANZA**

EPIGRAPHE

L'expérience est la source unique de la vérité, elle seule peut nous apprendre quelque chose de nouveau.

POINCARÉ

DEDICACE

A mes chers parents, André BAGALWA CISISI et Henriette NABINTU

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes remerciements respectueux à l'Éternel Dieu tout puissant pour sa miséricorde, sa protection, son immense amour envers nous, le courage, la volonté et la patience de mener à terme ce présent travail de mémoire.

Mes plus vifs remerciements vont aussi à Monsieur le professeur Alexis TSHIMOMBO qui, en dépit de ses multiples occupations, a accepté de diriger ce travail. Sa disponibilité inconditionnelle, ses conseils éclairants et son savoir-faire nous ont permis de mener à bon terme cet ouvrage.

J'adresse mes sincères remerciements à Monsieur l'ingénieur assistant David MUNGAZA qui a bien voulu nous encadrer dans la réalisation et la rédaction de ce projet. A Monsieur assistant l'Ingénieur Chérif BISHWEKA et l'Ingénieur Raoul IRENGE pour leurs contributions également. Je voudrais exprimer ma profonde gratitude aux autorités administratives et académiques de l'ULPGL, tout le corps professoral ayant intervenu dans notre formation.

J'exprime une reconnaissance particulière à mes chers parents, Pasteur André BAGALWA CISISI et Henriette NABINTU, pour leur soutien spirituel tant moral que financier qu'ils n'ont pas cessé de fournir. Dans un cœur simplifié, nous vous disons merci infiniment.

J'exprime ma sympathie la plus vive à tous les personnels de la faculté des sciences et technologies appliquées, ainsi qu'à l'ensemble des mes camarades étudiants et plus particulièrement ceux de notre faculté pour la chaleureuse ambiance dont ils m'ont entourée.

Nos amis et amies sont aussi remerciés: le campus pour Christ ULPGL, Didi TSHIMPANGA, Yves DUGA, Faveur VUNANGA, Bienvenu BAYENGO, Erick ML, Samuel KIZA, Famille MUYEYI, Famille MACHOTA, Famille MZENZE, à tous les Camarades du home œil de tigre de l'ULPGL et surtout vous que je n'ai pas cité, pour vos encouragements.

Je remercie enfin tous les membres de ma famille, pour leur soutien fraternel, nous citons : La famille David KENGWA, Famille OMBENI, Nyota CISISI, Rehema CISISI, Sarah, Moise, Elizabeth, Dalydie, Lucien, Benjamin,...

Que tous ceux qui, de près ou de loin, d'une manière ou d'une autre ont contribué à la réalisation du présent travail et tous nos lecteurs se sentent ici implicitement remerciés.

KOKO CISISI Merci



SIGLES ET ABREVIATIONS

T_1 : Période fondamentale du bâtiment, en secondes

Δ_y et Δ_u : respectivement déplacement ultime élastique du bâti [11]

α_1 : Coefficient multiplicateur des valeurs de calcul des actions sismiques horizontales (tenant compte de la section la plus sollicitée)

α_u : Coefficient multiplicateur des valeurs de calcul des actions sismiques horizontales (tenant compte de l'instabilité)

h_c : Hauteur libre du poteau

h_{dalle} : Epaisseur de la dalle

h_{etage} : Hauteur des niveaux supérieurs

h_{rez} : Hauteur du rez-de-chaussée

ω_{wd} : est le pourcentage mécanique en volume des armatures de confinement tel que :

E_a : Module élastique longitudinal

E_{bo} : Le module élastique du béton à l'origine.

F_u : Action sismique

H_w : Hauteur du bâtiment d'étude

M_{Rd} : Valeur de calcul du moment résistant

M_{sd} : Valeur de calcul du moment sollicitant

M_w : Magnitude

T_B : Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T_C : Période correspondante au palier d'accélération spectrale constante, en seconde

T_D : Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

T_c : Limite supérieure des périodes correspondant à ce palier

b_c (resp. b_0) : La plus petite dimension transversale du poteau (resp. la plus petite dimension transversale du noyau de béton)

d_{bl} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

d_{bw} : Diamètre des armatures transversales ;

f_{cd} : Résistance de calcul en compression du béton;

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à j jour.

f_e : Limite élastique

f_{su} : Résistance de l'acier à l'état limite ultime

f_y : Limite d'élasticité de l'acier correspondant l'allongement ϵ_s .

f_{yd} : Résistance de calcul en traction de l'acier;

l_{cr} : Distance critique

ϵ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

ϵ_{su} : L'allongement est égal à 100‰ (vers la rupture)

μ_θ : Coefficient de ductilité en courbure

μ_δ : Coefficient de ductilité en déplacement

μ_ϵ : Coefficient de ductilité des matériaux

ν_d : l'effort normal réduit ;

ρ' : Pourcentage d'armatures dans la zone comprimée;

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_r : Contrainte à la rupture.

$\epsilon_{sy,d}$: La valeur de calcul de la déformation de l'acier à la limite d'élasticité. En particulier, pour un acier S500, $\epsilon_{sy,d} = 2,5\%$.

α : le coefficient d'efficacité du confinement

BAEL : béton armé aux états limites

CCDC : coefficient conventionnel de ductilité en courbure

DCH : haute ductilité

DCL : ductilité limitée

DCM : ductilité moyenne

k : le rapport entre la résistance à la traction et la limite d'élasticité de l'acier utilisé dans les zones critiques soit sensiblement supérieur à l'unité

l_x : Longueur d'une poutre selon la direction X

L_x : Longueur totale du bâtiment – direction X

l_y : Longueur d'une poutre selon la direction Y

L_y : Longueur totale du bâtiment – direction Y

S : paramètre du sol, dont les valeurs sont définies au Tableau 2.2 EC8

s : seconde

ε : allongement ou raccourcissement

η : coefficient de correction de l'amortissement

μ : est le coefficient de ductilité

σ : contrainte de traction ou de compression

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : résumé l'effet de la vitesse de déformation sur la résistance du béton et de l'acier d'après ACI [2].....	15
Tableau 2 : Valeurs de base du coefficient de comportement q_0 pour les structures en béton armé (cf. EC8 — § 5.2.2.2 (2))......	27
Tableau.3 Exigences relatives aux aciers d'armatures de béton armé. [11].....	31
Tableau.4 Catégories d'importance et coefficients d'importance pour les bâtiments [13].....	45
Tableau.5 mode propre.....	50
Tableau.6 efforts dans les poutre et poteaux	52
Tableau.7 déplacement en tête des poteaux et sur les poutres	53
Tableau.8 Réaction dans les poutre et poteaux	55

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Loi de comportement d'un acier naturel [15]	5
Figure 2 : Diagramme de calcul des aciers naturels d'après BAEL [16]	5
Figure 3 : Diagramme Contrainte–Déformation parabole rectangle théorique [15]	6
Figure 4 : Diagramme Contrainte–Déformation expérimental [15]	6
Figure 5: confinement par les cadres carrés et par les cadres spirales circulaires [3]	8
Figure 7 a : courbe contrainte déformation sous charge cyclique de même signe. [6]	10
Figure 7b : courbe contrainte déformation sous charge cyclique alterne « Effet BAUSCHINGER » [6]	11
Figure 8 : Relation entre module dynamique et la résistance sur cube du béton [8]	14
Figure 9 : schématisation de la variation de contrainte avec le temps [2]	15
Figure 10 : Influence de l'âge et du rapport Eau/ciment sur la capacité d'amortissement du béton [8]	16
Figure 11 : Déformation d'une tour de grande hauteur. (a) Vue en perspective. (b) Vue en coupe au droit du voile central. [11]	20
Figure 12 : Notion de ductilité. Idéalisation de la courbe force–déplacement. [11]	21
Figure 13 : Comportement élasto–plastique et coefficient de comportement.	26
Figure 14 : Voile faible armé de grande dimension	27
Figure 15 : Structure poteau poutre	29
Figure 16 : Coefficient de ductilité au sens de l'EC8	32
Figure 18. Vue en plan de la structure (l'unité en centimètre)	41
Figure 19. Vue en plan rez de chaussée (l'unité en centimètre)	42
Figure 20. Délimitation de la zone sismique de la RDC [18].	44
Figure 21. Spectre d'accélération élastique du bâtiment en étude.	48
Figure 22. vue de la structure modélisée en 3D.	48
Figure 23. Vue de la structure modélisée en 3D.	49
Figure 24. Déplacements (RSA).	54
Figure 25. Efforts et déplacement.	56



TABLE DE MATIERE

EPIGRAPHE	i
DEDICACE.....	ii
REMERCIEMENTS	iii
SIGLES ET ABREVIATIONS	iv
LISTE DES TABLEAUX	vii
LISTE DES FIGURES.....	viii
TABLE DE MATIERE	ix
RESUME	xi
ABSTRACT	xii
INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : COMPORTEMENT DES MATERIAUX.....	4
I. COMPORTEMENT STATIQUE DES MATÉRIAUX.....	4
I.1 INTRODUCTION	4
I.2 COMPORTEMENT STATIQUE MONOTONE	4
I.2.1 Aciers.....	4
I.2.2 Comportement Statique Monotone du Béton	5
I.2.3 Effet du Confinement du Béton.....	7
I.2.4 Mécanisme d'Action des Aciers Transversaux.....	8
I.3 COMPORTEMENT STATIQUE CYCLIQUE	10
I.3.1 Comportement Cyclique des Armatures d'Aciers.....	10
I.3.2 Comportement Statique Cyclique du Béton.....	12
I.4 COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES MATÉRIAUX.....	12
I.4.1 GENERALITES	12
I.4.2 EFFET DE LA VITESSE DE CHARGEMENT SUR LE COMPORTEMENT DE L'ACIER	13
I.4.2.1 Limite Elastique Dynamique de l'Acier.....	13
I.4.2.2 Module d'Elasticité Dynamique.....	13
I.5 EFFET DE LA VITESSE DE CHARGEMENT SUR LE COMPORTEMENT DU BETON	13
I.5.1 Effet de la Vitesse de Chargement sur la Résistance à la Compression du Béton	13
II.5.2 Module d'Elasticité Dynamique.....	14
II.5.3 La Vitesse de Déformation des Matériaux sous Séisme.....	15
I.6 CAPACITE D'AMORTISSEMENT, CARACTERISTIQUES D'AMORTISSEMENT DES MATERIAUX CIMENTEURS	16
I.6.1 Effet du Rapport Eau/Ciment	16
I.6.2 Effet de Séchage	16
I.6.3 Influence du Type et du Volume des Agrégats.....	17

I.6.4 Nature du Mécanisme de l'Amortissement des Matériaux Cimenteux	17
CHAPITRE II	19
ASPECTS PRATIQUE ET REGLEMENTAIRE POUR LA DUCTILITE EN CONCEPTION PARASISMIQUE	19
II.1 INTRODUCTION	19
II .2 DUCTILITE	20
II.2.1 FACTEURS DE DUCTILITE	21
II .3 ANALYSE SISMIQUE GLOBALE	24
II.4 CALCUL LINEAIRE EQUIVALENT	25
II.5 DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE	28
II.6 DEFORMATION ET PLASTIFICATION DES ARMATURES.....	30
II. 7 CONDITION DE DUCTILITE LOCALE POUR LES STRUCTURE EN BETON ARME	32
II.8 CRITERE DE DUCTILITE LOCALE.....	33
II.9 CONDITION DE DUCTILITE DES PRINCIPAUX ELEMENTS EN BA :	34
CHAPITRE III	40
ANALYSE DES CRITERES DE DUCTILITE LOCALE DES REGLES EC8	40
III.1 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	40
III. 1.1 Caractéristiques géométriques de la structure	41
III.1.2 Caractéristiques des matériaux.....	42
III.2 HYPOTHESES SISMIQUES.....	43
III.2.1 Localisation – Catégorie d'importance – Classe de sol	43
III.2.1 Choix de conception parasismique.....	45
III.2.2 Caractérisation de l'action sismique	46
III.2.3 Caractérisation de l'action sismique	46
III.3 CALCUL DES SOLLICITATIONS SISMIQUES	48
III.3.1 Modélisation.....	48
III.3.2 Mode propre	49
III.3.4 Séisme longitudinal	52
III.3.5 Séisme transversal.....	55
III.3.6 Séisme vertical.....	58
III.3.7 Combinaisons sismiques.....	58
III.4 VERIFICATIONS SOUS SEISME.....	59
VERIFICATION DES ARMATURES	66
CONCLUSION	69
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	71

RESUME

Dans ce mémoire, nous nous intéressons à la ductilité des structures en béton armé. La connaissance et la maîtrise du comportement dynamique et de la ductilité d'une structure soumise à des sollicitations sismiques conditionnent le dimensionnement en béton et armatures. Ceci afin de répondre à des objectifs de résistance et/ou de sécurité des occupants, mais aussi à des économies d'acier.

Une importante recherche bibliographique a été effectuée qui nous a permis de ressortir les différents comportements de l'acier et du béton sous une sollicitation à charge statique et à charge alterné du type sismique.

À travers les aspects techniques et réglementaires liés à la réponse sismique (EC8), et à partir d'une analyse dynamique effectuée sur un bâtiment implanté dans une zone à forte sismicité nous avons mis en évidence les facteurs qui influencent la ductilité des structures en béton armé à contreventement d'un portique auto stable.

À partir de cette analyse du coefficient de ductilité en courbure ainsi que d'une analyse des critères de ductilité locale, nous montrons que pour concevoir une structure ductile nous devons respecter les dispositions réglementaires et constructives pour une bonne convection du béton et un choix adéquat de la classe de l'acier pour armature car dans certains cas, le non respects de ceux dernières peuvent placer les structures conçues avec la classe DCH hors champ économique.

Mots clés : Ductilité, séisme, béton armé, contreventement, portiques, courbures, confinement, EC8.

ABSTRACT

In this memory, we focus on ductility of the structures made of reinforced concrete. The knowledge and the mastery of the dynamic behavior and the ductility of a structure submitted to seismic solicitations condition the dimensionality in concrete and armatures. This in order to answer objectives of resistance and/or security of the occupants, but also to savings of steel.

An important bibliographic research has been done that permitted us to take out again the different behaviors of steel and the concrete under a solicitation to static load and to load alternated of the seismic type.

Through the technical and rules prescriptions aspects related to the seismic response (EC8), and from a dynamic analysis done on a building implanted in a zone to strong seismic us put in evidence the factors that influence the ductility of the structures made of reinforced concrete of a frame steady auto.

From this analysis of the coefficient of ductility in curvature as well as an analysis of the criteria of local ductility, we show that to conceive a ductile structure us must respect the rules prescriptions and constructive arrangements for a good convection of the concrete and an adequate choice of the steel class for armature because in some cases, the non-respects of those last can place the structures conceived with the DCH class out economic field.

Keywords: Ductility, earthquake, reinforced concrete, frames, curvature, confinement, EC8

INTRODUCTION

Les séismes constituent un risque naturel majeur, ils ne sont pas toujours prévisibles et peuvent survenir en de nombreux endroits à travers le monde.

Au cours de cinq dernières années, l'est de la république démocratique du Congo a subi des séismes dévastateurs de magnitude (M_W) allant de 6 à 7 sur l'échelle de Richter, cas de la ville de Bukavu en date du « 3 Février 2008 »...

La vérification de la tenue au séisme des structures en béton armé a pris un grand essor au monde avec l'avènement des centrales nucléaires, pour lesquelles les exigences vis-à-vis de la sûreté sont très grandes.

L'impact d'une catastrophe naturelle est d'une manière générale corrélé à son intensité et à la densité de population présente sur le lieu d'occurrence de l'événement. Or, si au cours des siècles l'intensité des séismes a été relativement stable à l'échelle planétaire, la densification et l'urbanisation des populations au cours des dernières décennies sont deux facteurs d'aggravation des conséquences des séismes. Jean Jacques Rousseau [Rousseau, 1756] observait déjà ce phénomène au vu des dégâts occasionnés par le séisme de Lisbonne en 1755, en effet, si l'on « n'avait point rassemblé là vingt mille maisons de six à sept étages et si les habitants de cette grande ville eussent été dispersés plus également, et plus légèrement logés, le dégât eût été beaucoup moindre et peut-être nul ». L'impact des séismes est donc indéniablement lié à nos besoins qui ne cessent d'augmenter en termes de bâti, et la problématique de sécurisation parasismique des constructions humaines est un enjeu majeur pour nos civilisations modernes.[1]

Les dommages rencontrés dans les structures en béton armé sous sollicitations sismiques différents selon le type de contreventement choisi. Dans le cas des structures contreventées par portiques, les dommages se traduisent par éclatement des nœuds poteau-poutre, flambement des barres dans les poteaux ou rupture d'effort tranchant dans les colonnes ou poutres. Les structures en béton armé notamment, celles formées de portiques et de planchers posent de nombreux problèmes au sujet de leur tenue sous actions dynamiques et ont fait l'objet d'études nombreuses de par le monde depuis une vingtaine d'années.

Les raisons à de tels dommages sont multiples. Lorsque les sollicitations sismiques sont importantes, le manque de ductilité dans les structures rend les ruptures fragiles prépondérantes. Une mauvaise conception et le non-respect des dispositions constructives peuvent aussi rendre les structures plus fragiles et moins résistantes. Ceci, même si la capacité de déformation post-élastique des structures est « prise en compte » grâce notamment au coefficient de comportement.

Le comportement du béton armé sous chargement monotone est assez bien connu et le calcul des charges limites est aujourd'hui chose courante. Le comportement du béton armé sous chargement dynamique alterné de haut niveau est plus complexe et les calculs dynamiques nécessaires à l'étude de la ductilité sous sollicitation sismique en sont encore à leur début. Le plus souvent le dimensionnement au séisme d'un bâtiment se fait sur la base d'un calcul linéaire et par l'application simple des règles de construction en béton armé, le séisme étant assimilé à une charge statique. La définition de cette charge est faite à partir de considérations introduisant forfaitairement le caractère dynamique des sollicitations.

L'expérience a montré que le dimensionnement de structures élastiques engendrait des coûts substantiellement importants et rendait ce principe de calcul inapplicable et inacceptable sur le plan économique. Le dimensionnement en ductilité est alors devenu largement utilisé et accepté par la communauté. Les règles françaises PS69 intégraient déjà la notion de déformation plastique, puis les règles EC8 sont résolument axées sur la notion de dimensionnement « en ductilité ».

Le principal objectif d'une conception parasismique reste la sécurité des personnes. La conception de structures « élastiques » posait des difficultés en matière de coûts pour ce qui concerne notamment la quantité des matériaux mis en œuvre. Mais une structure conçue pour être ductile peut également générer des difficultés du même ordre, notamment lorsqu'il s'agit de convenir d'un ferrailage transversal dense pour satisfaire les conditions de ductilité locale de l'EC8. En outre, au-delà du fait que le dimensionnement en ductilité nécessite une qualité de mise en œuvre exigeante sur le chantier, une trop grande ductilité peut engendrer des dommages pouvant nécessiter des réparations importantes et aux coûts substantiels. Il est impérieux d'analyser les facteurs qui influencent la ductilité et quelles sont leurs incidences sur le comportement sismique des éléments de structure.

Il est donc important d'étudier les propriétés de ductilité du béton armé en vue d'une meilleure confection béton pour les ouvrages en béton armé à l'est de la République démocratique du Congo sujette à aux activités sismiques parfois intenses.

Une importante recherche bibliographique a été effectuée en vue d'analyser au mieux le comportement dynamique des matériaux ainsi que celui des éléments structuraux sous charge alternée du type sismique. Cette recherche est complétée par l'étude d'une structure de six niveaux contreventés en portique.

En plus de cette introduction, ce mémoire est structuré en trois chapitres. Le chapitre 1 est consacré à l'étude de comportement des matériaux qui composent le béton armé et aux concepts associés.

Dans le chapitre 2, nous présentons les aspects pratiques et réglementaires pour la ductilité en génie parasismique. Nous exposons alors la méthode du coefficient de comportement et son lien avec le coefficient de ductilité tel qu'il est défini dans l'EC8. De plus, nous exposons dans ce chapitre les facteurs influençant la ductilité et les solutions pratiques qu'envisage l'EC8 pour concevoir une structure ductile (portique) en situation sismique avec un aperçu sur les dispositions constructives associées.

Dans le chapitre 3, nous présentons une analyse dynamique d'une structure en béton armé de six niveaux à contreventement ductile.

CHAPITRE I : COMPORTEMENT DES MATERIAUX

I. COMPORTEMENT STATIQUE DES MATÉRIAUX

I.1 INTRODUCTION

Pour étudier le comportement des structures en béton armé soumises aux actions répétées et alternées de type sismique il est très important d'avoir des informations sur le comportement de l'acier et du béton et des éléments en béton armé sous de telles charges. Si la loi de comportement de l'acier et du béton sous chargement statique monotone est connue depuis longtemps, les recherches concernant le comportement cyclique et dynamique ne datent que de quelques années. Nous allons passer en revue les recherches effectuées dans ce domaine.

Nous étudierons ces comportements sous les effets de la vitesse de chargement ou de la mise en déformation, sur le module, la résistance et la ductilité de l'acier et du béton. Puis, nous commenterons les effets de quelques paramètres, tels que la vitesse de chargement, le pourcentage d'armatures, le taux d'aciers transversaux, la forme de ces derniers (confinement), etc. sur le module, la résistance et la ductilité des éléments en béton armé.

I.2 COMPORTEMENT STATIQUE MONOTONE

I.2.1 Aciers

Le comportement de l'acier est semblable en traction et en compression, contrairement au béton. La loi contrainte-déformation dépend de la nature de l'acier.

Généralement deux types d'aciers sont utilisés pour le renforcement du béton; l'acier naturel et l'acier écroui.

La loi contrainte-déformation de l'acier sous chargement monotone est bien connue. Cette loi présente successivement des parties élastique, plastique et écrouie. Dans le cas de l'acier naturel, la partie écrouie n'existe pas.

Pour un acier naturel, la courbe contrainte-déformation a l'allure de la figure 1. Elle est caractérisée par un palier de ductilité après l'atteinte de la limite élastique.

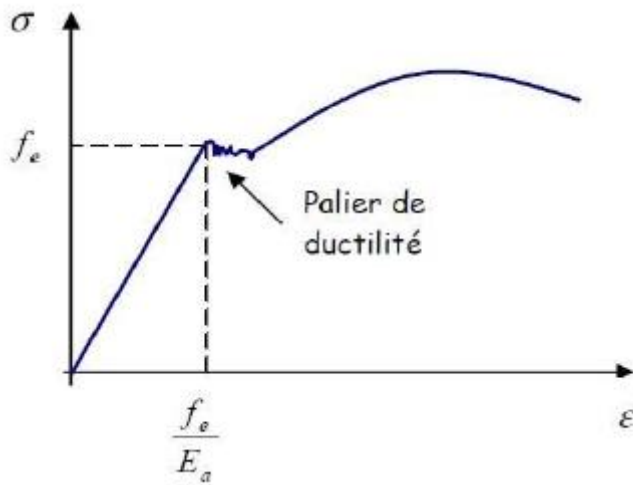


Figure 1 : Loi de comportement d'un acier naturel [15]

σ : contrainte de traction ou de compression

ε : allongement ou raccourcissement

f_e : Limite élastique

Par contre les règlements adoptent généralement un comportement des aciers élasto-plastique parfait. par exemple le règle BAEL qui fixe Les déformations ultimes à 10‰ [16].

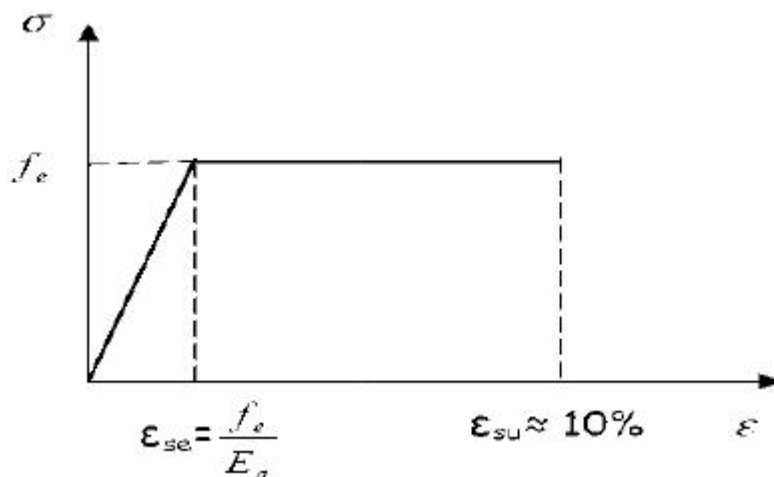


Figure 2 : Diagramme de calcul des aciers naturels d'après BAEL [16]

I.2.2 Comportement Statique Monotone du Béton

La résistance à la compression du béton en général est déterminée sur des éprouvettes cylindriques dont le rapport de la hauteur au diamètre est de 2. Les cylindres sont chargés lon-

gitudinalement avec telle vitesse que la résistance maximale est atteinte au bout de 2 à 3 minutes. La résistance à la compression du béton peut varier de 14 à 56 MPa. La courbe contrainte déformation en fonction de la résistance à l'allure présentée sur la figure 3.

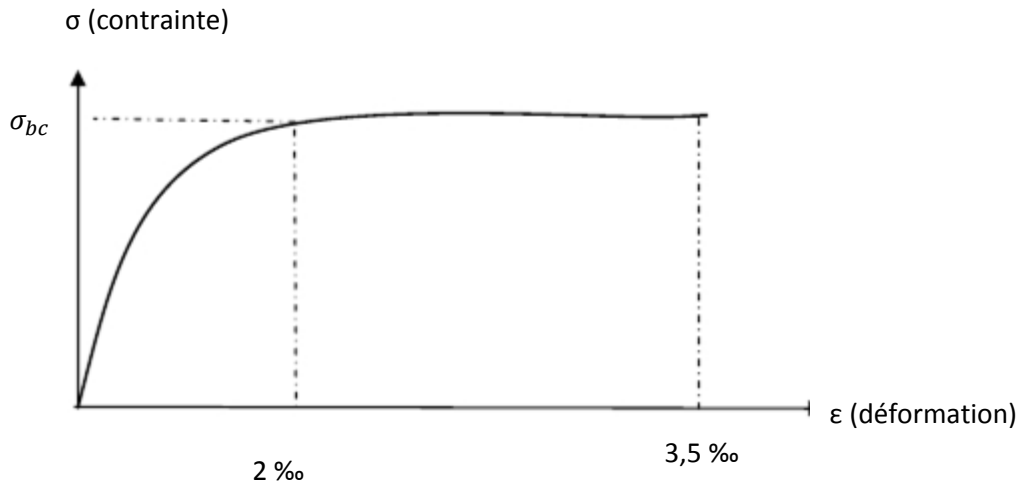


Figure3 : Diagramme Contrainte-Déformation parabol rectangle théorique [15]

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

La valeur f_{cj} sur le diagramme ci-dessous correspond en réalité à un allongement compris entre 1,8‰ et 2,2‰, avec une moyenne de 2‰.

L'allongement maximum du béton sur le diagramme parabol rectangle est limité à 3,5‰.

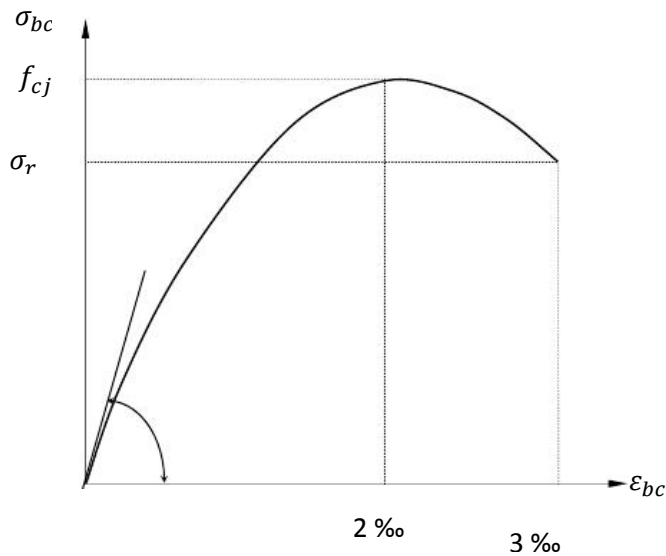


Figure 4 : Diagramme Contrainte-Déformation expérimental [15]

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à j jour.

σ_r : Contrainte à la rupture.

ε_{bc} : La déformation du béton à la compression.

L'angle est égale $\arctan E_{bo}$, où E_{bo} est le module élastique du béton à l'origine.

Pour de valeurs supérieures à 3,5‰, le diagramme parabole rectangle n'est plus valable. En effet, au vu du diagramme expérimental, lorsque l'allongement excède déjà 3‰, il y a une chute rapide de σ_{bc} . C'est pour cela que l'on limite les allongements du béton à 3,5‰.

I.2.3 Effet du Confinement du Béton

La ductilité et la résistance du béton sous compression triaxiale augmentent considérablement. Les essais de RICHART, BRANDTZAEG et DROWN [3] sur des cylindres en béton chargés axialement et confinés latéralement par pression hydraulique ont mis en évidence ce phénomène.

Ils ont démontré qu'une augmentation de pression latérale apporte une augmentation significative aussi bien en résistance qu'en ductilité. Ceci est dû au fait que la pression latérale confine le béton et diminue la tendance de fissuration interne et l'augmentation du volume avant la rupture [3].

Confinement du béton par des armatures transversales :

Les essais de DROWN [3] ont démontré que le béton confiné par les armatures transversales présente une résistance et une ductilité bien supérieures au béton non confiné; il existe une ressemblance avec celui confiné par une pression latérale.

En effet, les études concernant l'influence du béton sur sa résistance et sa déformation (ductilité) ont été effectuées par RICHART [3], Ces études portent sur l'augmentation de la résistance et de la déformation des colonnes circulaires en béton par utilisation des spirales comme armatures transversales. La relations contrainte-déformation des cylindres en béton en fonction de la forme des armatures transversales (spirale, cadre circulaire ou rectangulaire ainsi que leur espacement). Pour ce genre d'essais la vitesse de déformation est de l'ordre de $(1.4 \text{ à } 2.8) \times 10^{-5}$.

Il a été démontré que le confinement est efficace si l'espacement ne dépasse pas la plus petite dimension de l'élément par ces travaux de ces différents chercheurs.

I.2.4 Mécanisme d'Action des Aciers Transversaux

L'augmentation de la résistance et de la déformation du béton confiné par des aciers transversaux est due à la résistance offerte par ces aciers contre le renflement latéral du béton. Lorsque la contrainte longitudinale d'un spécimen confiné avec des aciers transversaux augmente, la pression latérale exercée par ces aciers augmente également.

En fait, ces aciers ont un rôle passif, cela veut dire que pour les contraintes longitudinales faibles, il n'y a pas de renflement du béton, il n'y a donc pas de pression latérale. Pour les valeurs élevées de cette contrainte, le renflement du béton exerce une pression sur les aciers transversaux. La réaction de ces derniers est une pression latérale sur le béton. Ce phénomène continue jusqu'à ce que la résistance maximale soit atteinte.

Dans ce cas le béton confiné a un équilibre plastique entre les contraintes longitudinales et les contraintes latérales. A partir de ce phénomène, il n'y a plus d'augmentation de la résistance, parce que les aciers transversaux commencent à se plastifier, au-delà du sommet et l'énergie exercée sur le spécimen est absorbée par la déformation des aciers transversaux. Ceci assure une déformation importante au-delà du sommet de la courbe contrainte-déformation, autrement dit rend le comportement ductile.

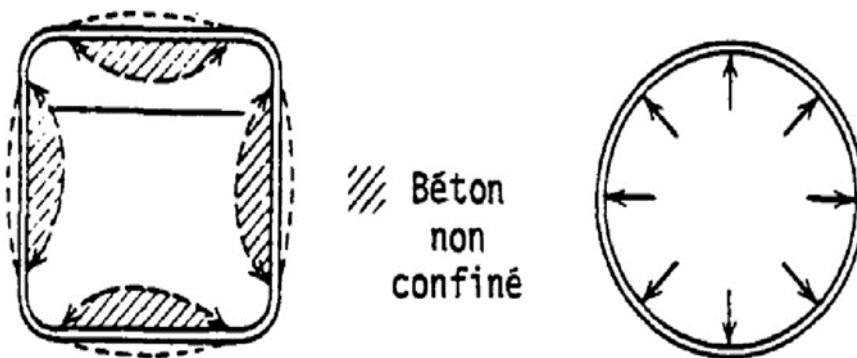


Figure 5: confinement par les cadres carrés et par les cadres spirales circulaires [3].

La raison pour laquelle il existe une différence considérable entre le confinement par les aciers transversaux circulaires ou en spirale, et le confinement par les aciers transversaux rectangulaires est que, comme le montrent les figures 5 (a) & (b), dans le cas de spirale ou de cadre circulaire, grâce à leur forme, les aciers transversaux sont soumis à une traction axiale et par conséquent, ils exercent une pression latérale continue tout le long de la circonférence, qui, pour les grandes valeurs de déformations latérales, peut être comparée à la pression latérale hydrostatique [3].

Pour les cadres rectangulaires, la réaction de confinement existe aux angles. En fait, sous la pression du béton sur le cadre celui-ci se déforme vers l'extérieur entre ses deux coins. Ainsi les parties du milieu de chaque côté ne sont pas confinées.

Par l'effet d'arc, les coins exercent une réaction sur le béton, ainsi c'est seulement le centre et les coins de la section qui sont confinés, mais pas sa totalité.

Concrètement, lorsque le béton est comprimé, l'effet Poisson induit un raccourcissement dans la direction longitudinale et une dilatation dans la direction transversale. En présence d'armatures transversales, la dilatation du béton provoque la mise en tension de ces dernières et développe par réaction des forces de compression agissant sur le noyau de béton intérieur aux armatures transversales.

Ces forces de compression sont essentiellement concentrées au droit des armatures longitudinales.

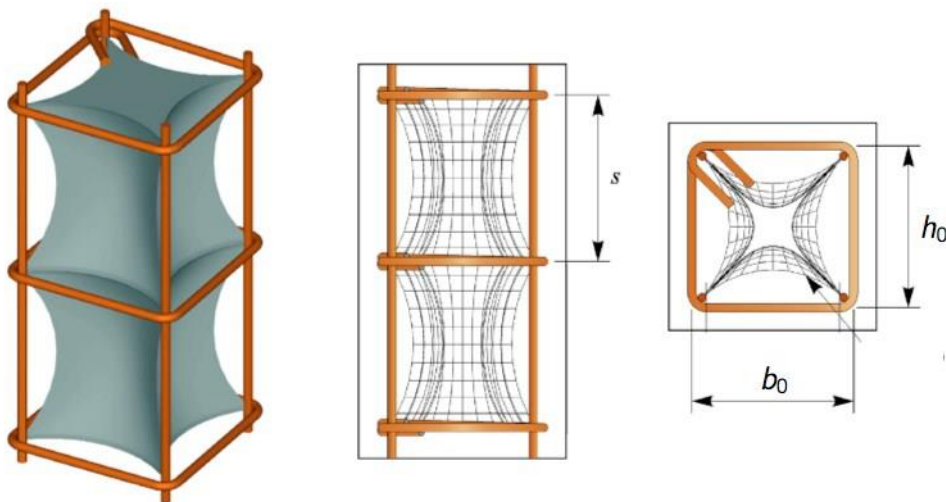


Figure 6 : Confinement du béton par des armatures transversales. [5]

L'espacement des aciers transversaux dans le sens longitudinal par l'effet d'arc joue un rôle important sur le confinement, en particulier, pour les sections de petites dimensions. D'après PAULTRE et LEGERON [5], le confinement du béton n'est effectif, dans le plan sectionnel, que sur une surface délimitée par des arcs paraboliques reliés entre eux au droit des armatures longitudinales tenues.

I.3 COMPORTEMENT STATIQUE CYCLIQUE

I.3.1 Comportement Cyclique des Armatures d'Aciers

Le comportement de l'acier sous chargement monotone est bien connu. Sous une charge répétée de même signe, décharge et recharge suivent la pente élastique initiale de la courbe contrainte-déformation. Lorsque la charge dépasse le niveau de la charge précédente, à partir de laquelle la décharge avait été effectuée, la courbe contrainte-déformation continue comme si la décharge n'avait pas eu lieu.

La courbe contrainte-déformation monotone forme une enveloppe pour les charges répétées de même signe indépendamment du fait que le chargement soit effectué dans la zone élastique, plastique ou écrouie (figure 7 a et 7 b).

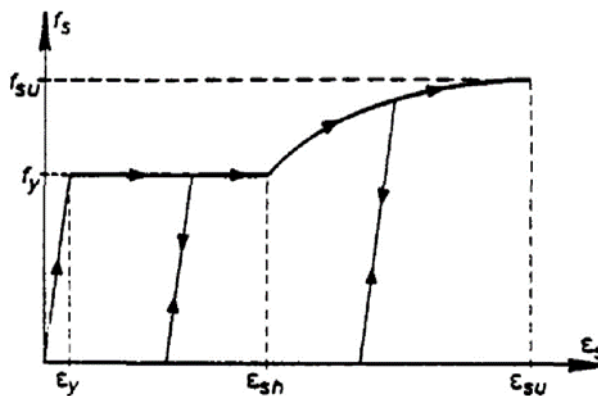


Figure 7 a : courbe contrainte déformation sous charge cyclique de même signe. [6]

f_{su} : Résistance de l'acier à l'état limite ultime

f_y : Limite d'élasticité de l'acier correspondant l'allongement ϵ_y .

ϵ_{su} : L'allongement est égal à 100‰ (vers la rupture)

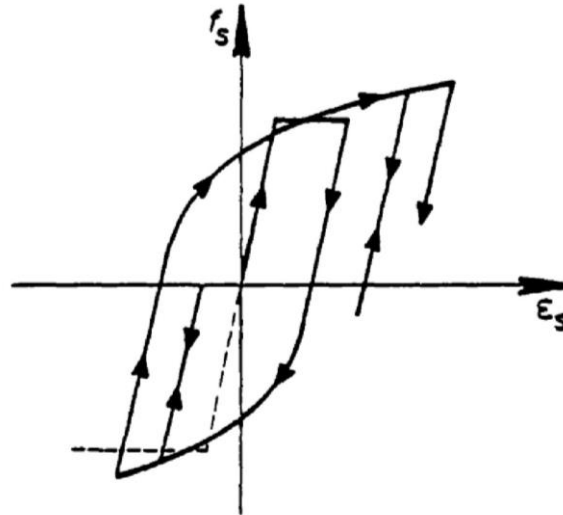


Figure 7b : courbe contrainte déformation sous charge cyclique alterne « Effet BAUSCHIGER » [6]

Sous chargement cyclique alterné, la courbe contrainte-déformation de l'acier devient assez différente. Ceci est connu sous le nom de « Effet BAUSCHIGER » qui résulte en une diminution de la limite d'élasticité pour la charge inversée. Si au cours des cycles de charge, la charge dépasse la limite élastique et que ce phénomène soit apparu, la relation linéaire pour une grande partie de chargement n'existe plus. Ce comportement est fortement influencé par l'histoire des déformations antérieures. [6]

La loi contrainte-déformation de l'acier a une influence importante sur le comportement des éléments en béton armé soumis aux cycles intenses de charge de flexion. En fait, comme nous avons vu précédemment sous un cycle de charge dépassant la limite élastique de l'acier, dû à « l'Effet BAUSCHIGER », sous les cycles suivants, la limite élastique étant diminuée, l'acier présente un comportement non linéaire à partir des niveaux de charge moins élevés. L'élément étant fissuré sous le niveau de charge considéré et dans les sections fissurées l'acier ayant la limite d'élasticité réduite, au cours du cycle, les fissures existent sur toute la section, et le moment résistant est dû uniquement aux forces dans les aciers [2].

Ainsi la loi de comportement de l'élément (moment-courbure) à ce stade est entièrement dépendante de la loi contrainte-déformation de l'acier, qui est influencé par « l'Effet BAUSCHIGER ». Ceci met en évidence la nécessité et l'importance d'une bonne modélisation de la contrainte-déformation de l'acier sous chargement cyclique alterné.

L'autre influence de « l'Effet BAUSCHIGER » est que le module d'élasticité étant réduit, les armatures en compression risquent de flamber sous une charge inférieure à celle que l'on aurait estimée pour un chargement monotone.

I.3.2 Comportement Statique Cyclique du Béton

Nous présentons l'état des connaissances actuelles sur le comportement du béton soumis à des cycles de charge uni axiale. Les courbes "enveloppes" ainsi que celles de décharge et de recharge sont décrites en s'appuyant sur les résultats expérimentaux.

Chargement cyclique Monotone :

La courbe contrainte-déformation du béton sous chargement monotone étant connue, la question est de savoir s'il existe une courbe enveloppe unique de contrainte-déformation sous des charges répétées de mêmes signes et si oui, si cette courbe est confondue avec celle du chargement monotone. Les essais effectués dans ce but dans différents pays et par différents chercheurs ont démontré que l'on peut admettre une courbe enveloppe unique pour les charges répétées de même signe et qui soit confondue avec celle du chargement monotone, (quoiqu'il existe une dispersion sur la partie descendante)

La relation entre la déformation au début, de déchargement et la déformation résiduelle dépend de la résistance du béton, plus la résistance est grande, plus la déformation résiduelle est petite.

Les cycles de charges dont le niveau est inférieur à la moitié de la résistance du béton (monotone) ne créent aucun changement, par contre les cycles de niveau de l'ordre de 85% de la résistance du béton créent une diminution de la résistance et de la rigidité, en accumulant les déformations plastiques. (Figure 8)

Chargement cyclique alterné :

Le béton ayant une faible résistance à la traction, son comportement cyclique alterné (si l'on peut considérer) est le même que dans le cas de chargement répété de même signe.

I.4 COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES MATÉRIAUX

I.4.1 GENERALITES

Les matériaux de construction, subissant un chargement ou une déformation très rapide, présentent pour la plupart une augmentation de la résistance et du module élastique, par rapport à leurs résistances et module élastique statique.

La connaissance de ces modifications de propriété et leurs prises en compte à la fois pour l'interprétation des résultats des essais (impacts ou essais semblables) sur des éléments structuraux et aussi pour estimer la réponse des structures soumises à de telles charges, quand il s'agit de leur dimensionnement, paraît indispensable.

I.4.2 EFFET DE LA VITESSE DE CHARGEMENT SUR LE COMPORTEMENT DE L'ACIER

I.4.2.1 Limite Élastique Dynamique de l'Acier

Le comportement de l'acier sous chargement dynamique rapide par rapport à son comportement en cas de chargement statique, d'après différents auteurs précités, les courbes d'essais en compression ou en traction représentent les mêmes résultats, puisque ces deux types d'essais ont démontré le même comportement. On remarque une augmentation considérable de la limite d'élasticité. Les essais de flexion ont donné un moment plus grand que prévu dans l'hypothèse de distribution linéaire de la déformation (avec les résultats d'essais en compression ou en traction), pour l'acier, ce qui montre une sensibilité plus grande à la vitesse de chargement de l'acier en flexion. [7]. Plus la limite élastique de l'acier est grande, plus l'augmentation est petite.

I.4.2.2 Module d'Elasticité Dynamique

Pour le module d'élasticité dynamique, d'après les essais, la vitesse de chargement n'affecte que très peu le module d'élasticité de l'acier, ainsi, le module d'élasticité dynamique est quasiment égal au module d'élasticité statique.

I.5 EFFET DE LA VITESSE DE CHARGEMENT SUR LE COMPORTEMENT DU BETON

I.5.1 Effet de la Vitesse de Chargement sur la Résistance à la Compression du Béton

Le béton comme l'acier sous chargement rapide présente une augmentation de la résistance à la compression et du module d'élasticité. Des chercheurs comme TSUTSUMI [7] ont étudié le comportement du béton sous chargement rapide, du type sismique, en faisant varier différents paramètres comme les types de chargement, les types de béton et le rapport eau/ciment dans le béton.

D'autres chercheurs ont réalisé des essais de chargement très rapide (du type d'impact) sur des bétons ayant différentes résistances à la compression.

Résistance à la Compression (Chargement dynamique) :

D'après les essais de TSUTSUMI, en supposant la résistance à la rupture du béton en chargement statique égale à 1 (la durée d'application de la charge, jusqu'à la rupture, étant égale à $t = 100$ secondes), elle varie de 1.17 à 1.30 pour un temps de rupture égal à $t = 1$ s, et de 1.30 à 1.56 pour $t = 0.03$ s temps de rupture. Pour ces essais ε_c était $(19.1 \text{ à } 28.1)10^{-4}$ [7].

II.5.2 Module d'Elasticité Dynamique

Le module d'élasticité du béton sous chargement rapide est supérieur au module d'élasticité du même béton en chargement lent. La différence entre le module dynamique et le module statique dépend, d'après les essais de TSUTSUMI, des dimensions et de la forme du spécimen, du type d'essais (de flexion, de compression ou de torsion) de l'âge et de l'agrégat du béton, de la magnitude du module.

JONES [4] a également observé que les grandes éprouvettes donnaient des petites valeurs pour les modules statiques et dynamiques dues probablement, d'après lui, au compactage et au gradient de l'humidité.

Quant à l'effet de mode de vibration, d'après l'étude de SWAMY [8] et RIGBY [8] le module dynamique du béton, en flexion, obtenu par la vibration en flexion est généralement inférieur au module dynamique obtenu en vibration longitudinale (figure 7) (pour un béton âgé de 56 jours ou de 176 jours, la différence a été de 5% et de 8%).

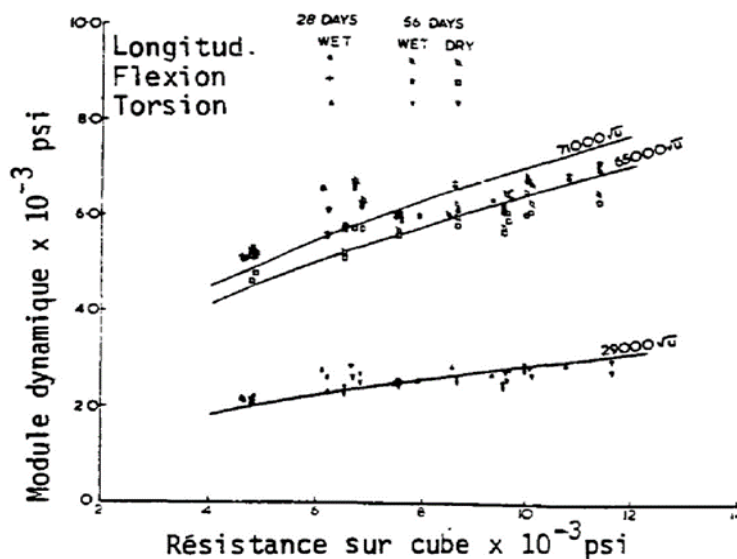


Figure 8 : Relation entre module dynamique et la résistance sur cube du béton [8]

Tableau 1 : résumé l'effet de la vitesse de déformation sur la résistance du béton et de l'acier d'après ACI [2].

Vitesse moyenne de déformation en mm/sec	Rapport de la résistance /résistance statique		
	BETONS		ACIERS
	Résistance à la compression 17MPa	44.8MPa	limite élastique (310 ,352 et 393MPa)
0.001	1.05	1.11	1.02-1.05
0.01	1.17	1.16	1.07-1.14
0.1	1.39	1.23	1.16-1.2 1
1.0	1.62	1.40	1.25-1.28

II.5.3 La Vitesse de Déformation des Matériaux sous Séisme

La vitesse de déformation créée par un séisme dans les structures dépend de la période propre de la structure. Les structures courantes ont une période de 0.1 à 1 seconde [EC8]. Prenons un cas extrême où la période est de 0.1 seconde. Si l'on suppose que la demande de ductilité dans la section considérée est grande, on peut présenter la variation de contrainte dans une barre d'acier comme sur la figure 8.

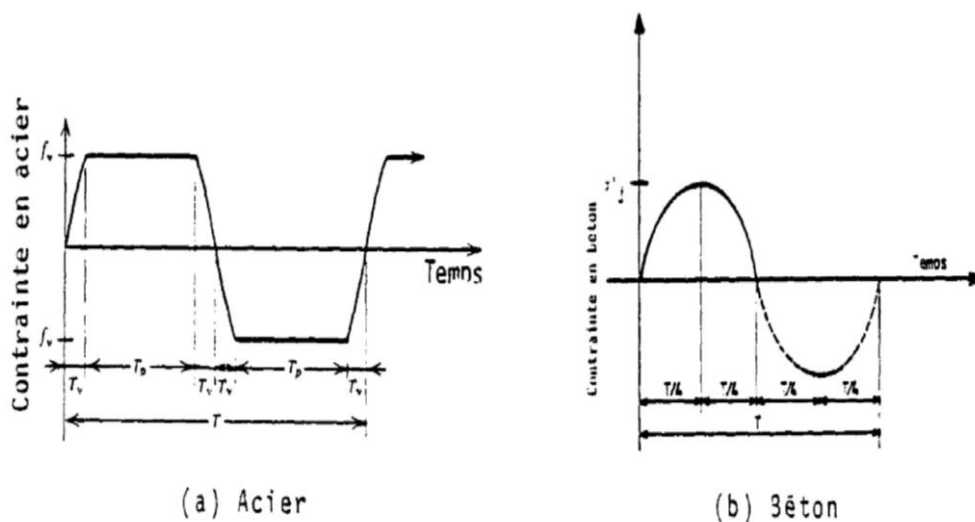


Figure 9 : schématisation de la variation de contrainte avec le temps [2]

I.6 CAPACITE D'AMORTISSEMENT, CARACTERISTIQUES D'AMORTISSEMENT DES MATERIAUX CIMENTEUX

Le béton est un matériau constitué de grains rigides avec une matrice moins rigide. L'amortissement total d'un tel matériau dépend des propriétés physiques et chimiques de chacun de ses constituants, des volumes d'eau et d'air du système et des caractéristiques des bornes d'interfaces entre les grains et la matrice. Les effets des différents paramètres intervenant dans la capacité d'amortissement du béton sont :

I.6.1 Effet du Rapport Eau/Ciment

L'augmentation du rapport eau /ciment augmente les propriétés d'amortissement du béton, cette augmentation est grande pour le béton jeune, mais diminue avec l'âge du béton (figure 9), ceci pour différents modes de vibrations.

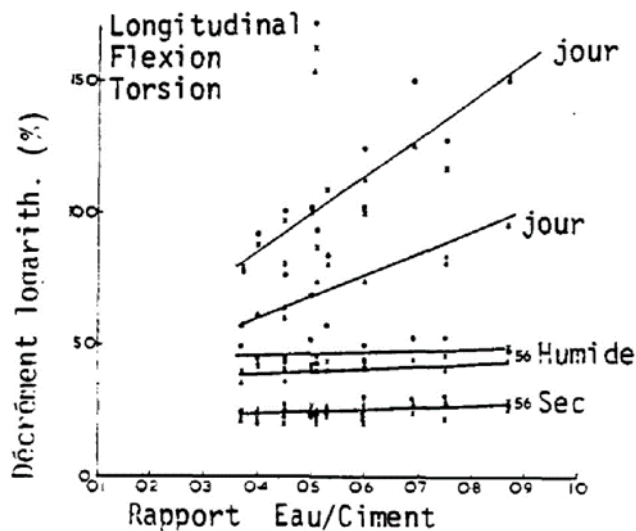


Figure 10 : Influence de l'âge et du rapport Eau/ciment sur la capacité d'amortissement du béton [8]

I.6.2 Effet de Séchage

Le séchage du béton diminue sa capacité d'amortissement d'après N. SWANY-G. KIGBY. La perte d'humidité et par conséquent, la perte de la capacité d'amortissement est plus grande pour un béton que pour le mortier correspondant à ce béton, et cette perte est d'autant plus grande que le volume des agrégats est plus grand. Ceci est attribué au rôle des vides sur la capacité d'amortissement.

L'augmentation de la capacité d'amortissement due au retrait du béton est bien plus petite que sa diminution due à la perte de son humidité, par conséquent, le séchage a une influence plus grande que les microfissures sur la capacité d'amortissement du béton.

I.6.3 Influence du Type et du Volume des Agrégats

L'influence de l'augmentation du volume d'agrégat sur la capacité d'amortissement est justifiée par ; Une plus grande quantité de sable diminue l'amortissement, l'augmentation du gros agrégat a le même effet. Il semble que l'amortissement dans les matériaux cimenteux se produit plus dans la matrice que dans les agrégats ou dans les interfaces matrice-agrégat.

L'influence de la taille et du type des agrégats

L'amortissement inter facial faisant partie de la capacité d'amortissement du béton, des agrégats ayant une grande surface spécifique apporteront une augmentation supplémentaire d'amortissement. Pour la même raison, pour un béton avec des agrégats concassés on aura une capacité d'amortissement supérieure à celle d'un béton avec des agrégats ronds et lisses.

Influence du mode de vibration sur la capacité d'amortissement

D'après les résultats d'essais, la capacité d'amortissement est la plus grande en vibration longitudinale et elle est la plus petite en vibration en torsion d'après certains chercheurs (N. SWAMY). Jones [4] a observé la même quantité d'amortissement pour les trois modes de vibrations. ELVERY [9] a trouvé que l'amortissement (dépression logarithmique) en torsion est inférieur à l'amortissement en vibration longitudinale.

Il faut ajouter que la capacité d'amortissement diminue avec l'augmentation du module dynamique et aussi avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton. La précision des valeurs d'amortissement a été de 16 %.

I.6.4 Nature du Mécanisme de l'Amortissement des Matériaux Cimenteux

La nature de l'amortissement des matériaux cimenteux est très complexe. Un amortissement purement visqueux est dépendant de la fréquence, alors qu'un amortissement purement solide est indépendant de celle-ci. Les résultats d'essais ont montré que l'amortissement des matériaux cimenteux est une combinaison complexe des amortissements visqueux et solides et du frottement, dépendant de l'humidité et du volume des agrégats.

Il semble que l'amortissement dans ce genre de matériaux s'effectue plus dans la matrice que dans des agrégats et encore moins dans des interfaces matrice-agrégats. Parfois, la dissipation d'énergie dans les interfaces sous forme de frottement ou de propagation de fissures peut contribuer d'une manière importante, à la capacité d'amortissement des matériaux cimenteux.

CHAPITRE II

ASPECTS PRATIQUE ET REGLEMENTAIRE POUR LA DUCTILITE EN CONCEPTION PARASISMIQUE

II.1 INTRODUCTION

Le béton est un matériau peu ductile car il possède une résistance négligeable à la traction. Son comportement sous une sollicitation cyclique non alternée dépend essentiellement de son confinement par les armatures transversales dès que la charge atteint le sommet de la courbe "charge-déformation monotone".

Par contre, le béton, combiné avec des armatures d'acier, ou "béton armé" constitue un matériau composite satisfaisant au point de vue de la ductilité des structures béton armé, grâce au comportement ductile de l'acier. L'interaction de ces deux matériaux n'est cependant pas toujours parfaite. Lorsque l'acier subit des contraintes élevées, on peut voir apparaître un glissement entre le béton et l'acier; en particulier, lorsqu'il s'agit d'une contrainte alternée répétée.

Le béton armé présente également un comportement complexe lorsqu'il est soumis aux sollicitations cycliques.

Pour étudier le comportement des structures sous sollicitations de type sismique, on s'intéresse en premier au comportement des composants isolés des structures. Dans le cas des structures composées de portiques, il s'agit de : éléments poutres, éléments poteaux, liaisons poutres-poteaux.

On peut toujours se demander si la connaissance des comportements individuels des éléments d'une structure est suffisante pour comprendre le comportement de la structure dans son ensemble. Nous aurons à mettre en évidence ces deux aspects pour mieux comprendre le comportement de la structure entière (du système) sous une sollicitation du type sismique.

Comme le remarquent NEWMARK et AL. [10], la résistance d'un système, son amortissement, son mode de rupture dans la plupart des cas peuvent être déduit à partir des propriétés individuelles des éléments qui le composent.

Néanmoins, l'interaction complexe de ces éléments, qui dépend des paramètres tels que le type et la direction de chargement, subsiste. Ces interactions doivent être prises en compte.

II.2 DUCTILITE

De façon générale, la ductilité est définie comme l'aptitude d'un matériau, d'un élément ou d'une structure toute entière à pouvoir se déformer de façon inélastique en conservant une raideur et une résistance qui n'altèrent pas la capacité portante. Dans le cas par exemple, d'une tour de grande hauteur en béton armé [11] (cf. Figure 10), la ductilité peut se traduire par la capacité d'un tel ouvrage à fléchir sous sollicitations sismiques sans que la fissuration en partie tendue et/ou l'écrasement en partie comprimée du béton en pied ne conduisent à une perte de résistance et /ou de l'équilibre statique.

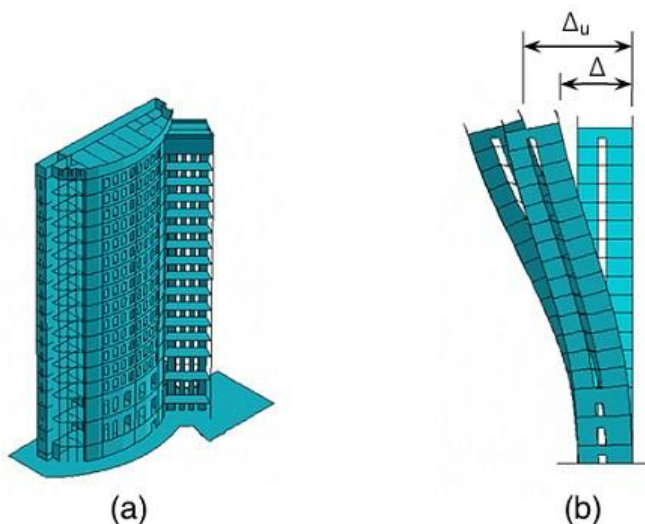


Figure 11 : Déformation d'une tour de grande hauteur. (a) Vue en perspective. (b) Vue en coupe au droit du voile central. [11]

Le diagramme force-déplacement idéalisé (cf. Figure 12) et associé au comportement du bâtiment tour évoqué ci-avant montre que tant que le déplacement Δ_y n'est pas atteint, les armatures longitudinales en partie inférieure des abouts de voiles ne plastifient pas. Lorsque le déplacement Δ varie entre Δ_y et Δ_u , le bâtiment tour continue de fléchir sur toute la hauteur sous effort tranchant constant ou quasi-constant en plastifiant les armatures longitudinales.[11]

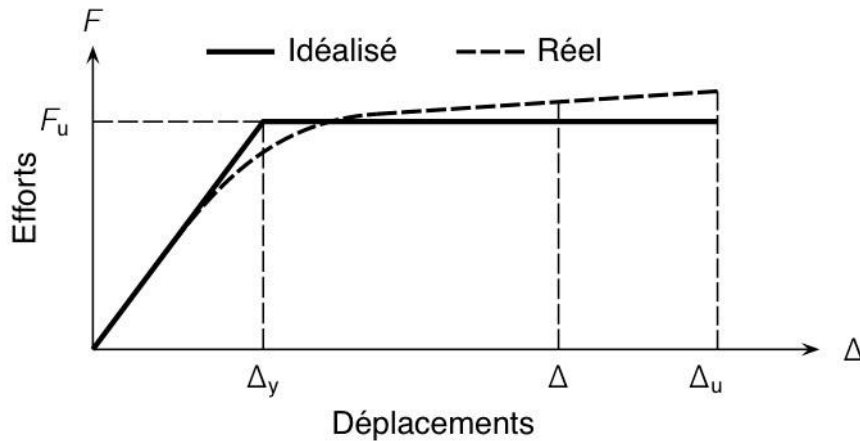


Figure 12 : Notion de ductilité. Idéalement de la courbe force-déplacement. [11]

La ductilité du bâtiment tour traduit donc son aptitude à pouvoir se déformer dans l'état fissuré, la limite élastique des armatures tendues étant atteinte. De manière générale, la grandeur adoptée pour quantifier la ductilité est le coefficient de ductilité et a pour expression :

$$\mu = \frac{\Delta_y}{\Delta_u} \quad (\text{II.1})$$

Où Δ_u (respectivement Δ_y) est le déplacement correspondant à la déformation ultime (respectivement élastique) de l'un des matériaux.

En béton armé, la déformation ultime est atteinte soit par épuisement de la déformation relative du béton (3,5‰ pour le BAEL et l'EC2), correspondant à un début d'éclatement du béton dans la fibre la plus comprimée ; soit par épuisement de la déformation relative de l'acier (-10‰ pour le BAEL et de -22,5‰ à -67,5‰ selon les classes d'acier pour l'EC2), laquelle peut correspondre à la rupture de l'acier.

L'aptitude d'une structure à préserver sa capacité de résistance au-delà de sa limite élastique est très importante en calcul sismique. Cette aptitude est mesurée par la ductilité, qui peut être celle du matériau, d'un élément de la structure ou de la structure même.

Nous rappelons les définitions des différents facteurs de ductilité.

II.2.1 FACTEURS DE DUCTILITE

La ductilité de la structure permet d'apprécier le niveau de la résistance de la construction en phase élastique et les dégradations dues aux déformations dans le domaine élasto-plastique qu'elle peut subir sous l'effet des charges sismiques ou accidentelles qui entraînent le plus souvent des rotules plastiques dans certains points de la structure. Un grand nombre de

recherches expérimentales et analytiques [2, 4, 5], a été conduit pour l'amélioration de la capacité des rotules plastiques, de l'absorption et la dissipation de l'énergie sismique.

Cette amélioration dépend de plusieurs facteurs intrinsèques qui influent sur la ductilité et la portance des rotules plastiques. Parmi ces facteurs [12], on cite:

- ✓ la résistance à la compression du béton;
- ✓ le confinement transversal des éléments;
- ✓ les pourcentages des armatures tendues et comprimées
- ✓ la limite élastique des armatures
- ✓ l'effort normale dans les poteaux.
- ✓ la résistance élevée des armatures tendues

L'analyse des travaux [2, 4, 5], a montré que certain facteurs ont un effet défavorable sur la ductilité comme la résistance élevée des armatures tendues et l'effort normal dans les éléments. Par ailleurs, les autres facteurs ont un effet favorable sur la ductilité à savoir la résistance élevée de la compression du béton et le pourcentage élevé des armatures comprimées. Ainsi, particulièrement le confinement transversal des éléments en béton armé par des cadres ou par des spirales.

Pour résister à un séisme de grande amplitude, une structure doit avoir un comportement ductile. Pour l'analyse sismique, la valeur de cette ductilité doit être connue. Dans ce but, il faut différencier au moins trois types de ductilité à savoir :

La première de ces trois types est la ductilité du matériau lui-même. Cette ductilité peut être définie comme le rapport de la déformation maximale ε_m , correspondant à la contrainte maximale, sur la déformation ε_y , correspondant à la limite élastique. Ainsi le facteur de ductilité d matériau désigné par μ_ε pour expression:

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_y} \quad (\text{II.2})$$

La définition de ce facteur dans le cas de chargement monotone est sans ambiguïté, ce qui n'est pas le cas lorsqu'il s'agit de chargement cyclique. Dans ce cas, ε_m peut être défini, soit comme la déformation maximale depuis l'état initial, soit comme la déformation depuis le commencement d'un cycle, jusqu'à leur niveau maximum. D'après Popov [7] la deuxième définition semble être davantage représentative de la ductilité d'un matériau sous chargement cyclique.

La deuxième pour évaluer le comportement individuel des éléments structuraux, on définit le facteur de ductilité en rotation μ_θ , défini de la même façon que le μ_ε , c'est à-dire comme le rapport de la rotation maximale d'un élément θ_m , sur la rotation θ_y correspondant à la limite élastique des matériaux le composant ε_y :

$$\mu_\theta = \frac{\theta_m}{\theta_y} \quad (\text{II.3})$$

Pour l'étude du chargement cyclique, comme dans le cas de ε_m , θ_m est la rotation totale correspondant à un demi-cycle de charge. Si un élément a des capacités de rotation différentes dans les deux sens opposés, il aura des facteurs de ductilité μ_θ différents dans les deux sens.

La capacité de rotation des éléments est un paramètre très important non seulement en calcul sismique, mais également en analyse plastique des structures pour le chargement monotone. Cette capacité permet la redistribution des moments dans le système.

La troisième, finalement, la ductilité en déplacement, définie par le facteur de ductilité en déplacement μ_δ souvent employé en calcul sismique, est reliée au déplacement μ_δ d'un point de la structure. μ_δ est également défini comme le rapport du déplacement horizontal maximal δ_m d'un niveau défini de la structure, sur le déplacement δ_y correspondant à la limite élastique.

$$\mu_\delta = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (\text{II.4})$$

Comme pour ε_m et θ_m , δ_m est défini par le déplacement maximal atteint pendant un demi-cycle de charge.

On peut définir δ_y Comme le déplacement correspondant au moment où la limite élastique est atteinte pour la première fois dans une section quelconque de la structure. Une autre définition de δ_y consiste en l'examen de la relation charge-déplace de toute la structure et à noter le commencement de la déviation de comportement par rapport à la partie élastique linéaire.

Il reste des différences considérables entre les trois facteurs de ductilité précédemment définis, et on ne doit pas les confondre. Chacun d'eux a son importance et sa signification. Le facteur de ductilité de matériau μ_ε caractérise les propriétés mécaniques des matériaux. Un μ_ε élevé indique un matériau ductile, un μ_ε faible indique un matériau fragile.

Le facteur de ductilité de rotation μ_θ , représente la performance d'un élément ou d'un joint de la structure. Une structure ne peut pas avoir un comportement ductile si les valeurs de

μ_θ pour ses éléments et ses joints sont insuffisants pour redistribuer les moments internes. Finalement, le facteur de ductilité en déplacement μ_δ fourni un indice pour le comportement global de la structure, c'est-à-dire l'aptitude de la structure à se déformer avec la sécurité au-delà de la limite élastique. La relation entre ces trois facteurs peut être représentée sous la forme:

$$\mu_\varepsilon > \mu_\theta > \mu_\delta \quad (\text{II.5})$$

Pour les éléments dont la profondeur par rapport à la longueur est grande, comme pour un mur de contreventement en béton armé, l'expérience montre (d'après Popov) que μ_θ peut être égale à μ_δ cependant, pour les poutres et poteaux ayant les proportions habituelles, le rapport de μ_θ/μ_δ dépasse l'unité. Pour ces éléments, il est souhaitable d'avoir ce rapport de l'ordre de 1,5 [7].

II .3 ANALYSE SISMIQUE GLOBALE

L'analyse sismique globale permet de déterminer le comportement global de la structure ainsi que la distribution des actions induites par le séisme à chaque élément principal ou secondaire. Elle s'effectue en effectuant un calcul linéaire équivalent dans un premier temps, puis en utilisant la règle du dimensionnement en capacité.

Dans le cadre d'une conception parasismique, nous avons vu précédemment que plusieurs approches sont envisageables pour tenir compte de la ductilité et la dissipation d'énergie qui résultent d'une agression sismique. L'une d'elle consiste à effectuer un calcul temporel non linéaire à partir d'un accélérogramme et en utilisant une loi de comportement adéquate pour le béton armé. Cette manière de tenir compte des déformations plastiques nécessite des moyens de calculs généralement incompatibles avec les délais imposés dans le domaine de la construction courante.

Même si cette technique peut être utilisée dans le cadre d'ouvrages exceptionnels (ouvrages d'arts), une autre approche consiste à utiliser des coefficients réducteurs d'effort du fait que ceux-ci sont directement liés à la demande de ductilité globale μ_Δ .

Par exemple, la réglementation EC8 indique (cf. EC8 — § 5.2.3.4 (3)), en particulier pour $T_1 \geq T_C$ et pour des armatures de la classe C, que le coefficient de ductilité en courbure μ_θ est relié au coefficient de comportement q par la relation :

$$\mu_\theta = 2 \mu_\Delta - 1 \quad \text{Avec } \mu_\Delta = q \quad (\text{II.6})$$

La prise en compte de la ductilité, lors d'une analyse globale, peut donc se simplifier par l'application d'un coefficient de comportement.

De plus, nous avons vu que tenir compte de la ductilité de cette façon n'est pas suffisant. La conception en zone sismique est encadrée par un ensemble de règles et dispositions constructives qui garantissent le « bien-fondé » du niveau de ductilité envisagé.

II.4 CALCUL LINEAIRE EQUIVALENT

L'approche retenue dans la majorité des règlements parasismiques, que ce soit les règles françaises (PS92), européennes (EC8) ou américaines (UBC97, Fema 356, ATC40 etc...) pour tenir compte de la ductilité lors de l'analyse globale consiste à appliquer un coefficient réducteur sur les efforts sismiques. Elle s'appuie sur de nombreuses études, et en particulier les travaux de NEWMARK [10], qui ont démontré que, pour une plage de fréquence fixée, quel que soit le niveau de résistance d'une structure, le déplacement relatif maximum d'une structure fonctionnant dans l'hypothèse élastique est approximativement égal au déplacement relatif de la même structure fonctionnant dans l'hypothèse de béton armé.

$$F_y = F_{el} / R \quad (\text{II.7})$$

Le principe d'« iso-déplacement » conduit à l'égalité. [14]

Puisque $F_u \approx F_y$, le dimensionnement sera conduit en divisant les efforts et sollicitations obtenus à l'issue d'une analyse modale spectrale ou d'une analyse simplifiée, toutes deux menées en considérant fictivement la structure comme restant indéfiniment élastique, par un coefficient «q» forfaitaire dit « coefficient de comportement » [14]. Ce dimensionnement sort dans le cadre de ce travail.

$$F_u = \frac{F_{el}}{q} \quad (\text{II.7})$$

Les structures dimensionnées avec de tels efforts subiront des déformations allant au-delà de leur « limite élastique ». En effet, lorsque la force F_u atteint la limite élastique du système (soit F_y), la structure n'est plus en mesure de reprendre aucune force additionnelle. Mais sous l'impulsion de l'énergie sismique, elle « compense » par déformation post-élastique.

Ainsi, plus la réduction des efforts est importante, plus la compensation est grande, cette compensation est limitée par les conditions de ductilité locale que l'on veuille bien accorder dans les éléments en béton armé et par les effets secondaires qui peuvent résulter d'une trop grande déformation.

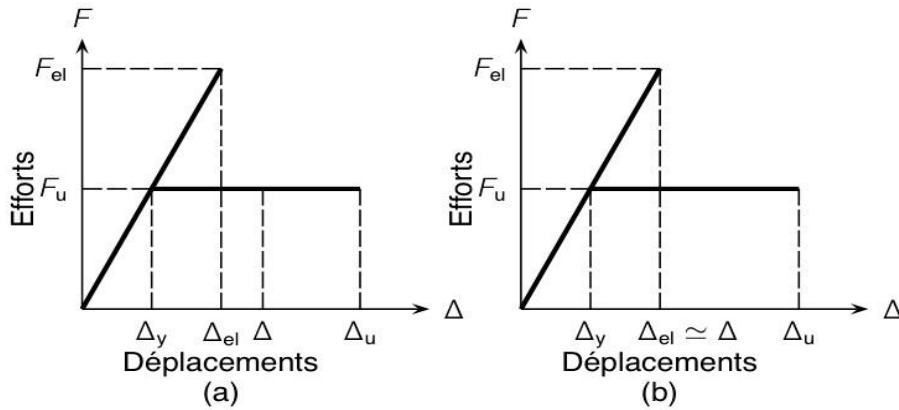


Figure 13 : Comportement élasto–plastique et coefficient de comportement.

(a) Principe d'iso–énergie. (b) Principe d'iso–déplacement. [EC8]

Lorsque que le calcul des efforts ou des déplacements est conduit à partir d'une analyse modale spectrale, les efforts sismiques F_u sont déduits d'un spectre de dimensionnement. De manière générale, un spectre de dimensionnement est une « enveloppe » construite à partir des déplacements maximum ou accélérations maximales observés d'oscillateurs simples.

Coefficient de comportement :

Dans les règles EC8, la valeur du coefficient de comportement est basée sur la relation

$$q = k_w q_0 \geq 1,5 \text{ (II.8)}$$

Avec q_0 correspondant à la valeur de base du coefficient de comportement. Celle–ci dépend du système de contreventement, des conditions de régularité (en plan et en élévation) et du degré d'hyperstaticité. [14]

Les valeurs de base du coefficient de comportement (cf. tableau 2) montrent bien que plus le système s'apparente à des structures rigides, plus les valeurs sont basses. En particulier, pour les structures régulières « à murs porteurs » habituelles en construit en République Démocratique du Congo, le coefficient de comportement est limité à 3,0 en classe DCM, ce qui correspond au cas des murs faiblement armés de grandes dimensions.

Tableau 2 : Valeurs de base du coefficient de comportement q_0 pour les structures en béton armé (cf. EC8 — § 5.2.2.2 (2)).

Type structural	Conception DCM	Conception DCH
Système à ossature, système à contreventement mixte, système mur de couplés	$3,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4,5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Système de murs non couplés	3,0	$4,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Système à noyau	2,0	3,0
Système en pendule inversé	1,5	2,0

Ces valeurs de base sont pondérées par le terme k_w qui est fonction du mode de rupture prédominant du système (flexion ou effort tranchant).

Si le rapport (h_{wi} / l_{wi}) ne varie pas trop entre les murs, le rapport de forme prédominant α_0 peut être évalué à partir de l'expression :

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (\text{II.9})$$

Où h_{wi} (Resp. l_{wi}) est la longueur du mur i (Resp. la longueur de la section transversale du mur i). D'où

$$0.5 \leq k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1 \quad (\text{II.10})$$

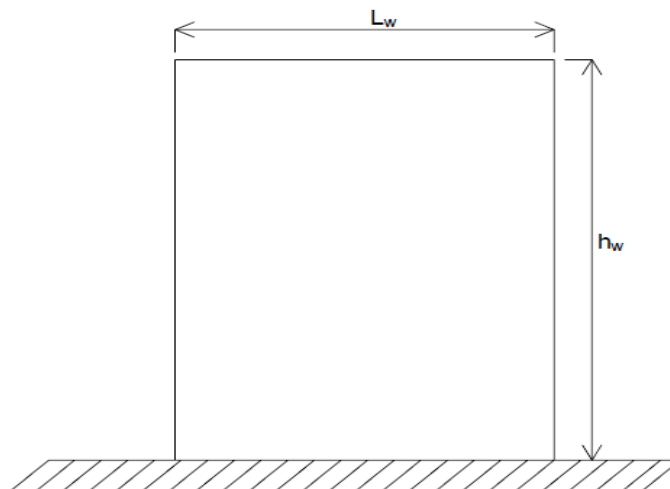


Figure 14 : Voile faible armé de grande dimension

Par exemple, pour un système de murs non couplés tel que $\sum l_{wi} > \sum h_{wi}$, la valeur du coefficient de comportement peut chuter jusqu'à 1,5 (avec $k_w = 0,5$). En particulier, avec $\alpha_0 = 1$, le coefficient de comportement q vaut 2. [11]

Par ailleurs, il est possible d'envisager un niveau de ductilité plus important pour ce type de structure (voiles ductiles) en liant les voiles par des poutres de couplage. En effet, une partie de l'énergie peut être dissipée dans les rotules plastiques situées aux extrémités de ces poutres. En fait, le rapport peut être directement corrélé au degré d'hyperstaticité, et donc aux nombres de rotules plastiques pouvant potentiellement apparaître dans la structure. D'après l'EC8, les valeurs du rapport pour les structures régulières varient de 1,0 à 1,2 selon les systèmes de contreventement et sont plafonnées à 1,5.

Pour des structures irrégulières, très rarement dans la région, le nombre de rotules plastiques pouvant apparaître est plus limité et vaut :

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1}\right)_{\text{irrégulier}} = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} + 1\right) \quad (\text{II.12})$$

α_1 : Coefficient multiplicateur des valeurs de calcul des actions sismiques horizontales (les valeurs de calcul de toutes les autres actions étant maintenues constantes) correspondant au stade où la section la plus sollicitée (tenant compte de la position des zones renforcées) atteint son moment plastique.

α_u : coefficient multiplicateur des valeurs de calcul des actions sismiques horizontales (les valeurs de calcul de toutes les autres actions étant maintenues constantes) correspondant au stade où des sections, en nombre suffisant pour provoquer une instabilité globale de la structure, atteignent leur moment plastique.

II.5 DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE

Traditionnellement, le dimensionnement des structures sous séisme s'effectue de manière conventionnelle. Autrement dit, les structures sont conçues pour résister à une fraction de leur poids propre. Les efforts sont distribués de façon à obtenir les effets les plus défavorables. Avec l'approche du dimensionnement en capacité (cf. EC8 — § 5.2.3.3), le dimensionnement des structures sous séisme est conduit en « prévoyant à l'avance » les modes de déformations pouvant conduire à des ruptures ductiles et favorables à un comportement sismique adapté.

Les zones dans lesquelles peuvent se produire ces ruptures constituent les « zones critiques » des éléments de structures en béton armé et sont dimensionnées localement en tenant compte

des règles de calcul classiques du béton armé (EC2) et des dispositions constructives associées (EC8). De cette manière, il est possible de hiérarchiser les modes d'apparition des ruptures et de vérifier le comportement global de la structure.

Structures poteaux–poutres

Dans les structures formées de poteaux et de poutres, les zones critiques sont situées à proximité des nœuds. C'est dans ces zones que se produisent les déformations sous efforts alternés et donc les rotules plastiques.

De plus, pour éviter tout effondrement, il est préférable de privilégier la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux (à l'exception des pieds de poteaux) de façon à conserver une conception poteau fort–poutre faible.

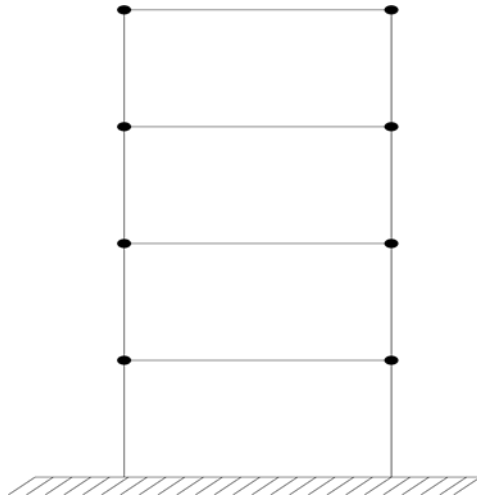


Figure 15 : Structure poteau poutre

Le dimensionnement en capacité conduit donc à calculer les rotules plastiques des poteaux avec un coefficient de sur-résistance. Dans ce sens, les règles EC8 proposent de vérifier aux nœuds et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que :

$$\sum M_{Rd} \geq 1,3 \sum M_{sd} \quad (\text{II.13})$$

Avec

M_{Rd} Valeur de calcul du moment résistant ;

M_{sd} Valeur de calcul du moment sollicitant.

Ces règles EC8 imposent que soit satisfaite, dans les deux directions orthogonales et pour chacune des orientations (positive et négative) de l'action sismique.

Analyse : Rotations plastiques

La formation des rotules plastiques dans les zones critiques est conditionnée d'une part, par un ferrailage adapté, pour permettre la rotation plastique des sections, et d'autre part, pour palier à toute éventualité de rupture fragile. D'un point de vue mécanique, la rotation plastique des sections de béton armé est provoquée par le seul mécanisme local ductile en béton armé : la flexion plastique.

Autrement dit, par raccourcissement des fibres de béton comprimées et allongements des armatures longitudinales tendues, lesquelles doivent plastifier.

II.6 DEFORMATION ET PLASTIFICATION DES ARMATURES

Le confinement du béton par des cadres est une réponse pour permettre de grandes rotations plastiques. Mais il faut aussi disposer d'une armature d'acier dont les propriétés permettent d'atteindre les courbures associées.

Les études [6] qui ont été réalisées sur le comportement cyclique de l'acier montrent que lorsque qu'une barre se plastifie en traction, il se produit d'une part un écrouissage de l'acier, et d'autre part une sorte d'« écrouissage négatif » en compression dès la première inversion de contrainte. Ce phénomène au chapitre premier de ce travail, est « l'Effet BAUSCHINGER. Au cours des cycles, « l'Effet BAUSCHINGER se renouvelle et rend l'acier plus vulnérable au flambement. Il faut donc empêcher le flambement de se produire par un système de retenue des armatures longitudinales.

Dispositions réglementaires pour les armatures (règles française et EC8)

À la différence des règles BAEL, il est spécifié dans les règles françaises une valeur garantie de l'allongement sous charge maximale de 5 % pour les barres HA et de 2 % pour les treillis soudés. Il est donc réglementaire d'atteindre, avec des aciers conformes aux spécifications du règles françaises, par exemple une courbure de 415 Rad/m, laquelle correspond, pour l'étude [11] qui est un cas de référence, à une déformation relative de l'acier de -15,59‰. En outre, les barres et fils tréfilés ou laminés doivent être à haute adhérence avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 500MPa.

Par exemple, pour les poteaux, les règles françaises indique des espacements maximum à satisfaire pour garantir le non-flambement des armatures longitudinales dans les zones critiques. Soit : [11]

$$s_t = (8 \varnothing_L; 0,25 a ; 15 \text{ cm}) \text{ (II.14)}$$

De la même façon que pour les règles PS92, l'EC8 impose des allongements garantis en fonction de la classe de ductilité de l'acier (A, B ou C). Nous pouvons remarquer (cf. Tableau.3) que l'allongement minimal garanti peut aller jusqu'à 75 %. L'EC8 permet donc, en théorie, une plus grande rotation plastique et une plus grande ductilité. De plus, l'EC8 impose que « le rapport k entre la résistance à la traction et la limite d'élasticité de l'acier utilisé dans les zones critiques soit sensiblement supérieur à l'unité ». Ceci implique que seul le diagramme à branche supérieure inclinée avec une déformation de l'acier limitée à $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$ n'est possible, et que l'effet de l'écroutissement doit être pris en compte.

Tableau.3 Exigences relatives aux aciers d'armatures de béton armé. [11]

Classe	f_{yk} (MPa)	$k = (f_t/f_y)_k$	ε_{uk} (%)
A	400–600	$\geq 1,05$	$\geq 2,05$
B	400–600	$\geq 1,08$	$\geq 5,0$
C	400–600	$\geq 1,15$	≥ 6

Pour pouvoir atteindre une ductilité moyenne des structures en béton armé, l'acier d'armature dans les zones plastiques doit répondre au minimum aux exigences suivantes :

- ✓ Rapport de la résistance à la traction $R_m = f_t$ à la limite d'écoulement $R_e = f_y$:

$$R_m/R_e \geq 1.15 \quad (\text{II.15})$$

- ✓ Allongement total à la force de traction maximale: $\varepsilon_{uk} \geq 6 \%$

Dans les zones plastiques des refends et des colonnes en béton armé (longueur plastique L_p), il faut stabiliser les barres d'armature verticales pour éviter qu'elles ne flambent sous les charges de compression. Parfois, le béton doit également être confiné afin de permettre des déformations de compression plus élevées. L'armature transversale nécessaire armature de stabilisation et de confinement avec des étriers et des barres de liaison doit être ancrée avec des crochets à 135°; des crochets à 90° ne suffisent pas, et les dommages observés lors de chaque nouveau séisme le rappellent invariablement. La distance verticale nécessaire relativement faible entre les étriers et les barres de stabilisation $s \leq 5 d$ (d = diamètre des barres stabilisées) est due à la ductilité souvent mauvaise (faible rapport d'écroutissement R_m/R_e) des aciers d'armature européens qui conduisent à un effet de flambement défavorable. [14]

II. 7 CONDITION DE DUCTILITE LOCALE POUR LES STRUCTURE EN BETON ARME

Ces prérequis, associés à la règle de dimensionnement en capacité, sont au cœur de tout le dispositif constructif prescrit dans les règles EC8. Dans ce sens, le règlement se base sur le coefficient de ductilité en courbure minimal μ_ϕ que doivent satisfaire les sections situées dans les zones critiques. Il est défini « comme le rapport entre la courbure atteinte lorsque le moment fléchissant est égal à 85% de sa valeur résistante, atteint dans la phase de décroissance post-pic, et la courbure correspondant à la limite d'élasticité, et à condition que les déformations limites du béton et de l'acier μ_{cu} et $\mu_{su,k}$ ne soient pas dépassées » (cf. EC8 — § 5.2.3.4(3)). Autrement dit :

$$\mu_\phi = \frac{\phi_{0,85}}{\phi_y} \quad (\text{II.16})$$

Cette relation de l'EC8 sous-tend le fait que la section de béton armé est pourvue d'armatures de confinement. En effet, la valeur de référence pour la courbure ultime (cf. Fig.15) intervient après le pic pour lequel le moment atteint sa valeur résistante. Cette valeur n'est atteignable que lorsque la déformation dans la fibre de béton la plus comprimée atteint la valeur de 3,5%. Au-delà de cette valeur, le moment résistant chute en raison de l'éclatement du béton d'enrobage. De ce fait, l'EC8 n'envisage une ductilité minimale des sections de béton armé que si elles sont pourvues d'un dispositif de confinement du noyau.

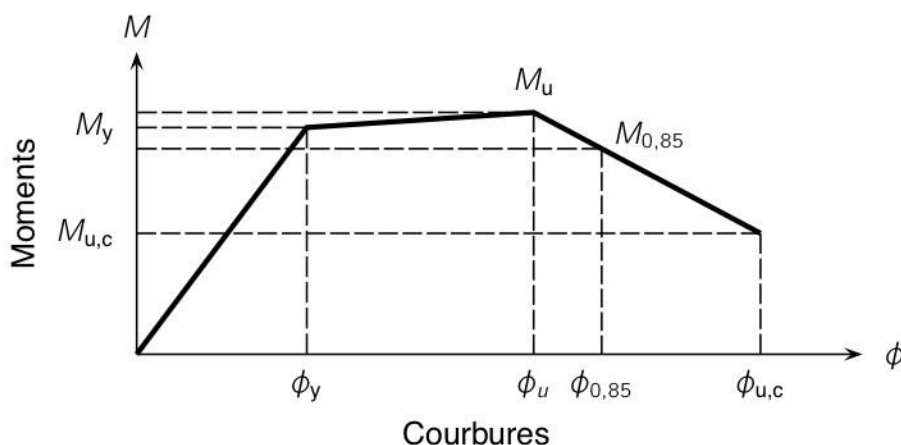


Figure 16 : Coefficient de ductilité au sens de l'EC8

II.8 CRITERE DE DUCTILITE LOCALE

Nous rappelons que lorsque qu'une structure est sollicitée par des efforts de séisme, il y a appel à ductilité. Et de toute évidence, la ductilité en courbure appelée doit être inférieure à la ductilité en courbure disponible. [11] Ce qui s'écrit

$$\mu_{\emptyset}' \leq \mu_{\emptyset} \quad (\text{II.17})$$

La vérification d'un tel critère n'est pas facilement praticable de manière rigoureuse. Il faudrait dans un premier temps calculer les courbures élastiques et ultimes pour une étendue d'effort normal fixé, un ferrailage longitudinal et transversal donné et vérifier que les déplacements et la dissipation d'énergie résultants sont compatibles avec le coefficient de comportement fixé en amont.

Les règles EC8 permettent de nous affranchir d'une telle lourdeur de calcul en proposant de lier le coefficient de comportement à des pourcentages géométriques ou mécaniques d'armatures (longitudinales ou transversales) *via* le coefficient de ductilité en courbure minimal requis. Ce point constitue une « avancée fondamentale » dans la réglementation parasismique puisqu'il est totalement absent dans les règles telles que les règles françaises PS92, ou encore des règles américaines ACI 318).

En l'occurrence, la relation proposée par l'EC8 liant le coefficient de comportement au coefficient de ductilité en courbure a pour forme

$$\mu_{\emptyset} = \begin{cases} k(2q_0 - 1) & \text{si } T_1 \geq T_c \\ k(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1}) & \text{si } T_1 < T_c \end{cases} \quad (\text{II.18})$$

T_1 : Période fondamentale du bâtiment, en secondes ;

T_c : Période correspondante au palier d'accélération spectrale constante

Cette relation notifie que le coefficient conventionnel de ductilité en courbure (CCDC) est plus exigeant pour les structures raides que pour les structures souples.

Et d'une manière générale, puisque ductilité et dissipation d'énergie sont synonymes, la modulation du CCDF en fonction de la période de la structure tend à étayer que la règle d'équivalence énergétique est prépondérante sur la règle d'iso – déplacement pour les structures raides.

Par ailleurs, l'EC8 fait apparaître la notion de classe de ductilité ; on distingue pour les structures en béton trois classes de ductilité, à savoir : DC «L» (ductilité limitée), DC «M» (ductilité moyenne) et DC «H» (haute ductilité). Pour ce qui concerne le dimensionnement des structures dissipatives, et donc ductiles, seules les classes DCM et DCH sont à considérer. Les structures dimensionnées en classe DCL ne peuvent pas être considérées comme dissipatives.

Le choix d'une classe dépend principalement du zonage sismique et du niveau de ductilité souhaité au moment de la conception, mais aussi du budget alloué pour la conception et la réalisation de l'ouvrage. Nous devrions ajouter également un paramètre lié aux réparations dues aux dommages après séisme et les conséquences environnementales de tels dommages. Par exemple, il n'est pas envisageable d'accepter une fissuration du béton, et donc une plastification des armatures tendues sur des ouvrages à risque élevé comme des complexes nucléarisés. La classe de ductilité appropriée dans ce cas de figure est DCL avec un coefficient de comportement $q = 1$.

Une conception en classe DCH implique nécessairement la justification d'un CCDC plus exigeant compte tenu d'une plus grande réduction des efforts *via* des coefficients de comportement plus élevés. Il en résulte une plus grande déformabilité et donc une conception détaillée plus exigeante vis-à-vis des conditions de ferrailage.

II.9 CONDITION DE DUCTILITE DES PRINCIPAUX ELEMENTS EN BA :

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Pour être complet, les règles EC8 relient le coefficient de ductilité en courbure aux conditions de ferrailage des éléments en béton armé dans les zones où se forment les rotules plastiques.

1) poutre

Dans le cas des poutres, l'effort normal est en général peu influent sur la ductilité en courbure. Selon la terminologie de l'EC8, une poutre est un élément de béton armé horizontal dont l'effort normal réduit est inférieur à 0,1. Pour ce type d'élément, la plastification des armatures se produit avant que la déformation relative du béton n'atteigne la déformation ultime.

L'excentricité entre une poutre sismique primaire et le poteau doit être inférieure à $b_c/4$ selon les règles de l'EC8. De plus, la largeur des poutres doit être telle que :

$$b_w = \min \{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (\text{II.19})$$

Où $b_w \geq 200$ mm pour la classe DCH, b_c désigne la plus grande dimension de la section transversale du poteau perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre et h_w désigne la hauteur de la poutre.

Zones critiques : Les zones critiques selon les règles de l'EC8 s'étendent sur une distance l_{cr} ($l_{cr} = h_w$ pour la classe DCM et $l_{cr} = 1,5 h_w$ pour la classe DCH) à partir d'une section d'extrémité où la poutre est connectée à un nœud poteau-poutre, ou sur une distance $l_{cr} = 2 h_w$ de part et d'autre de toute autre section susceptible de se plastifier dans la situation sismique de calcul, doivent être considérées comme zones critiques.

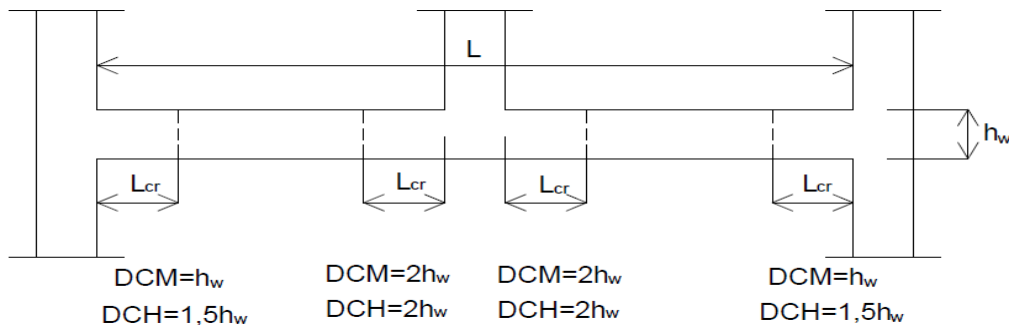


Figure 17 : Étendues des zones critiques dans les poutres selon EC8.

Armatures longitudinales : Le pourcentage d'armatures dans la zone tendue doit vérifier

$$\rho_{min} \leq \rho' + \frac{0,0018f_{cd}}{\mu_{\emptyset} \epsilon_{sy,d}f_{yd}} \leq \rho_{max} \quad (\text{II.20})$$

Avec :

- ✓ ρ' le pourcentage d'armatures dans la zone comprimée;
- ✓ f_{cd} la résistance de calcul en compression du béton;
- ✓ f_{yd} la résistance de calcul en traction de l'acier;
- ✓ μ_{\emptyset} le coefficient de ductilité en courbure;
- ✓ $\epsilon_{sy,d}$ la valeur de calcul de la déformation de l'acier à la limite d'élasticité. En particulier, pour un acier S500, $\epsilon_{sy,d} = 2,5\%$.

Cette relation indique que le coefficient de ductilité en courbure est principalement influencé par les caractéristiques du béton et de l'acier, et que les pourcentages géométriques des armatures tendues et comprimées y prennent une part non négligeable.

Par ailleurs, le pourcentage géométrique d'armatures longitudinales doit vérifier dans les zones tendues tout le long de la poutre :

$$\rho_{min} \geq \frac{0,5f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (\text{II.21})$$

Pour un béton courant C30/37 et un acier de classe B, ρ_{min} est au voisin de 0,00289

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Pour Les règles françaises indiquaient un pourcentage géométrique vérifiant :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_e} \quad (\text{II.22})$$

Soit $\rho_{min} = 0,0028$ pour $f_e = 500 \text{ MPa}$. Ce pourcentage pouvait même être réduit de moitié sous réserve que le dimensionnement est vérifié sous la combinaison sismique $G + \psi_{Ei}Q$.

De plus, dans les zones critiques, le pourcentage d'armatures comprimées doit vérifier

$$\rho' \geq 0,5 \rho \quad (\text{II.23})$$

Enfin, les règles EC8 indiquent qu'en classe DCH :

- au moins deux barres HA de diamètre 14 mm doivent être placées sur les faces supérieures et inférieures de la poutre ;
- un quart de la section maximale des armatures supérieures sur appui doit être prolongée sur toute la longueur de la poutre.

Armatures transversales de confinement

Le diamètre minimal des armatures transversales doit être de 6 mm en DCM. En DCM, l'espacement des armatures transversales dans les zones critiques doit vérifier

$$s_t \leq \min \left(\frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 225\text{mm}, 8d_{bL} \right) \quad (\text{II.24})$$

En DCH, l'inégalité devient

$$s_t \leq \min \left(\frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 275\text{mm}, 6d_{bL} \right) \quad (\text{II.25})$$

Avec

d_{bw} le diamètre des armatures transversales ;

d_{bL} le diamètre minimal des armatures longitudinales.

2) poteau

Contrairement aux poutres, les poteaux sont des éléments verticaux fortement comprimés pour lesquels, la plastification des armatures ne peut généralement intervenir avant que la déformation ultime du béton ne soit atteinte (soit $\epsilon_{cu} = 3,5\%$). Dans ce cas, la ductilité ne peut être obtenue que par confinement du béton.

Zones critiques :

Les zones critiques d'un poteau s'étendent sur une distance au moins égale à

$l_{cr} = \max(h_c; l_{cr}/6; 0, 45)$ à partir d'une section d'extrémité où le poteau est connecté à un nœud poteau-poutre. Lorsque $h_c/l_{cr} < 3$, le poteau doit être considéré comme zone critique sur toute sa longueur.

En classe DCH, la longueur l_{cr} doit satisfaire

$$l_{cr} \geq \max(h_c; \frac{l_{cr}}{6}; 0, 60) \quad (\text{II.26})$$

Avec

h_c la hauteur libre du poteau;

l_{cr} est la distance critique

Armatures longitudinales : Les armatures longitudinales doivent être réparties uniformément sur le pourtour du poteau avec, au minimum, une armature intermédiaire le long de chaque face. Le pourcentage géométrique doit vérifier

$$0,001 \leq \rho_l \leq 0,04 \quad (\text{II.27})$$

Armatures transversales de confinement : Du fait que la ductilité est principalement obtenue par confinement du noyau béton, le pourcentage d'armatures transversales doit satisfaire :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\emptyset} \nu_d \epsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (\text{II.28})$$

Où ω_{wd} est le pourcentage mécanique en volume des armatures de confinement tel que :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volumedesarmaturesdeconfinement}}{\text{volumedunoyaudubéton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (\text{II.29})$$

Avec

α : le coefficient d'efficacité du confinement

ν_d : l'effort normal réduit ;

b_c (resp. b_0) : La plus petite dimension transversale du poteau (resp. la plus petite dimension transversale du noyau de béton)

f_{cd} : la résistance de calcul en compression du béton

f_{yd} : la résistance de calcul en traction de l'acier

μ_\emptyset : le coefficient de ductilité en courbure

$\epsilon_{sy,d}$: la valeur de calcul de la déformation de l'acier à la limite d'élasticité. En particulier, pour un acier S500, $\epsilon_{sy,d} = 2,5\%$.

Contrairement aux poutres, la quantité d'armatures longitudinales n'influe pas ou peu sur le coefficient de ductilité en courbure. À l'exception des caractéristiques géométriques et des dimensions transversales de la section, la relation II.29 montre bien, au travers des facteurs α et ω_{wd} , que les dispositions de ferrailage des armatures de confinement jouent un rôle essentiel vis-à-vis de la ductilité en courbure.

Par ailleurs, le pourcentage mécanique des armatures transversales (diamètre minimal 6 mm) ne peut être inférieur à 8 % dans la zone critique à la base des poteaux pour une conception en classe DCM. En classe DCH, ce pourcentage est étendu à 12 % et il doit être pourvu un pourcentage mécanique minimal de 8 % dans les autres zones critiques.

De plus, l'espacement s_t des armatures transversales, exprimé en millimètres, dans les zones critiques doit vérifier :

$$s_t \leq \min \left(\frac{b_0}{2}, 175\text{mm}, 8d_{bL} \right) \quad (\text{II.30})$$

En classe DCH, l'inégalité précédente devient :

$$s_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 125\text{mm}, 6d_{bL} \right) \quad (\text{II.31})$$

Avec

d_{bL} : le diamètre minimal des armatures longitudinales

b_0 : la plus petite dimension transversale du noyau de béton, prise par rapport à l'axe des armatures transversales.

Enfin, les règles EC8 précisent que le diamètre minimal des armatures de confinement doit être supérieur à 6 mm pour une conception en classe DCM. En classe DCH, le diamètre minimal des armatures transversales doit satisfaire :

$$d_{bw} \leq 0,4 d_{bL,max} \sqrt{\frac{f_{ydL}}{f_{ydw}}} \quad (\text{II.32})$$

Avec

$d_{bL,max}$: le diamètre maximal des armatures longitudinales

f_{ydL} : la valeur de la limite d'élasticité des armatures longitudinales

f_{ydw} : la valeur de la limite d'élasticité des armatures transversales.

Analyse de cette disposition :

Les dispositions constructives proposées dans les règles EC8 valident, au travers du CCDF, que la ductilité requise pour satisfaire une valeur plus ou moins élevée du coefficient de comportement, est largement influencée par les conditions de confinement du béton, mais aussi, par d'autres paramètres rattachés à la géométrie de la section ou bien aux caractéristiques mécaniques des matériaux.

Nous avons donc jugé intéressant d'analyser, dans un premier temps, l'incidence de ces paramètres sur le coefficient de ductilité en courbure sans tenir compte du confinement. Puis dans un deuxième temps, de vérifier, pour une section de caractéristiques géométriques et mécaniques fixées, que le confinement du béton apporte une nette contribution aux possibilités de déformations et de ductilité des sections. Ceci devrait nous permettre d'extraire quelques propriétés de comportement sismique des éléments principaux en béton armé et sa proximité immédiate avec le coefficient de comportement.

CHAPITRE III

ANALYSE DES CRITERES DE DUCTILITE LOCALE DES REGLES EC8

Nous avons vu (cf. Chap. 2) que le critère de ductilité locale de l'EC8 consiste à vérifier que :

$$\mu'_{\emptyset} = \mu_{\emptyset}$$

Où μ'_{\emptyset} dépend en partie des sollicitations sismiques que l'on impose à la structure, et μ_{\emptyset} dépend de la ductilité en courbure disponible dans les éléments. Dans cette partie, on cherche à extraire, en utilisant le logiciel robot structural analysis, les principaux paramètres pouvant agir sur la ductilité des structures en béton armé, lesquels nous permettent de donner quelques propriétés vis-à-vis du comportement sismique.

L'analyse des sections consiste à étudier les conditions de leurs déformations et résistances à partir des caractéristiques géométriques et des caractéristiques mécaniques de la section.

Dans notre étude, nous étudions les conditions de déformation au travers d'une analyse paramétrique.

Plan :

- ✓ Description de l'ouvrage d'étude
- ✓ Hypothèses sismiques
- ✓ Calcul des sollicitations sismiques
- ✓ Vérifications sous séismes

III.1 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage est supposé implanté à Goma, en zone de sismicité forte d'après les études des chercheurs, MUKANGE ET ZANA sur le zonage sismique de la RDC du centre de recherche scientifique national (CRSN) de LWIRO/BUKAVU.

III. 1.1 Caractéristiques géométriques de la structure

Nombre de niveaux : 6 Hauteur du rez-de-chaussée : $h_{\text{rez}} = 3.5\text{m}$

Hauteur des niveaux supérieurs : $h_{\text{etage}} = 3\text{m}$

Hauteur du bâtiment : $H_w = 18.5\text{m}$

Longueur totale du bâtiment – direction X : $L_x = 15\text{m}$

Longueur totale du bâtiment – direction Y : $L_y = 15\text{m}$

Longueur d'une poutre selon la direction X : $l_x = 5\text{m}$

Longueur d'une poutre selon la direction Y : $l_y = 5\text{m}$

Epaisseur de la dalle : $h_{\text{dalle}} = 0.17\text{m}$

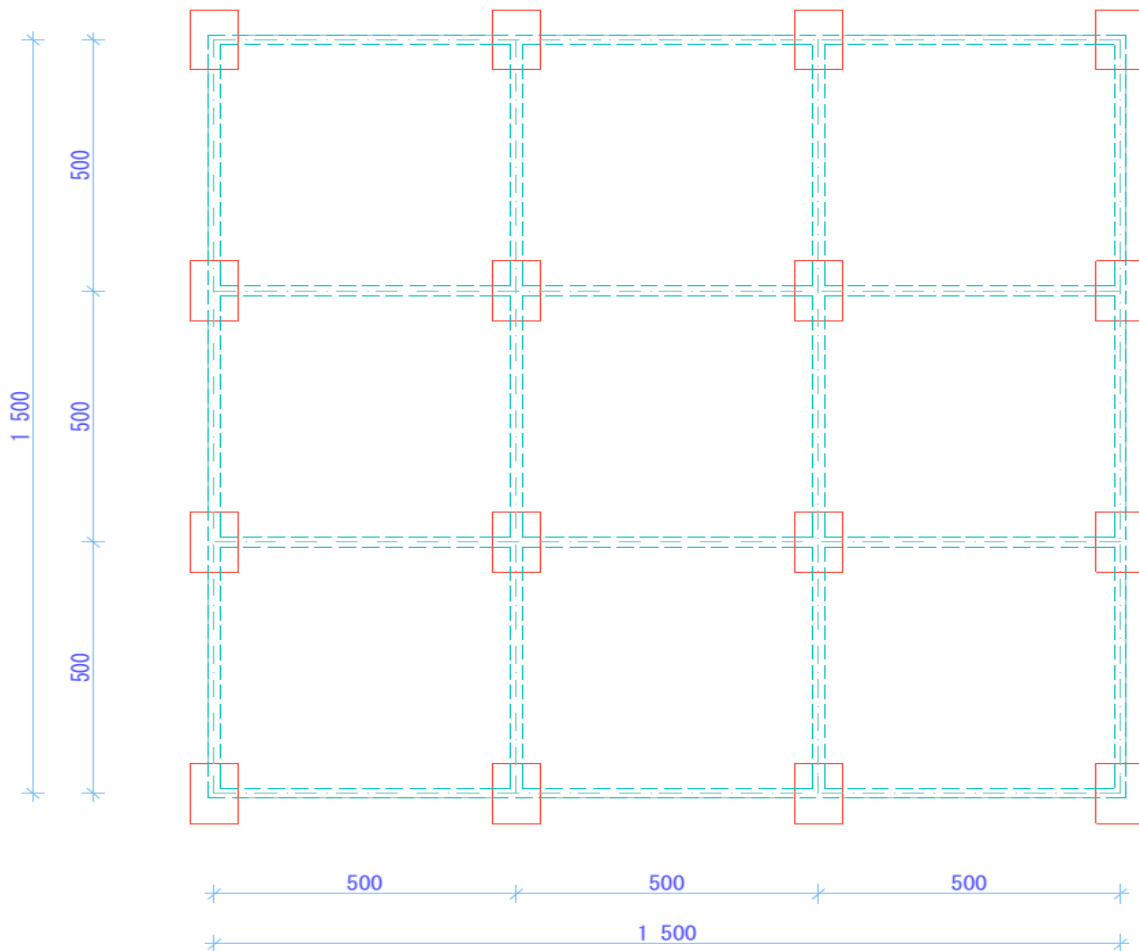


Figure 18. Vue en plan de la structure (l'unité en centimètre)

Dans le cadre de cet exemple, pour des raisons de simplification, les fondations sont supposées infiniment rigides, ce qui conduit à considérer les fondations comme parfaitement encastrées dans le sol (cette hypothèse est sécuritaire du point de vue des efforts mais potentiellement non conservative du point de vue des déplacements).

Dans le cadre d'une étude opérationnelle, il conviendrait de modéliser les fondations et l'interaction sol/structure et d'évaluer plus finement leur souplesse.

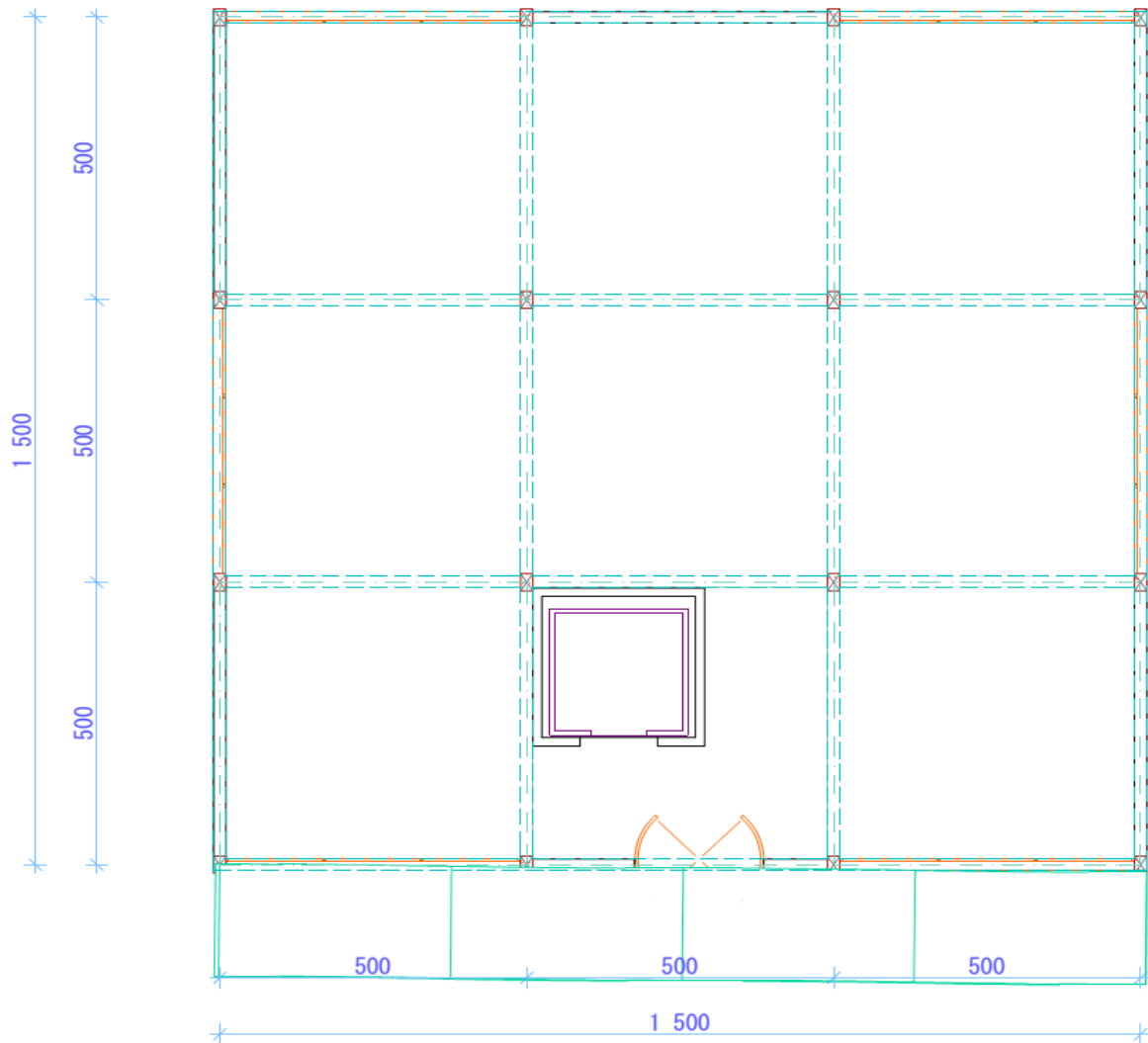


Figure 19. Vue en plan rez de chaussée (l'unité en centimètre)

III.1.2 Caractéristiques des matériaux.

a) Béton C35/45 pour les poutres, dalle et les poteaux.

- ✓ Résistance caractéristique à la compression sur cylindre.

$$f_{ck} = 35\text{MPa}$$

Dans le cas de chargement sismique le coefficient de sécurité du béton est $\gamma_b = 1,3$. Alors la résistance caractéristique de calcul est

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_b} = 28,5 \text{ MPa}$$

- ✓ Le module élastique vaut $E_{cm} = \frac{11000}{3} = 12218 \text{ MPa}$
- ✓ Le coefficient d'amortissement est pris égal à 5% dans la modélisation dynamique [13].

b) Armatures en acier S500

- ✓ La limite élastique des armatures

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Dans le cas de chargement sismique le coefficient de sécurité de l'acier est $\gamma_s = 1$ pour le cas de combinaison accidentelle. Alors la limite élastique de calcul est

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 500 \text{ MPa}$$

- ✓ Le coefficient d'amortissement est pris égal à 2% dans la modélisation dynamique [13].

III.2 HYPOTHESES SISMIQUES

III.2.1 Localisation – Catégorie d'importance – Classe de sol

L'ouvrage est supposé implanté dans la ville de Goma sur la commune qui porte le même nom, soit en zone IIIb, dite de sismicité forte, au sens du nouveau zonage sismique national officialisé par la publication du CRSN/LWIRO du 22 août 2010 portant sur la délimitation des zones de sismicité du territoire congolais [18].

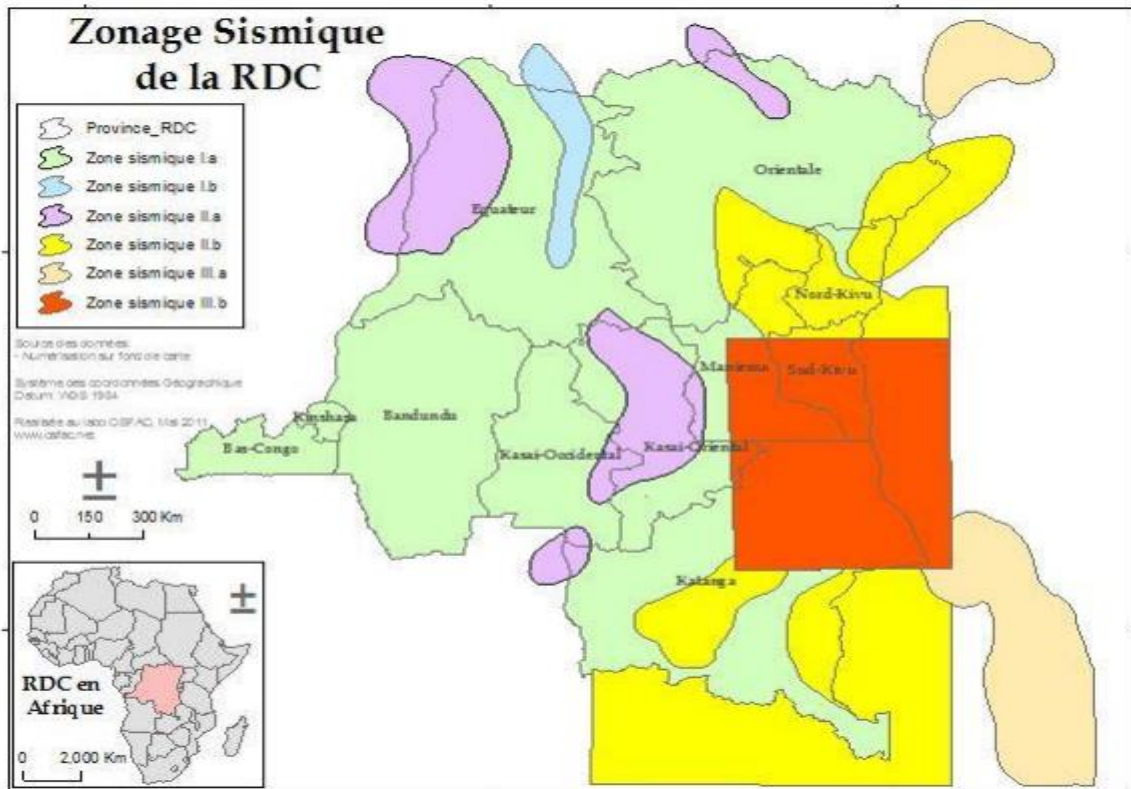


Figure 20. Délimitation de la zone sismique de la RDC [18].

L'ouvrage, se situant dans une zone urbaine, est considéré comme appartenant à la catégorie d'importance II (d'une importance au sens de l'EC8-2). Les bâtiments sont classés, en général, en 4 catégories d'importance qui dépendent de la dimension du bâtiment, de sa valeur et de son importance pour la sécurité publique, et de la possibilité de pertes de vies humaines en cas d'effondrement. Le coefficient d'importance pour les bâtiments s'exprime par la relation :

$\gamma_1 = 0,9 \tau$, où le coefficient τ est donné par le tableau III.1. Le bâti dont il est question est un immeuble de bureau dont l'importance au sens de l'euro code vue sa situation géographique et la sécurité des usagers. D'où le coefficient d'importance du bâtiment en étude est :

$$\gamma_1 = 0,9 \times 1,2 = 1,08$$

Tableau.4 Catégories d'importance et coefficients d'importance pour les bâtiments [13]

Catégorie d'importance	Bâtiments	Coefficient d'importance γ
I	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple, hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.	[1,4]
II	Bâtiments dont la résistance au séisme est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, etc.	[1,2]
III	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories	[1,0]
IV	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple : les bâtiments agricoles, etc.	[0,8]

La classe de sol est la classe A (Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 3 m de matériau moins résistant). Le coefficient topographique est égal à 1,0 (zone de plaine). [EC8, Tab 2.2 (5)]

III.2.1 Choix de conception parasismique

L'ouvrage étant situé dans une zone de sismicité forte, nous proposons de profiter de l'isolation partielle des mouvements du sol apportée par ces derniers et d'adopter une conception élastique de l'ouvrage.

Le dimensionnement de l'ouvrage est donc basé sur un comportement ductile (élastique), ce qui signifie que les matériaux constitutifs de la structure restent dans le domaine élastique et

que l'effet du séisme de référence est de nature à endommager notablement l'ouvrage, l'ouvrage fait appel à la ductilité (ouvrage quasi-intact à l'issue du tremblement de terre).

III.2.2 Caractérisation de l'action sismique

a) Accélération de calcul

La publication CRSN/LWIRO relatif à la délimitation du zonage sismique de la République démocratique du Congo et aux règles de construction parasismique EC8 applicables aux bâtiments de la classe dite « à haut risque » fixe le niveau d'accélération caractéristique de référence pour la zone IIIb (forte sismicité) à $ag_R = 1,347 \text{ m/s}^2$ et le coefficient d'importance pour la catégorie d'importance (cat. II) à $\gamma_1 = 1,08$

Au final, l'accélération sismique de dimensionnement est

$$ag = \gamma_1 ag_R$$

Or sur base de l'EC8, l'accélération sismique doit être dans l'intervalle

$$0,5 \text{ m/s}^2 < ag < 4 \text{ m/s}^2$$

D'où l'accélération sismique $ag = 1,45 \text{ m/s}^2$

b) Coefficients de comportement

Le coefficient de comportement q est pris égal à $q = q_0 \times k_w$.

Avec $k_w = \frac{1+\alpha_0}{3}$ où $0,5 \leq k_w \leq 1$

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = \frac{18,5 \text{ m}}{5 \text{ m}} = 3,7 \text{ et } k_w = \frac{1+3,7}{3} = 1,5$$

D'où $k_w = 1$

Pour l'analyse du coefficient de comportement de référence doit être pris égal à $q_0 = 3$ (cf. EC8-2 §4.1.6(12)).

Il vient que Le coefficient de comportement $q = 3$

III.2.3 Caractérisation de l'action sismique

c) Spectres de calcul

L'EC8 fixe également les caractéristiques spectrales pour un spectre de type 1 (Magnitude supérieure à 5,5 le cas de la ville de Goma en RDC), pour un sol de classe A et compte tenu de la topographie du site aux valeurs suivantes :

Si $T_c < T < T_D$ alors

$$S_d(T) = (2,5 \cdot \text{ag} \cdot S \cdot T_c) / (q \cdot T)$$

Le spectre de calcul horizontal $S_d(T)$ est la représentation de l'action sismique la plus couramment utilisée dans l'analyse des ossatures de bâtiments. Il est basé sur le spectre élastique $S_e(T)$, mais il intègre aussi l'influence de certains aspects de la réponse des structures, en particulier, la capacité de dissipation d'énergie de la structure dans des déformations plastiques, via le coefficient de comportement q .

Le spectre de calcul $S_d(T)$ horizontal de réponse en accélération est formulé de façon unique, à l'aide des paramètres suivants :

S, T_c, T_B et T_D

Les paramètres du sol tenant compte du spectre de type 1, sont lus dans EC8.1 le tableau 2.2 et la période du bâtiment est donné par l'expression suivant :

- ✓ S (paramètre du sol, dont les valeurs sont définies au Tableau 2.2 EC8 .1) = 1,
- ✓ T_c (Limite supérieure des périodes correspondant à ce palier) = 0,4s,
- ✓ T_B (Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante) = 0,15s
- ✓ T_D (Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant) = 2s.
- ✓ η : coefficient de correction de l'amortissement ($\eta = 1$ pour 5 % d'amortissement)

$T = C_t H_w^{3/4}$, il vient que le coefficient C_t relatif au matériau et selon le type de structure ; et lu dans EC8.1 le tableau 2.3

$C_t = 0,075$ pour le béton armé.

$T = 0,67s$

$S_d(T) = 0,72m / s^2$

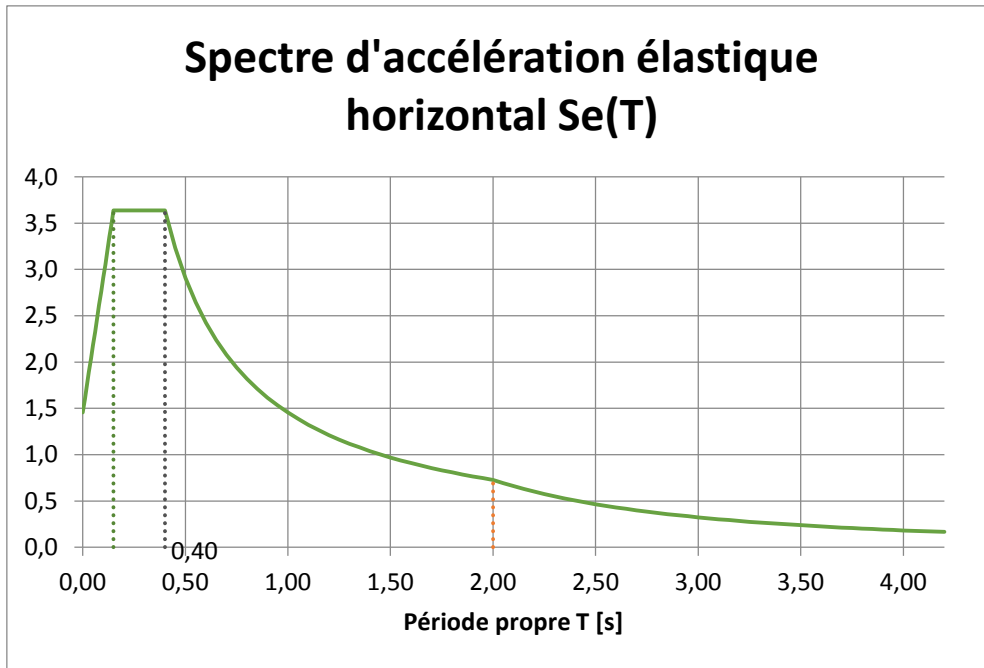


Figure 21. Spectre d'accélération élastique du bâtiment en étude.

III.3 CALCUL DES SOLLICITATIONS SISMIQUES

III.3.1 Modélisation

Les efforts sismiques sont déterminés à partir d'une modélisation de la structure, à l'aide d'un logiciel de calcul robot structural analysis (RSA).

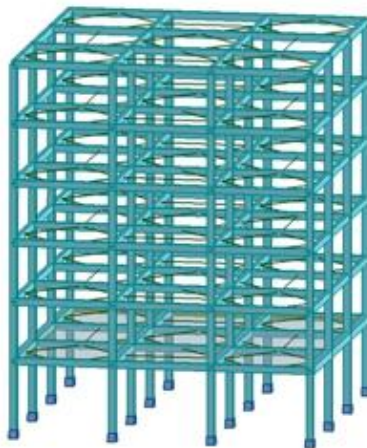


Figure 22. vue de la structure modélisée en 3D.



Figure 23. Vue de la structure modélisée en 3D.

Les caractéristiques du modèle sont les suivantes :

- ✓ Poutres principales modélisées par le logiciel RSA;
- ✓ Poteaux sont modélisés par le logiciel RSA

III.3.2 Mode propre

Les 40 premiers modes propres de la structure sont déterminés en considérant la masse permanente de la structure (poutre, poteau et dalle avec les valeurs nominales des superstructures).

Pour chacun des modes, l'amortissement équivalent est déterminé par le logiciel en fonction des matériaux les plus sollicités.

Tableau.5 mode propre

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Auteur :

Fichier : Structure Merci.rtd

Adresse :

Projet : Structure Merci

Résultats: dynamique - Cas: 4A7 18 25 69 94

Valeurs

1

_filtre	Cas	Mode
Liste complète	1A100	1A3
Sélection	4A7 18 25 69 94	1A3 CQC
Nombre total	100	
Nombre sélectionné	8	

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]
4/ 1	0,77	1,30	0,05	84,19	0,00	0,05
4/ 2	1,06	0,95	55,12	84,71	0,01	55,07
4/ 3	1,19	0,84	82,21	85,13	0,02	27,10
5/ 1	0,77	1,30	0,05	84,19	0,00	0,05
5/ 2	1,06	0,95	55,12	84,71	0,01	55,07
5/ 3	1,19	0,84	82,21	85,13	0,02	27,10
6/ 1	0,77	1,30	0,05	84,19	0,00	0,05
6/ 2	1,06	0,95	55,12	84,71	0,01	55,07
6/ 3	1,19	0,84	82,21	85,13	0,02	27,10
7/ 1	0,77	1,30	0,05	84,19	0,00	0,05
7/ 2	1,06	0,95	55,12	84,71	0,01	55,07
7/ 3	1,19	0,84	82,21	85,13	0,02	27,10
18/ 1	0,77	1,30	0,05	84,19	0,00	0,05
18/ 2	1,06	0,95	55,12	84,71	0,01	55,07
18/ 3	1,19	0,84	82,21	85,13	0,02	27,10
25/ 1	0,77	1,30	0,05	84,19	0,00	0,05
25/ 2	1,06	0,95	55,12	84,71	0,01	55,07
25/ 3	1,19	0,84	82,21	85,13	0,02	27,10
69/ 1	0,77	1,30	0,05	84,19	0,00	0,05
69/ 2	1,06	0,95	55,12	84,71	0,01	55,07
69/ 3	1,19	0,84	82,21	85,13	0,02	27,10
94/ 1	0,77	1,30	0,05	84,19	0,00	0,05
94/ 2	1,06	0,95	55,12	84,71	0,01	55,07
94/ 3	1,19	0,84	82,21	85,13	0,02	27,10

Cas/Mode	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	84,19	0,00	642923,23	642923,23	642923,23
4/ 2	0,52	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
4/ 3	0,42	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
5/ 1	84,19	0,00	642923,23	642923,23	642923,23
5/ 2	0,52	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
5/ 3	0,42	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
6/ 1	84,19	0,00	642923,23	642923,23	642923,23
6/ 2	0,52	0,01	642923,23	642923,23	642923,23

Date : 15/01/16	Page : 2
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
Auteur :	Fichier : Structure Merci.rtd
Adresse :	Projet : Structure Merci

Cas/Mode	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
6/ 3	0,42	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
7/ 1	84,19	0,00	642923,23	642923,23	642923,23
7/ 2	0,52	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
7/ 3	0,42	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
18/ 1	84,19	0,00	642923,23	642923,23	642923,23
18/ 2	0,52	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
18/ 3	0,42	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
25/ 1	84,19	0,00	642923,23	642923,23	642923,23
25/ 2	0,52	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
25/ 3	0,42	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
69/ 1	84,19	0,00	642923,23	642923,23	642923,23
69/ 2	0,52	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
69/ 3	0,42	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
94/ 1	84,19	0,00	642923,23	642923,23	642923,23
94/ 2	0,52	0,01	642923,23	642923,23	642923,23
94/ 3	0,42	0,01	642923,23	642923,23	642923,23

Ce tableau nous montre que la fréquence de sollicitation du bâtiment en étude, après calcul est inférieure à la fréquence du bâtiment due aux paramètres du site, il vient que ce dernier est stable.

III.3.4 Séisme longitudinal

A partir des spectres d'accélération définis précédemment et d'une analyse multimodale appliquant une méthode CQC (ce le cas où les modes ne sont pas indépendants) prenant en compte un mode résiduel, on obtient les efforts et déformations sous séisme longitudinal. Le repère local des poteaux et des poutres est tel que :

$$\begin{cases} \vec{x} = \vec{Y} \\ \vec{y} = -\vec{X} \end{cases}$$

Par convention, My (respectivement Mz) est le moment de flexion d'axe y (respectivement z).

Tableau.6 efforts dans les poutre et poteaux

Auteur : Fichier : Structure Merci.rtd
 Adresse : Projet : Structure Merci

Efforts - Cas: 1A3 5A100
 Extrêmes globaux
 1

Filtre	Barre	Cas	Mode
Liste complète	1A7 29A61 3-02A468 478-A516	1A100	1A3
Sélection	1A7 29A61 3-02A468 478-A510	1A3 5A100	1A3 CQC
Nombre total	240	100	
Nombre sélectionné	240	99	

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	379,47	88,71	72,76	19,42	206,18	157,50
Barre	38	50	32	52	54	50
Noeud	39	48	4	50	52	48
Cas	2	18	18	5	22 (C) (CQC)	18
Mode		CQC	CQC	CQC		CQC
MIN	-245,33	-88,71	-72,76	-12,02	-206,18	-157,50
Barre	60	50	32	52	54	50
Noeud	55	48	4	50	52	48
Cas	22 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	18	22 (C) (CQC)
Mode					CQC	

Tableau.7 déplacement en tête des poteaux et sur les poutres

Auteur : Fichier : Structure Merci.rtd
 Adresse : Projet : Structure Merci

Déplacements - Cas: 1A3 5A100
 Extrêmes globaux

Nombre total	232	100
Nombre sélectionné	232	99

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	10,5	19,4	0,2	0,006	0,006	0,007
Noeud	317	320	84	140	49	216
Cas	5	94	94	94	5	5
Mode	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC
MIN	-2,4	-19,4	-0,2	-0,006	-0,001	-0,003
Noeud	213	320	276	140	52	320
Cas	98 (C) (CQC)	98 (C) (CQC)	2	98 (C) (CQC)	98 (C) (CQC)	98 (C) (CQC)
Mode						

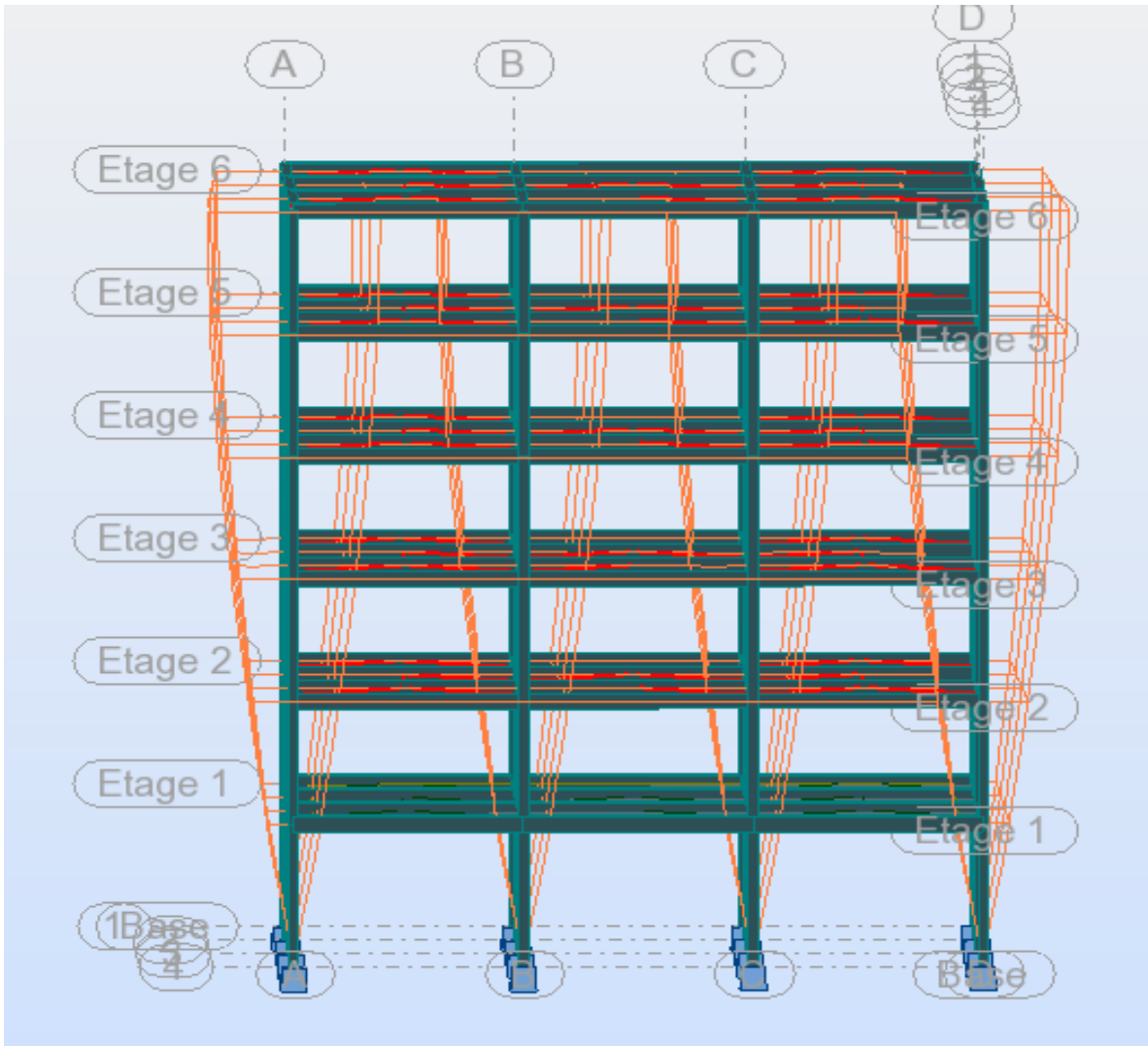


Figure 24. Déplacements (RSA).

III.3.5 Séisme transversal

A partir des spectres d'accélération définis précédemment et d'une analyse multimodale appliquant une méthode CQC (ce le cas où les modes ne sont pas indépendants) prenant en compte un mode résiduel, on obtient les efforts et déformations sous séisme transversal.

Les efforts dans différents poutres et poteaux sont :

Tableau.8 Réaction dans les poutre et poteaux

NOTE DE CALCUL
Projet : Structure Merci

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Auteur :

Fichier : Structure Merci.rtd

Adresse :

Projet : Structure Merci

Réactions Repère global - Cas: 1A3 5A100

Extrêmes globaux

Sélection	5A8 37A40 4- 5A48 53A56	1A3 5A100	1A3 CQC
Nombre total	232	100	
Nombre sélectionné	16	99	

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	44,17	88,71	379,47	157,50	85,98	1,43
Noeud	54	48	39	48	54	54
Cas	5	18	2	18	5	18
Mode	CQC	CQC		CQC	CQC	CQC
MIN	-25,14	-88,71	-245,33	-157,50	-48,78	-1,43
Noeud	55	48	55	48	55	54
Cas	22 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)
Mode						

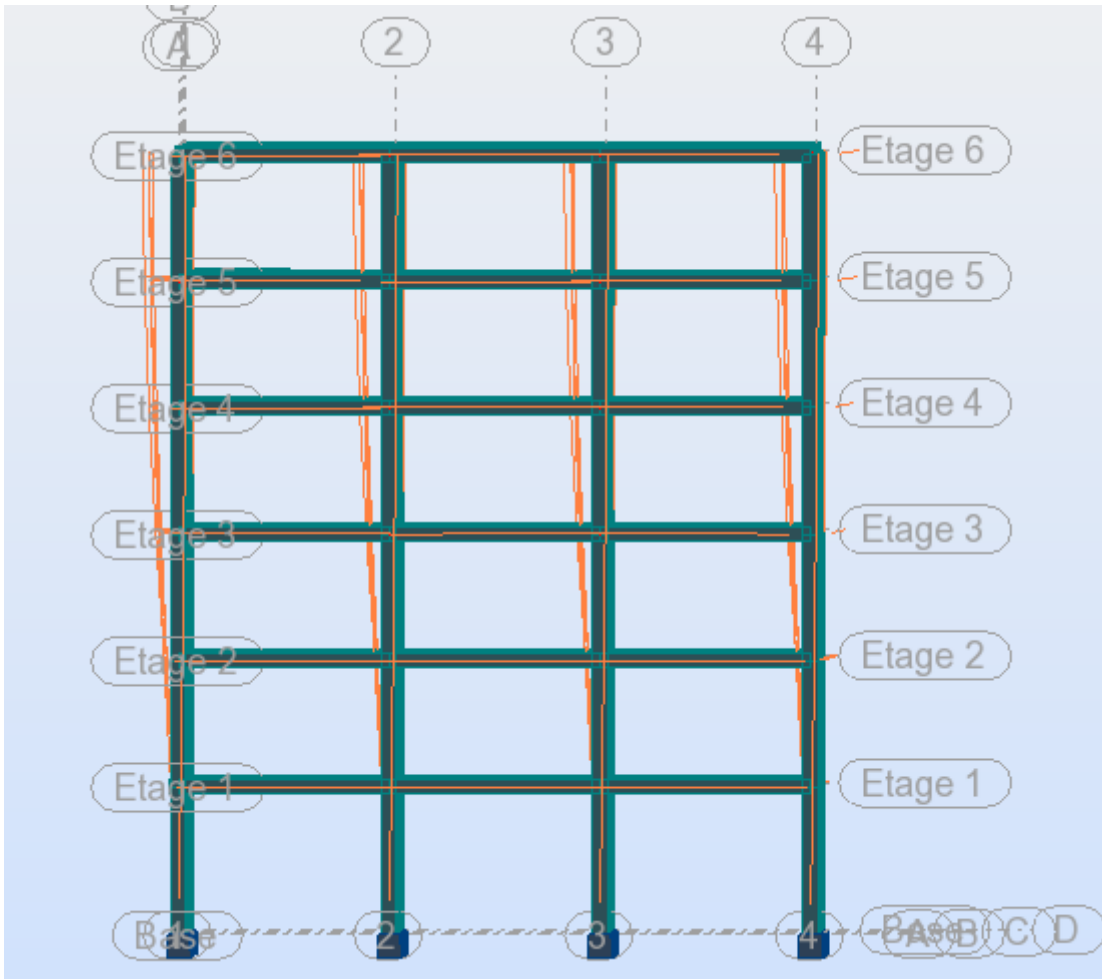


Figure 25. Efforts et déplacement.

III.3.7 Combinaisons sismiques

Les effets du séisme selon les 3 directions principales sont combinés (186 comb.) :

$$S_1 = \pm 1 \times S_L \pm 0,3 \times S_T \pm 0,3 \times S_V$$

$$S_2 = \pm 0,3 \times S_L \pm 1 \times S_T \pm 0,3 \times S_V$$

$$S_3 = \pm 0,3 \times S_L \pm 0,3 \times S_T \pm 1 \times S_V$$

Où : S_L , S_T et S_V représentent les effets des séismes longitudinal, transversal et vertical.

La combinaison sismique de calcul est alors obtenue par

$$G_k = A_d$$

Où G_k représente l'ensemble des actions permanentes moyennes (poids propres et superstructures calculées avec leurs valeurs nominales) et l'enveloppe des combinaisons sismiques S .

Charge de service du niveau 1 à 5 $Q = 3 \text{ kN/m}^2$ et 1 kN/m^2 pour le plancher terrasse inaccessible.

$\gamma_v = 25 \text{ kN/m}^3$ est le poids volumique du béton

$$m = G_k + \psi_{Ei} Q$$

Avec :

$$\psi_{Ei} = \psi_{2i} \times \varphi$$

Où :

ψ_{2i} : dépend de la catégorie de bâtiment et son importance à la sécurité du publique selon EC8 et vaut 0,3 pour l'immeuble bureau qui est le cas de notre bâtiment d'étude.

φ : dépend de la catégorie du bâtiment et du niveau de la dépendance d'occupation selon EC8 et vaut 0,8 pour notre cas qui est d'une occupation dépendante.

Il vient que $\psi_{Ei} = 0,24$

III.4 VERIFICATIONS SOUS SEISME

Combinaison sismique pour la vérification locale des éléments de la structure :

$$1(\text{poids propre} + \text{charge permanente } G) + \psi_{Ei} Q + E,$$

Avec

$\psi_{2i} = 0.3$ donné dans l'EC 8 et calculé précédemment.

E = effets de l'action sismique, calculés pour une structure dont la masse est m, « masse sismique ».

Calcul de la « masse sismique » m :

$$\text{Localement : } m_j = (\text{poids propre} + \text{charge permanente } G) + \psi_{Ei} Q$$

$$= \sum G_{kj} + \sum \psi_{Ei} Q_{kj}$$

$$\psi_{Ei} : \quad \psi_{Ei} = \varphi \times \psi_{2i}$$

$$\psi_{Ei} = 0,8 \times 0,3 = 0,24$$

$$m_j = 642,92323 \text{ tonnes}$$

$T_{\text{estimé}}$ par la relation de l'EC 8 [EN 1998-1: 2004 cl.4.3.3.2.2] : Estimation de la période du bâtiment par une formule approchée:

$$T = C_t H_w^{3/4}$$

$T = 0,67s$ (calculé précédemment)

Estimation des efforts internes, pour une approche simplifiée sans analyse 3D :

$$F_b = m_j \times S_d(T) \lambda$$

$m = 642,92323$ tonnes = 642923,23 kg

$\lambda = 0.85$ (le bâtiment a plus que 2 étages)

$$S_d(T) = 0,72 \text{ m} / \text{s}^2$$

$$F_b = 642923,23 \text{ kg} \times 0,72 \text{ m} / \text{s}^2 \times 0.85$$

$$F_b = 393,5 \text{ KN}$$

Effets de la torsion: $\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L}$

Avec L la largeur du bâti et $x = 0,5L$ [4.3.3.2.4 EC8]

$$\delta = 1,3$$

$$F_b' = F_b \times \delta$$

$$F_b' = 511,55 \text{ KN}$$

Distribution des forces sismiques horizontales.

Pour définir la distribution sur la hauteur du bâtiment des forces horizontales équivalentes à l'action sismique, Les effets de l'action sismique sont déterminés en appliquant, dans les deux modèles plans, des forces horizontales F_i à tous les étages.

On peut faire ce calcul :

$$F_i = F_b' \frac{S_i \times m_i}{\sum S_j \times m_j}$$

F_i est la force horizontale agissant au niveau i , F_b' est la force sismique de base

S_i, S_j sont les déplacements des masses m_i, m_j ; avec m_i, m_j sont les masses des niveaux.

On considère la déformée linéaire et que les masses sismiques d'étage sont égales, il vient que la distribution des forces horizontales F_i d'étage est triangulaire figure 26.

$$F_i = F_b' \frac{z_i}{\sum z_j}$$

\sum est une somme de 1 à n , nombre de niveaux au-dessus du sol, y compris le toit.

$$\Sigma z_j = 66\text{m}$$

z_i est la hauteur du niveau i au-dessus du sol

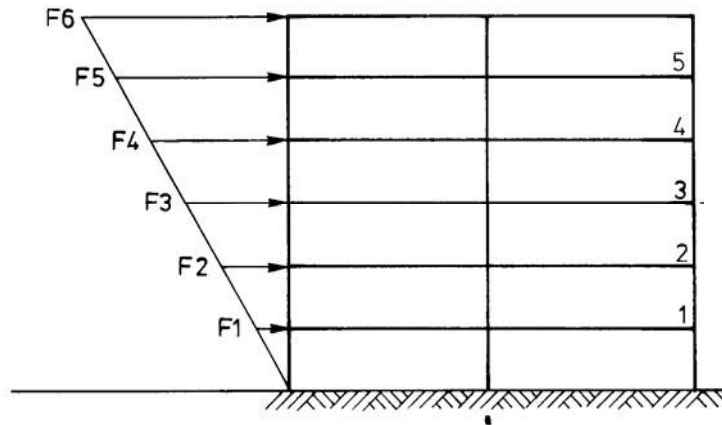


Figure 26 . Analyse par forces latérales « équivalentes ».

$n = 5$ étages (6 niveaux)

$$F_1 = 27,1\text{KN}$$

$$F_2 = 50,3\text{KN}$$

$$F_3 = 73,6\text{KN}$$

$$F_4 = 96,8\text{KN}$$

$$F_5 = 120,1\text{KN}$$

$$F_6 = 143,3\text{KN}$$

Cette méthode de calcul statique des sollicitations dynamique est ce qu'on appelle, dans l'Euro code 8, la « méthode d'analyse par forces latérales ». Elle était précédemment appelée « analyse dynamique simplifiée ».

✓ POUTRE

→ Efforts dans la poutre (une poutre encastree à ses extrémités) et l'analyse est réalisée par le software RSA, en 3 dimensions.

Caractéristiques de la section de béton armé :

$$h_{\text{poutre}} = 350\text{mm}$$

$$b_{\text{poutre}} = 250\text{mm}$$

$$\text{Enrobage} = 25\text{mm}$$

$$\phi_{\text{étrier}} = 10\text{mm}$$

$$A_{s,\text{sup}} = 2\text{HA}25 = 262\text{mm}^2$$

$$A_{s,\text{inf}} = 2\text{HA}16 = 144\text{mm}^2$$

$$V_{Ed} = \frac{F_b'}{2} l : \text{avec } l, \text{ la longueur de la poutre}$$

$$V_{Ed} = 1278,8\text{KN}$$

$$M_{Ed} = \frac{F_b'}{24} l^2$$

$$M_{Ed} = 532,8\text{KNm}$$

$$N_{Ed} = 31,1\text{KN} \text{ (dû à la descente de charge verticale sous la masse sismique).}$$

Dans une poutre sismique primaire, selon l'EC 8 section 5.4.3.4.1 (2), la valeur de l'effort normal réduit v_d ne doit pas dépasser 0.1 :

$$\text{Effort normal réduit: } v_d = \frac{N_{Ed}}{A_C \times f_{cd}} < 0,1$$

Avec A_C : aire de la section transversale brute de béton égale $0,08 \text{ m}^2$

$$v_d = \frac{31,1 \cdot 10^3}{1600 \times 28,5 \cdot 10^3} = 0,000682 < 0,1 \rightarrow \mathbf{OK}$$

Lorsque la rotule est formée sur les extrémités de la poutre, la structure secondaire doit pouvoir suivre le portique de contreventements, avec un déplacement horizontal de $q \times d_e$.

Les poutres et les colonnes doivent alors pouvoir résister aux sollicitations suivantes :

$$M_{Ed} = M_{Ed}, G + q \times M_{Ed}, E$$

$$N_{Ed} = N_{Ed}, G + q \times N_{Ed}, E$$

$$V_{Ed} = V_{Ed}, G + q \times V_{Ed}, E$$

Avec $q = 3$, coefficient de comportement du bâtiment.

Les poutres et les colonnes doivent être suffisamment résistantes, il faut vérifier que la ductilité en courbure μ_ϕ est suffisante. La valeur de la ductilité minimale en courbure est donnée par :

$$\mu_{\phi, \text{demandée}} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$$

Les moments résistants et l'effort normal résistant sont calculés, ne tenant compte que des armatures tendues de la section, et avec ($\alpha_u = 0,583$ pour les cas accidentelles) [16]

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot \alpha_u \cdot (1 - 0,4 \alpha_u) b d^2 f_{cd} = 162,2 \text{KNm}$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot \alpha_u \cdot b d f_{cd} = 1005,2 \text{KN}$$

Sollicitation aux appuis, là où les moments positifs ou négatifs (cf. tableau III.3) dus aux charges sismiques sont les plus grands :

$$M_{Ed,E} = \pm 206,18 \text{KNm}$$

$$V_{Ed,E} = 44,17 \text{KN}$$

$$M_{Ed,G} = 523,8 \text{KNm}$$

$$V_{Ed,G} = 1278,8 \text{KN}$$

$$M_{Ed} = 523,8 + 3 \times 206,18 = 1142,34 \text{KNm}$$

Moment

$$\text{Vérifier la ductilité en courbure : } \mu_{\phi, \text{demandée}} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1142,34 \text{KNm}}{162,2 \text{KNm}} = 7,04$$

Effort tranchant

$$V_{Ed} = 44,17 + 3 \times 1278,8 = 3880,57 \text{KN}$$

Ductilité en courbure de la section, selon l'EC 8, cl. 5.3.4.1.2 (4) :

$$\rho = \rho' + \frac{0,0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} \rightarrow \mu_{\phi} = \frac{0,0018 f_{cd}}{(\rho - \rho') \varepsilon_{sy,d} f_{yd}}$$

→ Avec ρ pourcentage d'armatures de la zone tendue et ρ' pourcentage d'armatures de la zone comprimée, tous deux normalisés par bd , où b est la largeur de la membrure comprimée de la poutre.

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0,0025$$

$$f_{cd} = 28,5 \text{N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{sup}} = \frac{A_{s,\text{sup}}}{A_c} = \frac{262}{80000} = 0,0032$$

$$\rho_{\text{inf}} = \frac{A_{s,\text{inf}}}{A_c} = \frac{144}{80000} = 0,0018$$

$$\mu_{\emptyset} = \frac{0,0018}{(\rho_{\text{sup}} - \rho_{\text{inf}})} \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{sy,d} f_{yd}} = 29,3$$

En ne considérant que les armatures tendues :

$$\text{Moment positif : } \mu_{\emptyset} = \frac{0,0018}{\rho_{\text{inf}}} \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{sy,d} f_{yd}} = \frac{0,0018}{0,0018 \times 0,0025} \frac{28,5}{500} = 22,8$$

$$\text{Moment négatif : } \mu_{\emptyset} = \frac{0,0018}{\rho_{\text{sup}}} \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{sy,d} f_{yd}} = \frac{0,0018}{0,0032 \times 0,0025} \frac{28,5}{500} = 12,82$$

On peut aussi calculer la ductilité en courbure calculée par une formule approchée pour le calcul de la courbure élastique :

Pour un moment sollicitant positif :

$$d = h_{\text{poutre}} - \phi_{\text{étrier}} - \phi_{s,\text{inf}} / 2$$

$d = 332 \text{ mm}$: centre de force des armatures, mesuré depuis la fibre comprimée extrême.

$$\text{Courbure élastique : } \chi_y = 1,7 \frac{\varepsilon_{sy,d}}{d} = 0,0128012$$

Courbure ultime, en comptant $\rho' = 0$:

$$\chi_u = 0,13125$$

$$\text{Ductilité offerte par la section : } \mu_{\emptyset, \text{offre}, M^+} = \frac{\chi_u}{\chi_y} = 10,2$$

Pour un moment sollicitant négatif :

$$d = h_{\text{poutre}} - \phi_{\text{étrier}} - \phi_{s,\text{sup}} / 2$$

$d = 327,5 \text{ mm}$: centre de force des armatures, mesuré depuis la fibre comprimée extrême.

Courbure élastique : $x_y = 1,7 \frac{\varepsilon_{sy,d}}{d} = 0,0129771$

Courbure ultime, en comptant $\rho' = 0$:

$$x_u = 0,13125$$

Ductilité offerte par la section : $\mu_{\emptyset,offre,M^-} = \frac{x_u}{x_y} = 10,11$

Vérification des ductilités :

$$\mu_{\emptyset,demandée} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1142,34\text{KNm}}{162,2\text{KNm}} = 7,04 < \mu_{\emptyset,offre,M^+} = \frac{x_u}{x_y} = 10,2 \rightarrow \mathbf{OK}$$

On vérifie aussi que la résistance à l'effort tranchant est suffisante dans les poutres dans la situation sismique de calcul :

$V_{Ed,E} = 44,17\text{KN}$ (Donnez par RSA)

Or l'effort tranchant résistant est

$$V_{Rd} = [\eta_{Rd} k (1,2 + 40\rho_l + 0,15 \sigma_{cp})] d b_{poutre}$$

η_{Rd} : Valeur de calcul de la résistance conventionnelle au cisaillement dépendant de la classe de résistance du béton est vaut pour ce cas 0,37

k : 1,3 Valeur recommandée

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0,38 < 0,2f_{cd}[\text{MPa}] \rightarrow \mathbf{OK}$$

$$\rho_l = \frac{A_{s,tendue}}{d b_{poutre}} \leq 0,02 \rightarrow \text{on impose } \rho_l = 0,02$$

$$V_{Ed,E} = 44,17\text{KN} < V_{Rd} = 82,12\text{KN} \rightarrow \mathbf{OK}$$

✓ COLONNE

→ Efforts dans la poutre (une poutre encastree à ses extrémités) et l'analyse est réalisée par le software RSA, en 3 dimensions.

Caractéristiques de la section de béton armé :

$$h_{colonne} = 400\text{mm}$$

$$b_{colonne} = 400\text{mm}$$

Enrobage = 25mm

$\phi_{\text{étrier}} = 10\text{mm}$

$A_{s,\text{sup}} = 2\text{HA}25 = 262\text{mm}^2$

$A_{s,\text{inf}} = 2\text{HA}16 = 144\text{mm}^2$

Les colonnes aussi doivent alors pouvoir résister aux sollicitations suivantes :

$$M_{Ed} = M_{Ed, G} + q \times M_{Ed, E}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed, G} + q \times N_{Ed, E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed, G} + q \times V_{Ed, E}$$

Avec $q = 3$, coefficient de comportement du bâtiment.

Il faut vérifier que la ductilité en courbure μ_{ϕ} est suffisante. La valeur de la ductilité minimale en courbure est donnée par :

$$\mu_{\phi, \text{demandée}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$$

L'effort normal résistant sont calculés, et avec ($\alpha_u = 0,583$ pour les cas accidentelles) [16]

La valeur théorique de l'effort normal résistant est $N_{Rd} = B \cdot f_{cb} + A \cdot f_{yd}$

$$N_{Rd} = B \cdot f_{cb} + A \cdot f_{yd} = 9945,98\text{KN}$$

Sollicitation aux appuis, là où les moments positifs ou négatifs (cf. tableau III.5) dus aux charges sismiques sont les plus grands :

$$M_{Ed, E} = \pm 157,50\text{KNm}$$

$$N_{Ed, E} = 379,47\text{KN}$$

$$M_{Ed, G} = 523,8\text{KNm}$$

$$N_{Ed, G} = 31,1\text{KN}$$

$$N_{Ed} = 31,1\text{KN} + 3 \times 379,47\text{KN} = 1169,51\text{KN}$$

L'effort normal

$$\text{Vérifier la ductilité en courbure : } \mu_{\phi, \text{demandée}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{1169,51\text{KN}}{9945,98\text{KN}} = 0,12$$

Ductilité en courbure de la section, selon l'EC 8, cl. 5.3.4.1.2 (4) :

Calcul de la ductilité en courbure de la section à l'aide d'une formule approchée pour le calcul de la courbure élastique de la section :

Courbure ultime, établie sur base de $\varepsilon_{sy,d} = 0,0025$ et le déplacement en tête du poteau

$$x_u = 0.16975$$

$$\text{Courbure élastique : } x_y = 2,12 \frac{\varepsilon_{sy,d}}{h} = 0.0151429$$

$$\text{Ductilité offerte par la section : } \mu_{\phi, \text{offre}, M} = \frac{x_u}{x_y} = 11,2 > \mu_{\phi, \text{demandée}} = 0,12 \rightarrow \mathbf{OK}$$

VERIFICATION DES ARMATURES

✓ Section de poutre

Nous rappelons que le critère de ductilité locale pour les poutres est basé sur le pourcentage d'armatures tendues et ne doit pas dépasser une certaine valeur de ρ_{Max} .

$$\mu_{\phi} \leq \frac{0,0018}{(\rho_{\text{Max}} - \rho)} \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{sy,d} f_{yd}}$$

Aussi, nous mettrons en évidence l'incidence de la résistance en compression du béton et de l'incidence de la résistance de l'acier sur le coefficient de ductilité en courbure.

Par exemple, la section de béton ferrailée à 1% en armatures tendues et à 0,5% en armatures comprimées, en considérant $f_{cd} = 35 \text{ MPa}$, le coefficient de ductilité en courbure doit satisfaire l'inégalité

$$\mu_{\phi} \leq \frac{0,0018}{(0,01 - 0,005)} \frac{35}{0,0025 \cdot 500} = 10,08$$

Le critère de ductilité locale de l'EC8 indique bien que le coefficient de ductilité en courbure diminue avec l'augmentation du pourcentage d'armatures longitudinales tendues et de la résistance caractéristique de l'acier, puis augmente avec l'augmentation du pourcentage d'armatures longitudinales comprimées et de la résistance caractéristique du béton.

Il convient de vérifier le pourcentage d'armatures longitudinales par l'expression :

$$\rho_{\text{min}} \geq 0,5 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$0,0018 \geq 0,0285 \rightarrow \mathbf{OK}$$

✓ Section de poteau

Pour ce qui concerne les sections de poteaux, Le critère de ductilité locale de l'EC8 indique que la ductilité en courbure est apportée principalement par les conditions de confinement du noyau de béton. Pour ce type de section, il convient que le pourcentage mécanique d'armatures transversales remplisse le critère.

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

De manière générale, cette expression indique que plus la quantité d'armatures transversales de confinement est dense, plus le coefficient de ductilité en courbure est grand.

$$\alpha \omega_{wd} = 0,04$$

$$v_d = \frac{31,1 \cdot 10^3}{1600 \times 28,5 \cdot 10^3} = 0,000682$$

$$\frac{b_c}{b_0} = \frac{0,16}{0,11} = 1,45$$

Le 0.08 provient de la clause 5.4.3.4.2 (9) de l'EC 8 qui impose que ω_{wd} soit au moins égal à 0.08.

$$0,04 \geq 0,005 \rightarrow \mathbf{OK}$$

Pour ce qui est des armatures longitudinales, il convient que le pourcentage mécanique d'armatures longitudinales remplisse le critère vérifiant, pour concevoir une structure ductile.

$$0,001 \leq \rho \leq 0,04$$

Alors, il vient

$$\rho_{sup} = \frac{A_{s,sup}}{A_c} = \frac{262}{80000} = 0,0032$$

$$\rho_{inf} = \frac{A_{s,inf}}{A_c} = \frac{144}{80000} = 0,0018$$

$$0,001 \leq 0,005 \leq 0,04 \rightarrow \mathbf{OK}$$

La limitation du pourcentage d'armatures tendues ρ a un effet favorable sur le coefficient de ductilité en courbure.

CONCLUSION

L'objectif initial de ce travail était d'identifier les facteurs qui influencent la ductilité et d'étudier leur influence sur le comportement sismique et les conditions de ferrailage dans les éléments principaux de structure en béton armé. Dans ce but, nous avons découpé notre travail en trois chapitres.

Dans le premier chapitre nous avons étudié les comportements des matériaux qui constituent le béton armé sous les effets de la vitesse de chargement ou de la mise en déformation, sur le module, la résistance et la ductilité de l'acier et du béton. Puis, nous avons commenté les effets de quelques paramètres, tels que la vitesse de chargement, le pourcentage d'armatures, le taux d'aciers transversaux, la forme de ces derniers (confinement), etc. la résistance et la ductilité des éléments en béton armé.

Dans le deuxième chapitre, nous avons décrit et exposé les aspects pratiques et réglementaires qui permettent de concevoir des structures ductiles en béton armé.

Cette partie nous avons montré que règles européennes (règles EC8) sont très orientées vers les conditions de confinement du béton pour avoir des sections ductiles. En reliant le pourcentage d'armatures transversales au coefficient de comportement à partir du coefficient de ductilité en courbure.

Au cours d'une analyse dynamique simplifiée pour l'étude du coefficient de ductilité en courbure (le troisième chapitre), nous avons pu mettre en évidence et vérifier certaines grandeurs qui influencent de manière favorable ou défavorable sur la ductilité en courbure :

- ✓ La limitation du pourcentage d'armatures tendues ρ a un effet favorable sur le coefficient de ductilité en courbure ;
- ✓ L'augmentation de la résistance en compression du béton augmente la ductilité en courbure ;
- ✓ La ductilité en courbure diminue avec l'augmentation de la résistance de l'acier ;
- ✓ La présence d'armatures transversales en quantité suffisante dans les zones critiques est essentielle afin d'assurer le confinement du noyau de béton ;

Nous retenons que même si toutes ces règles de bonne construction sont appliquées, elles restent assez limitatives. En effet, nous voyons que en recherchant de grandes déformations, possibles en DCH, pouvait rendre les conceptions ductiles difficilement justifiables d'un point de vue économique pour ce qui concerne les structures en béton armé sur notre territoire car nous avons un niveau de séisme étant relativement fort.

Il s'avère alors important de disposer d'une main qualifiées et entraînées pour une bonne confection du béton mais aussi de bien faire le choix de la classe de résistance de l'acier pris pour armature.

Tous ceci pour un avantage principal de permettre aux bâtiments de rester opérationnels après une secousse sismique aussi importante soit-elle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Raphaëlle SADONE. *Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites, soumis à des sollicitations de type sismique, et analyse d'éléments de dimensionnement*. PARIS 2011
- [2] T.PAULAY and R.PARK. *Reinforced Concrete Beam-Column Joint under Seismic Actions, Journal of American Concrete Institute, November 1978.*
- [3] F.E. RICHART and R. L BROWN. *The failure of plain and spirally reinforced in compression*. 1986.
- [4] R. JONES. *Non destructives testing of concrete*. Cambridge university press 1982
- [5] P. PAULTRE and F. LEGERON. *Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns. Dans Journal of structural engineering, pages 738–749. ASCE, 2008.*
- [6] ALI ASGHAR TAIL. *Analyse de la tenue aux séismes des structures en béton armé. Prise en compte globale des non linéarités* 1981.
- [7] M.ZACEK. *Construire parasismique*. Éditions parenthèses, 1996.
- [8] N.SWAM Y-G.RIGB Y *Propriétés dynamiques de pâte durcie, mortier et béton* MATERIAUX et CONSTRUCTIONS, Vol .4,-1971.
- [9] S.R.IYENGAR and P .DESAYI. *Les Caractéristiques de la traction du Béton confiné en fonction de Classe d'Acier*. Magazine de Recherche, Volume 22, Septembre 1970.
- [10] *Débats du septième Conférence Mondiale sur Ingénierie du Tremblement de terre* Septembre 1980, Istanbul, TURQUIE.
- [11] Sébastien GIEU. *Ductilité des structures en béton armé 2012*
- [12] Edouard SHDEED. *Prise en compte de la ductilité dans les méthodes des renforcements des anciens bâtis*. Université de Damas-Syrie 2012
- [13] AFNOR. Euro Code 8 : *Résistance au séisme et DAN 2000*
- [14] Anthony HEKIMIAN. *Prise en compte du risque sismique 2012*

- [15] A MILLARD .P. Structures sous séismes: expérimentation en laboratoire. Dans *Comportement dynamique des bétons et génie parasismique*. Hermes Lavoisier, 2004.
- [16] Jean-Pierre MOUGIN. Béton armé aux états limites : BAEL 91
- [17] ZANA. *L'estimation de hasard du tremblement de terre au Zaïre (maintenant DR Congo)* 1992
- [18] G. Mavonga TULUKA and R.J. DURRHEIM. *Estimation du hasard sismique dans la République Démocratique de Congo et régions environnantes, Vallée de la Fissure du Western d'Afrique* .1998

Cours

François NGAPGUE. Cours de béton armé 1 TECH 1 Génie Civil/ULPGL Goma.

Diouta NGAMY. Cours de structure G3 Génie Civil/ULPGL Goma.

Ruffin MUTONDO. Cours de structure TECH2 Génie Civil/ULPGL Goma.