



HAL
open science

Mise en application des Eurocodes 8 en zone de faible sismicité: conséquences techniques et économiques par l'étude de cas concrets et impact organisationnel dans un bureau d'études de structures béton de taille moyenne

Goulven Bertholom

► To cite this version:

Goulven Bertholom. Mise en application des Eurocodes 8 en zone de faible sismicité: conséquences techniques et économiques par l'étude de cas concrets et impact organisationnel dans un bureau d'études de structures béton de taille moyenne. Géotechnique. 2013. dumas-01284557

HAL Id: dumas-01284557

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01284557>

Submitted on 7 Mar 2016

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS

PARIS

CHAIRE DE TRAVAUX PUBLICS ET BATIMENT

Mémoire présenté en vue d'obtenir le diplôme d'Ingénieur CNAM

SPECIALITE : CONSTRUCTION - AMENAGEMENT

Option : GENIE CIVIL

par

BERTHOLOM, Goulven

Mise en application des Eurocodes 8 en zone de faible sismicité
Conséquences techniques et économiques par l'étude de cas concrets et impact organisationnel dans un bureau d'études de structures béton de taille moyenne

Soutenu le 21 Mai 2013

JURY

PRESIDENT : Monsieur le Professeur F. GUILLEMARD, Président

MEMBRES CNAM: Monsieur J. S. VILLEFORT, Professeur agrégé,
Responsable des études

Monsieur G. BAJEUX, Professeur associé

Monsieur M. CAZENAVE, Professeur associé

Monsieur X. CESPEDES, Professeur associé

Monsieur J. PAIS, Professeur associé

Monsieur W. LARBI, Maître de Conférences

MEMBRES

EXTERIEURS : Monsieur P. BERTHOLOM, Gérant BET Pierre BERTHOLOM

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier tout d'abord Mr GUILLEMARD d'avoir accepté de suivre cette étude en tant que tuteur et de m'avoir fait profiter de ses conseils avisés et de ses encouragements.

Je remercie les membres du Jury d'avoir marqué leur intérêt au sujet traité en nous honorant de leur présence.

Je remercie, à Paris, l'équipe du CNAM pour son aide tout au long de ces années, l'AFCAB : Mr FERRAN pour sa confiance, Sylvie, Hervé, Louis-Jean ainsi que les binômes CNAMistes titulaires ou d'occasion : Raphaël, Aurélie, Jean-Claude et Kader.

Je remercie, en Bretagne, mes parents pour leur soutien indéfectible, ma sœur et Eric pour leurs conseils et l'équipe du bureau d'études.

Je remercie enfin mon épouse sans qui je n'aurais jamais été aussi près du but.

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	7
2	NOUVELLE REGLEMENTATION PARASISMIQUE ET SON APPLICATION AUX BUREAUX D'ETUDES DE PETITE ET MOYENNE TAILLE.....	9
2.1	NOUVELLE REGLEMENTATION PARASISMIQUE ET EUROCODES	9
2.1.1	<i>Les zonages sismiques</i>	9
2.1.1.1	Le zonage sismique de la France décrété le 14/05/1991	10
2.1.1.2	L'Arrêté Ministériel du 22 Octobre 2010 (4)	11
2.1.2	<i>Les Eurocodes</i>	13
2.1.2.1	Principe normatif du corpus des Eurocodes.....	13
2.1.2.2	Modalités d'application de l'Eurocode 8.....	17
a.	Dans le bâtiment neuf.....	17
b.	Dans le bâtiment existant	20
2.1.2.3	Modalités d'application de l'Eurocode 8 dans une zone de faible sismicité	22
2.1.2.4	Les obligations des différents protagonistes du projet parasismique.....	22
a.	Le Maître d'Ouvrage	23
b.	Le Maître d'œuvre (Architecte le plus souvent).....	24
c.	Le Bureau de Contrôle	24
d.	Le Bureau d'Etudes	24
e.	L'entreprise de Gros Œuvre	24
2.2	CONCLUSION DE LA PARTIE 2.....	25
3	PRESENTATION DU BUREAU D'ETUDES DE TYPE TRES PETITE ENTREPRISE ET ORGANISATION DU TRAVAIL.....	26
3.1	LES TPE	26
3.1.1	<i>Les TPE en chiffres</i>	26
3.1.2	<i>Organisation des TPE.....</i>	27
3.2	CONTEXTE REGIONAL	28
3.2.1	<i>Le bâtiment en Bretagne et Finistère.....</i>	28
3.2.2	<i>Les Bureaux d'études en Finistère.....</i>	30
3.2.3	<i>L'organisation des projets courants de construction du point de vue du bureau d'études structure à vocation d'exécution</i>	31
a.	Si le client est l'architecte	31
b.	Si le client est un professionnel.....	34
c.	Si le client est un particulier	34
3.3	PRESENTATION ET STRUCTURE DU BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES BERTHOLOM.....	34
3.3.1	<i>Présentation du Bureau d'études</i>	34
3.3.1.1	Structure hiérarchique et Ressources Humaines	36
a.	Ressources humaines et organisation.....	36
b.	Ressources technologiques.....	37
3.4	CONCLUSION DE LA PARTIE 3.....	38
4	ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE L'IMPACT DES MODIFICATIONS REGLEMENTAIRES DANS LES PROJETS COURANTS DE L'ACTIVITE EXERCEE	40
4.1	CONCEPTION PARASISMIQUE ET DUCTILITE	41
4.1.1	<i>Principes généraux de conception parasismique.....</i>	41

a.	Régularité en élévation	43
b.	Régularité en plan	44
4.1.1.2	Notions de ductilité	47
4.1.1.3	Classes de ductilité et coefficient de comportement	50
4.1.1.4	Spectres.....	53
4.2	METHODES DE CALCULS LINEAIRES EQUIVALENTES	57
4.2.1	<i>Méthode de résolution modale</i>	57
4.2.2	<i>Méthode des forces latérales</i>	61
4.2.2.1	Principe de la méthode :	61
4.2.2.2	Conditions d'application de la méthode	63
a.	Modèles d'analyse	64
4.2.3	<i>Conditions sur les déplacements</i>	65
4.2.4	<i>Spécificités règlementaires de la zone de faible sismicité</i>	66
4.3	PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS FORMANT CONTREVENTEMENTS	68
4.3.1	<i>Voiles en béton non armé</i>	69
a.	Dimensionnement.....	69
b.	Concernant l'effort de compression :	73
c.	Concernant l'effort tranchant :	76
4.3.2	<i>Voiles armés</i> :.....	79
a.	Dimensionnement.....	79
4.3.3	<i>Murs de maçonnerie</i>	87
4.3.3.1	Résistance de la maçonnerie au cisaillement	88
a.	Dimensionnement au cisaillement.....	88
b.	Concernant le cisaillement.....	88
4.3.3.2	Résistance de la maçonnerie à la compression	91
4.3.3.3	Châînages minima et efforts sismiques associés.....	91
a.	Châînages verticaux	91
b.	Châînages horizontaux.....	95
4.3.4	<i>Diaphragmes de toiture et diaphragmes d'entrants</i>	97
4.3.4.1	Cas de la charpente traditionnelle (fermes).....	99
4.3.4.2	Renfort du plan des entrants comme poutre au vent globale	99
4.3.4.3	Charpentes industrielles : cas des fermettes	111
4.3.5	<i>Principes de calculs du vent selon l'Eurocode 1-4</i>	114
a.	Méthode des coefficients de force	117
b.	Méthode des coefficients de pression	118
4.4	COMPARAISON DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RECOMMANDEES PAR L'EUROCODE 8-1 ET DES DISPOSITIONS DU BAEI 91120	
4.4.1	<i>Récapitulatif des dispositions constructives des voiles en béton armé et non armé et murs de maçonnerie selon les règlements et documents professionnels</i>	121
4.4.2	<i>Comparaisons relatives entre les dispositions constructives des différents règlements de calculs</i> <i>130</i>	
a.	Voiles en béton :	130
b.	Analyse des tableaux.....	135
c.	Murs de maçonnerie	136
4.4.3	<i>Rappel et comparatif des dispositions constructives concernant les poutres et poteaux selon les différentes réglementations</i>	138
4.5	ETUDES DE CAS DE BATIMENTS REGULIERS EN PLAN R+0 ET R+3	145
4.5.1	<i>Etude des contreventements d'un bâtiment régulier en plan R+0</i>	145
4.5.1.1	Données du projet.....	147
4.5.1.2	Calcul manuel des sollicitations sismiques par la méthode modale (oscillateur simple)	148
4.5.1.3	Calcul selon méthode des forces latérales sous tableur informatique :.....	152
a.	Sollicitations sismiques	154
b.	Vérification et dimensionnement des voiles.....	156

c.	Déplacements	160
4.5.1.4	Extrapolations pour le projet R+0 régulier en plan	161
4.5.1.5	Calcul des effets du vent selon l'Eurocode 1-1-4	167
4.5.1.6	Conclusions pour le bâtiment R+0 régulier en plan	168
4.5.2	<i>Bâtiment régulier en plan R+3 contreventé par des murs</i>	168
4.5.2.1	Méthode modale manuelle.....	170
4.5.2.2	R+3 régulier en plan par méthode des forces latérales.....	179
4.5.2.3	Extrapolations pour le projet R+3 régulier en plan	183
4.5.2.4	Calcul des effets du vent selon l'Eurocode 1-1-4	187
4.6	ETUDES D'UN R+0 IRREGULIER EN PLAN ET D'UN R+2 IRREGULIER EN PLAN ET EN ELEVATION.....	188
4.6.1	<i>Bâtiment irrégulier en plan R+0</i>	190
4.6.1.1	Données du projet :.....	190
4.6.1.2	Etude du bâtiment par la méthode des forces latérales plancher terrasse en béton armé et voiles béton armé 192	
a.	Critères de régularité	192
b.	Période fondamentale	193
4.6.1.3	Résultats compilés pour un R+0 avec différents types de toiture et de contreventement et traitement des diaphragmes souples (toitures ardoises et zinc).....	197
4.6.2	<i>Etude de cas d'un bâtiment R+2 irrégulier en plan et en élévation</i>	204
4.6.2.1	Données du projet.....	205
4.6.2.2	Exploitation des résultats.....	210
a.	Critères modaux.....	210
b.	Déplacements	211
c.	Résultats complémentaires.....	213
4.7	CAS PARTICULIERS ET PROBLEMES D'INTERPRETATION.....	216
4.8	CONCLUSION DE LA PARTIE 4.....	219
5	STRATEGIES DE DEVELOPPEMENT INTERNE ET EXTERNE DU BUREAU D'ETUDES.....	221
5.1	FORMATIONS ET COMMUNICATIONS INTERNES.....	222
5.1.1	<i>Investissement humain et salarial</i>	224
5.1.2	<i>Sur le plan technique</i>	225
5.1.2.1	Définir le contour du sujet	225
5.1.2.2	Analyse des textes, détermination de standards et capitalisation de ces standards	227
5.1.2.3	Système Qualité, partage des informations, formation interne.....	232
5.1.2.4	Conséquences en interne de cette nouvelle organisation	233
5.1.3	<i>Sur le plan matériel (informatique)</i>	234
5.1.3.1	Logiciel de traitement des projets parasismiques dits irréguliers	234
5.1.3.2	Outils complémentaires de calculs.....	235
a.	Outils pour les projets parasismiques	235
b.	Outils concernant la mise en place des Eurocodes	235
5.1.4	<i>Budget formation interne</i>	237
5.2	FORMATIONS ET COMMUNICATION EXTERNES.....	238
5.2.1	<i>Du point de vue technique</i>	238
5.2.1.1	Formation règlementaire externe d'une journée organisée par un organisme de contrôle.....	238
5.2.1.2	Formation informatique externe.....	240
5.2.1.3	Budget formation externe direct ou indirect	241
5.2.2	<i>Communications externes</i>	241
5.2.2.1	Communication auprès des Maîtres d'ouvrages.....	242
5.2.2.2	Communication auprès des Architectes.....	244
5.2.2.3	Communication auprès des entreprises.....	244
a.	Entreprises de Gros-œuvre	244
b.	Charpentiers.....	245
c.	Géotechniciens.....	245

d.	Armaturlers	246
5.2.2.4	Communication auprls des bureaux de contrle	246
5.3	CONCLUSION DE LA PARTIE 5	246
6	CONCLUSION	248

1 INTRODUCTION

La réglementation de la construction est en perpétuelle évolution. Les techniques de mesure et de calculs ainsi que les retours d'expérience accumulés au fil des siècles permettent aux concepteurs de tenter d'anticiper un grand nombre de sinistres auxquels les bâtiments sont susceptibles d'être confrontés dans leur vie. Ces sinistres peuvent être de plusieurs natures : nature des matériaux, mise en œuvre, sollicitations d'exploitation ou bien encore naturelles comme le vent ou les séismes.

Deux dispositions réglementaires majeures ont été entérinées ces dernières années dans le domaine de la construction. La première signe, au niveau européen, la refonte totale des règles de calculs jusqu'ici nationales de l'ensemble des travaux de structure du bâtiment. Ce nouveau corpus est couramment appelé Eurocodes et constitue la plus grande tentative d'uniformisation réglementaire dans le domaine de la construction. La seconde est une conséquence des modes de calculs de la première se jouant au niveau national. L'Eurocode 8-1 concernant les constructions soumises aux sollicitations sismiques prévoit une prise en compte du risque sismique par analyse probabiliste alors qu'auparavant la carte française des aléas sismiques était basée sur une analyse statistique. Ceci revient à dire que l'on ne va pas découper le territoire en zones plus ou moins sismiques selon les agressions qu'elles auraient déjà subies mais selon les agressions qu'elles devraient subir dans le temps. C'est pourquoi la nouvelle carte des aléas sismiques en France, validée par arrêté ministériel du 22/10/2010, impose désormais à environ 60% du territoire le respect de la réglementation parasismique contre environ 20% du territoire auparavant.

Selon l'Arrêté du 22/10/2010 et ses décrets d'application de la même date, la Bretagne se situe en zone 2 dite de faible sismicité et non plus en zone de sismicité négligeable. A partir du 1^{er} Mai 2011, les concepteurs de cette région devront donc intégrer dans leurs études les contraintes parasismiques sur certains types de bâtiment précisés dans l'Arrêté.

L'objectif de cette étude est donc d'une part de tenter de déterminer l'impact de ces changements réglementaires sur les constructions courantes traitées par un bureau d'études breton de taille moyenne et spécialisé dans les structures de béton ou de maçonnerie et d'autre part de déterminer les conséquences organisationnelles de ces changements dans le fonctionnement du bureau lui-même. Ce dernier point nous semblait particulièrement important à retenir car le terme de faible sismicité induit communément la notion de dispositions constructives minimales, à tort ou à raison comme nous le verrons, or toute disposition doit pouvoir se vérifier et la réglementation parasismique impose pour cela des méthodes nécessitant une formation théorique minimale bien souvent optionnelle dans les cursus d'ingénieurs (nous avons suivi l'unité CCV223 au CNAM dans cette optique). Notre travail sera axé sur les bâtiments à structures en murs de maçonnerie ou voiles de béton compte tenu de l'étendue importante de la question parasismique. Nous avons retenu des études de cas relativement représentatives de ce bureau d'études dans cette région précise.

Pour ce faire nous exposerons d'abord plus en détail les conditions d'application de ces nouvelles réglementations. Nous traiterons dans une deuxième partie le contexte régional de l'étude et le fonctionnement du bureau d'études concerné. Les conséquences techniques seront analysées dans une troisième partie par l'étude de plusieurs cas concrets d'application en nous appuyant sur des synthèses des dispositions techniques des différents règlements ainsi que sur des tableurs développés par nos soins. Enfin nous pourrons alors mettre en évidence les impacts réels sur l'organisation du bureau d'études dans l'ultime séquence de ce travail.

2 NOUVELLE REGLEMENTATION PARASISMIQUE ET SON APPLICATION AUX BUREAUX D'ETUDES DE PETITE ET MOYENNE TAILLE

La nouvelle réglementation est composée de nombreuses parties dépendantes les unes des autres et traitant du spectre complet du calcul de structures. Nous allons présenter dans cette partie le principe de ce spectre ou corpus appelé les Eurocodes et de sa partie parasismique appelée Eurocode 8, leur mode d'application (périmètre d'utilisation légal) et les obligations revenant aux différents intervenants du projet dans ce nouveau contexte réglementaire.

2.1 Nouvelle réglementation parasismique et Eurocodes

2.1.1 Les zonages sismiques

Le risque sismique se compose de deux paramètres :

- l'aléa qui caractérise la probabilité d'occurrence d'un événement sismique pour un site donné,
- les enjeux et la vulnérabilité du site par rapport au phénomène sismique.

La détermination de l'aléa sismique, d'après le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM) dans son rapport RP-5648-FR (1), s'opère en 3 phases : les deux premières concernent l'évaluation régionale et la troisième l'aléa local. Il convient tout d'abord de localiser les failles actives et d'évaluer leur potentiel sismique. Le zonage sismique est la conclusion de cette étape et permet de circonscrire les failles avec un potentiel sismique homogène à une région précise. Dans cette zone, la probabilité qu'un séisme se produise avec une

intensité donnée est homogène en tout point. Il est alors possible de déterminer à partir du zonage donnant les paramètres de base du séisme et l'atténuation du sol avec la distance du séisme en son centre le mouvement du site « au rocher » ou accélération au sol de base qui caractérise une zone sismique. Peuvent s'ajouter à ce mouvement « au rocher » des paramètres de sol et de topographie du site étudié (rocher sous 15 mètres de terre végétale et relief accidenté par exemple).

La vulnérabilité d'un site est donnée par la relation entre des niveaux de dommages et des niveaux d'agression sismique. La vulnérabilité porte sur plusieurs aspects : les vies humaines, l'activité économique, l'importance culturelle, l'importance sociale ou encore fonctionnelle.

Le zonage sismique en France avant 2010 était défini de manière dite « empiro-statistique », c'est-à-dire basé sur les retours d'expérience des derniers séismes connus (données limitée) avec une méthodologie statistique complétée d'appréciations qualitatives d'experts pour les différentes régions.

2.1.1.1 Le zonage sismique de la France décrété le 14/05/1991

Jusqu'en Octobre 2010 le décret d'application n° 91-461 du 14 Mai 1991 (2) fixait un zonage par canton défini comme suit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone Ia : Sismicité très faible
- Zone Ib : Sismicité faible
- Zone II : Sismicité moyenne
- Zone III (Antilles françaises) : Sismicité forte

Les zones étaient classées par zone de sismicité croissante de 0 sur la majorité du territoire métropolitain à III dans les Antilles.

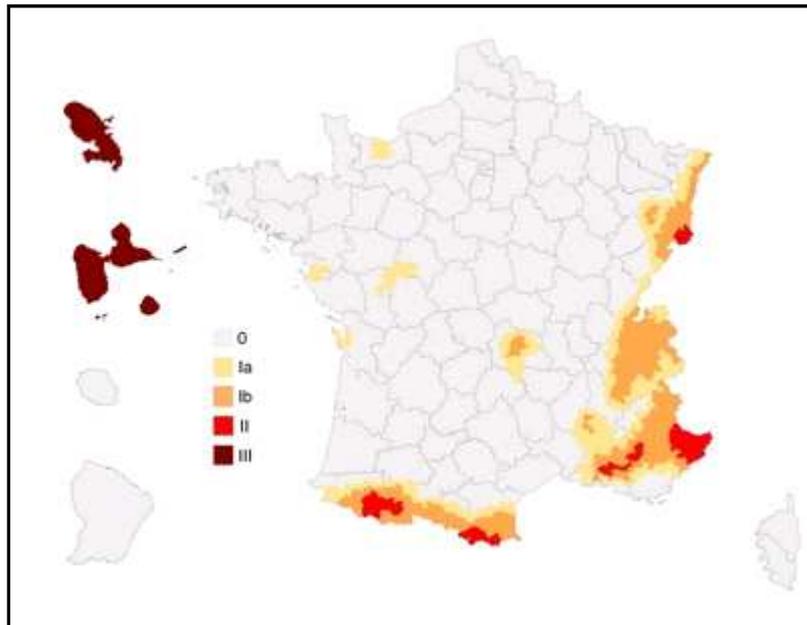


Figure 1: Zonage des aléas sismiques en France d'après l'arrêté du 14/05/1991 (3)

2.1.1.2 L'Arrêté Ministériel du 22 Octobre 2010 (4)

Constatant l'ancienneté du zonage sismique de 1991 et compte tenu de l'évolution des méthodologies d'évaluation des aléas sismiques depuis les années 80, le Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable publie en Novembre 2005 une nouvelle carte des zonages sismiques en France. Cette nouvelle répartition est basée sur une méthodologie différente et une connaissance accrue des phénomènes sismiques. Jusqu'alors la méthodologie adoptée pour réaliser le zonage sismique était comme nous l'avons vu dans le paragraphe précédent une méthode empiro-statistique. Lors des 25 dernières années des études sismotectoniques précises puis probabilistes ont pu être menées sur le territoire national. D'autre part et parallèlement à ces études un travail normatif européen d'harmonisation des méthodes de calcul du domaine de la construction a été engagé faisant appel obligatoirement à des méthodes probabilistes pour déterminer les zonages sismiques. Il ne suffit plus de se baser sur les phénomènes sismiques qui se sont déjà produits mais sur la probabilité que ces évènements se reproduisent.

Après 5 ans d'attente législative l'arrêté du 22/10/2010 et son décret d'application du 24/10/2010 (5) entérinent la répartition des zonages sismiques présentés sur la carte du Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable publiée en 2005.

De même que pour le précédent zonage, les zones sont classées par accélération de référence au sol rocheux croissante.

- Zone 1 : Très faible $a_{gr} = 0,4 \text{ m/s}^2$
- Zone 2 : Faible $a_{gr} = 0,7 \text{ m/s}^2$
- Zone 3 : Modérée $a_{gr} = 1,1 \text{ m/s}^2$
- Zone 4 : Moyen $a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2$
- Zone 5 : Fort $a_{gr} = 3 \text{ m/s}^2$

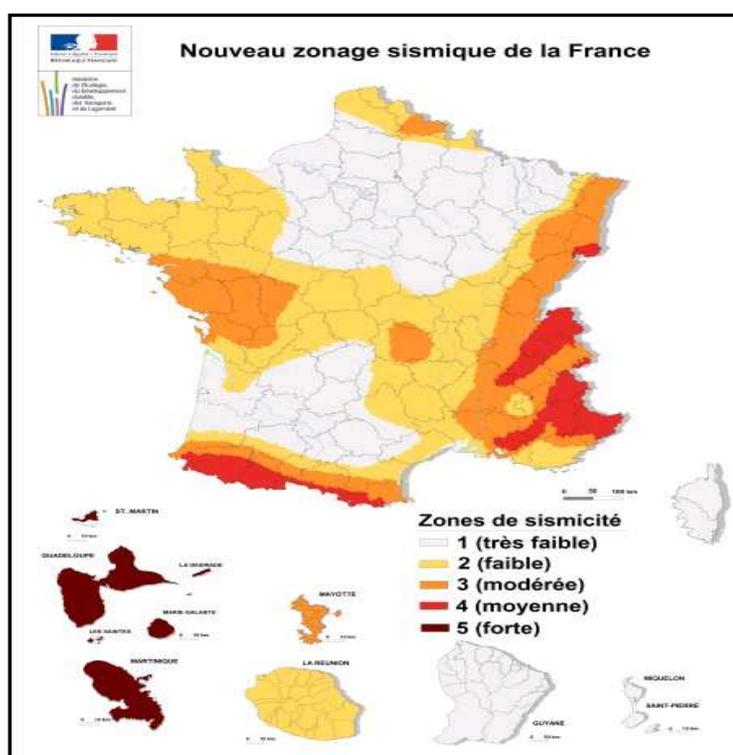


Figure 2: Zonage sismique de la France tel que promulgué par l'Arrêté Ministériel du 22/10/2010 (3)

Cette nouvelle répartition qui se fait, elle, par commune, introduit le changement majeur suivant :

Environ 60% du territoire voit ses constructions soumises aux réglementations parasismiques (certaines communes passant même d'une zone de sismicité négligeable à une zone de sismicité modérée).

2.1.2 Les Eurocodes

2.1.2.1 *Principe normatif du corpus des Eurocodes*

Avant le 31 Mars 2010, la France et les autres pays européens appliquaient des normes de conception ou de calculs nationales. Ces normes couvraient pour chaque pays tous les grands domaines du Bâtiment ou du Génie Civil.

En 1975, la Commission de la Communauté Européenne arrête un programme d'actions dans le domaine de la construction, sur la base de l'article 95 du Traité de Rome du 24 Mars 1957 (6). Cet article introduit dans la politique européenne commune la notion d'égalité fiscale et sous entend notamment l'interdiction de « préférence nationale » pour un bien ou un service, cet objectif relevant bien entendu de la libre concurrence des biens et des services sur le territoire des pays signataires. L'objectif du programme est l'élimination d'obstacles aux échanges et l'harmonisation des spécifications techniques par la création d'un corpus cohérent de normes techniques pour le dimensionnement des ouvrages : les Eurocodes.

Durant les années 80 la Commission de la Communauté Européenne avec l'aide d'un Comité Directeur comportant des représentants des états membres¹ pilote le programme des Eurocodes débouchant sur la première version de ces Eurocodes. C'est en 1989 qu'un accord entre le Comité Européen de Normalisation et la Commission Européenne (CEN équivalent de l'AFNOR en France (Association Française de Normalisation)), entre autres, permet de transférer au CEN toute une suite de mandats afin de conférer aux Eurocodes le statut de Normes Européennes (EN) après préparation et publication. Le fait que ces mandats existent permet la relation directe entre les Directives prononcées par la Commission Européenne et le Comité Directeur et les Eurocodes (par exemple la Directive Européenne sur les produits de la construction DPC-89/106 CEE du 1^{er} Décembre 1988).

Le Comité Technique CEN/TC250 est responsable de tous les Eurocodes structuraux.

¹ Allemagne, Autriche, Belgique, Chypre, Danemark, Espagne, Estonie, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Lettonie, Lituanie, Malte, Norvège, Pays-Bas, Pologne, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Slovaquie, Slovénie, Suède et Suisse

Les avants propos nationaux repris dans chaque Eurocode précisent leur statut et leurs portées comme suit :

« Statut et domaine d'application des Eurocodes

Les Etats Membres de l'UE et de l'AELE reconnaissent que les Eurocodes servent de documents de référence pour les usages suivants :

- comme moyen de prouver la conformité des bâtiments et des ouvrages de génie civil aux exigences essentielles de la Directive du Conseil 89/106/CEE, en particulier à l'Exigence Essentielle No. 1 - Stabilité et résistance mécanique - et à l'Exigence Essentielle No. 2 - Sécurité en cas d'incendie ;*
- comme base de spécification des contrats pour les travaux de construction et les services techniques associés ;*
- comme cadre d'établissement de spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction (EN et ATE) Ceci respectant cette idée de libre échange et de libre concurrence des compétences des bureaux d'études européens au sein de cette Europe politique. »*

Les Eurocodes donnent la plupart du temps les grands principes de conception et de calculs de base à prendre en compte dans toute étude touchant l'un des groupes ci-dessus par l'imposition par exemple de méthodes précises de justifications qu'elles soient nouvelles ou non. D'une manière générale, les Eurocodes offrent au concepteur un choix de méthodologies plus large que les règles nationales antérieures, ceci du fait sans doute de l'internationalisation des débats. Cependant, les Eurocodes ne sont pas ce que l'on peut appeler des normes « autoportantes ». En effet, nombre de méthodes de calculs proposées par les Eurocodes sont basées sur des coefficients ou variables sans valeur d'application directe. Ainsi de nombreux paramètres apparaissant dans les Eurocodes n'ont pas de valeur fixée. Ces valeurs ou coefficients doivent être fixés par des commissions nationales chargées de traduire les Eurocodes et discuter de leur application dans le pays en question. Cela veut dire que leur application est tributaire de normes « complémentaires » qui, elles, fixeront selon le contexte géographique, économique ou culturel du pays en question les valeurs des différents paramètres laissés à appréciation par la commission de normalisation

européenne. Ces normes « complémentaires » sont appelées Annexes Nationales et doivent donc être étudiées impérativement en même temps que les Eurocodes. A chaque partie d'un Eurocode correspond une annexe nationale d'application. Ces documents nationaux sont eux-mêmes validés au niveau européen.

Ces Annexes Nationales peuvent être complétées par des textes de loi fixant eux-mêmes certains paramètres d'application comme par exemple l'Arrêté et son décret du 22/10/2010 en ce qui concerne l'Eurocode 8 (calcul des structures pour leur résistance aux séismes) ou encore des documents d'aide à l'application admis par la profession tels que les Recommandations Professionnelles. Ces dernières sont rédigées par des comités de représentants des différents intervenants du secteur faisant partie des commissions de traduction des normes européennes en normes françaises.

Ci-dessous nous pouvons trouver la liste des Eurocodes ainsi que leur référence normative pour leur application française :

Tableau I: Ensemble des Eurocodes et dénomination normative

Référence	Dénomination	Visée
<i>NF EN 1990</i>	<i>Eurocode 0 ou EC0</i>	Bases de calcul des structures
<i>NF EN 1991</i>	<i>Eurocode 1 ou EC1</i>	Actions sur les structures
<i>NF EN 1992</i>	<i>Eurocode 2 ou EC2</i>	Calcul des structures en béton
<i>NF EN 1993</i>	<i>Eurocode 3 ou EC3</i>	Calcul des structures en acier
<i>NF EN 1994</i>	<i>Eurocode 4 ou EC4</i>	Calcul des structures mixtes acier-béton
<i>NF EN 1995</i>	<i>Eurocode 5 ou EC5</i>	Calcul des structures en bois
<i>NF EN 1996</i>	<i>Eurocode 6 ou EC6</i>	Calcul des structures en maçonnerie
<i>NF EN 1997</i>	<i>Eurocode 7 ou EC7</i>	Calcul géotechnique
<i>NF EN 1998</i>	<i>Eurocode 8 ou EC8</i>	Calcul des structures pour leur résistance aux
<i>NF EN 1999</i>	<i>Eurocode 9 ou EC9</i>	Calcul des structures en aluminium

Les Eurocodes sont donc un ensemble très complet de normes couvrant chacune une composante essentielle du domaine de la construction. Ces normes sont déclinées en 9 « groupes » eux-mêmes décomposés en plusieurs parties plus spécifiques.

A titre d'exemple pour les principales normes servant de base à notre étude :

Tableau II: Exemples de découpage des Eurocodes en sous-parties thématiques

Référence normative	Visée	Références des parties	Visée de la partie	
NF EN 1992	Calcul des structures en béton	NF EN 1992-1-1	Règles générales et règles pour le bâtiment	+ Annexe Nationale (AN)
		NF EN 1992-1-2	Calcul du comportement au feu	
		NF EN 1992-2	Ponts en béton-Calculs et dispositions constructives	
		NF EN 1992-3	Silos et réservoirs	
NF EN 1998	Calcul des structures pour leur résistance aux séismes	NF EN 1998-1	Règles générales, actions sismiques et règles pour le bâtiment	
		NF EN 1998-2	Ponts	
		NF EN 1998-3	Evaluation et renforcement des bâtiments	
		NF EN 1998-4	Silos, réservoirs et canalisations	
		NF EN 1998-5	Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques	
		NF EN 1998-6	Tours, mâts et cheminées	

D'après l'avant propos national commun à tous les Eurocodes traduits par les comités nationaux de normalisation, toutes les normes nationales en contradiction avec les Eurocodes devaient être retirées au plus tard en Mars 2010. En outre, il est indiqué qu'un projet ne peut être étudié selon les Eurocodes seulement si l'ensemble des composants du projet est étudié selon les Eurocodes. Tous les Eurocodes au 31 Mars 2010 présentaient leur version d'application « définitive » or manquaient à l'appel les dispositions législatives d'application de l'Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes qui permettaient l'application totale des Eurocodes. Nous allons maintenant exposer les modalités d'application des spécifications prévues dans l'arrêté et ses deux décrets d'application du 22 Octobre 2010 à travers la présentation de l'Eurocode 8.

2.1.2.2 *Modalités d'application de l'Eurocode 8*

L'Arrêté Ministériel et ses décrets d'application du 22/10/2010 étaient attendus depuis longtemps car de sa sortie dépendait l'application de la totalité des Eurocodes. En effet un projet étudié sous l'angle parasismique avec l'Eurocode 8 entraînait l'obligation d'utiliser l'ensemble des Eurocodes pour le projet (étude de sols selon l'Eurocode 7, actions déterminées selon les Eurocodes 0 et 1, structure selon les Eurocodes 2 à 9). Or l'Eurocode 8 n'était pas applicable en l'état car de nombreux paramètres étaient en attente de valeurs d'application qui devaient être fixées selon l'annexe nationale de l'Eurocode 8 par l'Administration Française et donc l'Arrêté et les décrets cités plus haut. Voilà donc l'explication de la présence sur des sites de ventes de règles techniques de la réglementation sur le béton armé, les règles BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) par exemple car les règles PS92 (Parasismique) ne peuvent s'appliquer qu'en utilisant la réglementation antérieure aux Eurocodes. L'Administration permet donc dans l'Arrêté du 22 Octobre 2010 une période de transition jusqu'au 31 Octobre 2012 (repoussée depuis au 01/01/2014) durant laquelle les projets pourront être étudiés au choix selon les règles PS92/BAEL 91 ou selon les Eurocodes.

a. Dans le bâtiment neuf

A compter du 1^{er} Mai 2011 l'application de l'Arrêté Ministériel du 22 Octobre 2010 est obligatoire pour les bâtiments de catégorie d'importance spécifiée situés dans certaines zones sismiques.

Au 1er janvier 2014 ne seront donc applicables sur le territoire français dans le domaine de la conception parasismique que l'Eurocode 8 et ses sous-parties ainsi que les règles PSMI (Parasismique Maison Individuelle : réglementation sans calcul sismique applicable sous certaines conditions strictes) ou CPMI (Construction Parasismique Maison Individuelle) pour les Antilles.

Seuls les Eurocodes 8 et les parties de ces Eurocodes concernant le feu sont obligatoires. Les autres sont des applications contractuelles. Tout bâtiment soumis soit à la réglementation PS soit au règlement feu sera donc entièrement étudié selon les Eurocodes.

Le domaine d'application de l'EN 1998-1 (7) précise :

« L'un des points essentiels de l'EN 1998-1 concerne la définition de l'action sismique. Etant données les grandes différences d'aléa sismique et de caractéristiques sismo-génétiques existant dans les divers pays membres, l'action sismique est ici définie en termes généraux. Cette définition permet d'introduire de nombreux paramètres déterminés au niveau national, qu'il convient de confirmer ou de modifier dans les annexes nationales.

Il est toutefois estimé que, par l'utilisation d'un modèle de base commun pour la représentation de l'action sismique, une étape importante a été franchie dans l'EN 1998-1 en vue de l'harmonisation des codes. »

L'arrêté du 22 Octobre 2010 fixe les conditions d'application de l'Eurocode 8 selon 3 critères principaux permettant de déterminer la sollicitation sismique à appliquer au bâtiment :

- La zone de sismicité permet de fixer l'accélération de base sur un sol rocheux

Tableau III: Accélération de référence horizontale sur sol rocheux selon la zone de sismicité (5)

Zone de sismicité	Accélération de référence a_{gr}
Zone 1 : Très faible	0,4 m/s ²
Zone 2 : Faible	0,7 m/s ²
Zone 3 : Modérée	1,1 m/s ²
Zone 4 : Moyenne	1,6 m/s ²
Zone 5 : Forte	3 m/s ²

- La catégorie d'importance du bâtiment concerné :

Les bâtiments sont classés selon leur importance croissante du point de vue de la sécurité des biens et des personnes et du point de vue leur importance économique. A chaque catégorie d'importance correspond un coefficient multiplicateur des sollicitations sismiques afin de prendre en compte l'importance du bâtiment dans sa protection.

Catégories d'importance		Description	Exemples
I		<ul style="list-style-type: none"> Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée 	Hangars, bâtiments agricoles
II		<ul style="list-style-type: none"> Habitations individuelles Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5 Habitations collectives de hauteur inférieure à 28m Bureaux ou bâtiments à usage commercial non ERP, h ≤ 28m, max. 300 personnes Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 pers. Parcs de stationnement ouverts au public 	Maisons individuelles, petits bâtiments
III		<ul style="list-style-type: none"> ERP de catégories 1, 2 et 3 Habitations collectives et bureaux, h > 28m Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes Établissements sanitaires et sociaux Centres de production collective d'énergie Établissements scolaires 	Grands établissements, centres commerciaux, écoles
IV		<ul style="list-style-type: none"> Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage de l'eau potable, la distribution publique de l'énergie Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise Centres météorologiques 	Protection primordiale : hôpitaux, casernes...

Figure 3 : Catégorie d'importance des bâtiments selon l'arrêté du 22 Octobre 2010 (5) mis en image par le Ministère de l'Écologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement (8)

A ces catégories peuvent s'ajouter les bâtiments contenant des biens culturels également (ex : musées,...). La liste donnée par l'arrêté du 22/10/2010 n'est pas vraiment exhaustive et il subsiste des ambiguïtés sur certains bâtiments traités sous le terme générique de « sanitaires et sociaux » (par exemple est-ce que les pharmacies, maisons médicales font partie de ces bâtiments ?)

➤ Le type de sol traversé par les ondes sismiques pour le projet concerné :

En fonction des configurations de sols rencontrés les ondes sismiques, qui ont-elles-mêmes des caractéristiques différenciées, peuvent voir leur progression favorisée ou bien au contraire ralentie.

Les sols sont principalement classés en 5 catégories selon leur composition et leur agencement interne : les sols de classe A par exemple seront plutôt des sols de bonne tenue d'une quinzaine de mètres de profondeur et reposant sur de la roche alors que les sols de la classe E correspondent à des sols permettant une large accélération des ondes. Deux autres classes de sols sont introduites, elles

sont dites de types liquéfiables et illustrent un des phénomènes typiques des séismes, la décohésion du sol.

Tableau IV: Coefficient dû au sol à prendre en compte dans le calcul des sollicitations sismiques (Arrêté du 22 Octobre 2010)

Classe de sol	Coefficient S pour les zones de sismicité 1 à 4
Classe A	1
Classe B	1,35
Classe C	1,5
Classe D	1,6
Classe E	1,8

Selon ces 3 critères principaux, les règles parasismiques sont imposées par l'arrêté du 22 Octobre 2010 comme suit :

	I 	II petit bâtiment 	III établissement 	IV protection primordiale 
Zone 1	aucune exigence			
Zone 2	aucune exigence		Eurocode 8	
Zone 3	aucune exigence	Règles simplifiées PS-MI	Eurocode 8	Eurocode 8
Zone 4	aucune exigence	Règles simplifiées PS-MI	Eurocode 8	Eurocode 8
Zone 5 (Antilles)	aucune exigence	Règles simplifiées CP-MI Antilles	Eurocode 8	Eurocode 8

Figure 4 : Réglementation applicable à partir du 01 Mai 2011 selon le Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement (8)

b. Dans le bâtiment existant

Le bâti existant est soumis également à la réglementation sismique sous des conditions différentes. En effet par souci économique évident il n'était pas possible d'imposer le renforcement du parc entier selon les nouvelles réglementations. La règle essentielle retenue est que les travaux engagés ne doivent pas aggraver leur résistance aux séismes. Cette règle dite « condition générale » peut être très lourde de conséquences et il est fort probable que devant l'ampleur des études et des travaux à venir les maîtres d'ouvrage repenseront leur projet en termes d'aménagement ou de destination. En effet l'Eurocode 8-3 qui rassemble les

prescriptions concernant les travaux dans les bâtiments existants en zone sismique préconise une sorte de « double peine » d'étude notamment pour les travaux lourds structuraux intervenant dans l'existant. Une première étude permettant de déterminer le niveau de résistance du bâtiment sous accélérations sismiques puis l'étude de son comportement sous sollicitations sismiques après travaux. L'Eurocode 8-3 préconise des méthodes d'investigation qui peuvent parfois paraître bien contraignantes au vu du résultat souhaité :

- essais en laboratoire sur matériaux inconnus (ce qui ne se faisait quasiment jamais pour des projets de petite ou moyenne taille),
- recherche de plans d'exécution de l'époque (s'il y en a et nous en doutons fort pour des bâtiments en pierre du début du 20^{ème} siècle),
- investigations sur les fondations, etc ...

Cette condition générale de non aggravation s'applique aux mêmes catégories de bâtiments concernés par les règles parasismiques dans le cas du neuf à savoir les catégories III et IV en zone 2. A ces règles générales s'ajoutent des conditions particulières en zone 2 de faible sismicité. Ces conditions particulières concernent des travaux lourds pour lesquels une obligation de résultat sera visée. Les bâtiments touchés par ces conditions particulières devront présenter une résistance au minimum égale à 60% de la résistance aux séismes d'un bâtiment neuf en utilisant une accélération de référence réduite par rapport au neuf de 0,59 m/s² au lieu de 0,7 m/s²

- Catégorie IV: dans le cas de suppression ou de l'ajout de 30% de plancher à un niveau donné.

L'Arrêté du 22 Octobre 2010 impose également le respect des règles parasismiques dans le cas de remplacement d'éléments non structuraux (cheminées etc...)

A ce titre l'AFPS préconise comme critère qualitatif de non aggravation de la vulnérabilité des bâtiments aux séismes de considérer qu'à partir de variations de 10% des critères intervenant dans les calculs (diminution de 10% de la raideur ou

augmentation de 10% de la masse selon les altitudes bien sûr) une étude plus précise devra être menée.

2.1.2.3 Modalités d'application de l'Eurocode 8 dans une zone de faible sismicité

La figure 4 synthétise les conditions d'application des règles parasismiques dans les différentes zones « sismiques ». Nous pouvons constater que seront soumis à la nouvelle réglementation parasismique les projets de la zone 2 ayant pour objectif la construction de bâtiments de catégorie d'importance III et IV c'est-à-dire les catégories de bâtiments les plus sensibles d'un point de vue de la sécurité civile tant sur le point humain que sur le point économique.

Sauf dans le cas très particulier des écoles de conception simple (selon des critères tout de même stricts) pouvant être étudiées avec les règles PSMI dans lesquelles seules des dispositions constructives sont à mettre en place, tous les projets réalisés en Bretagne (c'est-à-dire en zone 2) pour la région spécifique nous concernant, devront être étudiés avec l'Eurocode 8. Ceci implique un minimum de connaissances des concepts de dynamique des structures de catégorie III : sanitaires et sociaux entre autres et de catégorie IV : hôpitaux, casernes de pompiers....

Nous verrons plus loin cependant que l'Eurocode 8-1 prend en compte le caractère de faible sismicité en introduisant des possibilités d'allègement de certaines dispositions constructives ou modalités de calculs contrairement aux règles PS92. Ces « allègements » peuvent être importants et les interprétations des conditions de leur application doivent donc être particulièrement claires ce qui n'est pas toujours le cas comme nous le verrons ultérieurement.

2.1.2.4 Les obligations des différents protagonistes du projet parasismique

Comme préambule nous pouvons citer l'alinéa 5 de l'article R 111-38 du Code de la Construction qui stipule :

« sont soumises obligatoirement aux missions de contrôle technique les opérations de construction ayant pour objet la réalisation : [...] »

Lorsqu'ils sont situés dans des zones de sismicité 2, 3, 4 ou 5 [...] des bâtiments de catégorie d'importance III ou IV... »

Le rôle des différents intervenants d'un projet soumis à la réglementation parasismique est spécifié par des textes légaux non contractuels avec des contraintes particulières bornées pour le Maître d'Ouvrage, le Maître d'Œuvre, le Bureau de contrôle, le Bureau d'études ou encore l'Entreprise.

a. Le Maître d'Ouvrage

Le Maître d'Ouvrage se doit de respecter un certain nombre d'obligations en engageant un projet de construction soumis aux réglementations parasismiques. Selon l'article A.431-10 de l'Arrêté du 10 Septembre 2007 (10) il doit notamment être en mesure de fournir au contrôleur technique :

- « a) Le projet de construction en phase de dépôt du permis de construire ;*
- b) Les éléments géotechniques faisant apparaître la ou les classes de sol et le site sismique ;*
- c) Les informations permettant le classement de l'ouvrage au sens de la réglementation parasismique applicable ;*
- d) Une notice explicative portant sur le cheminement des charges horizontales et verticales ainsi que sur le principe de fondation et de soutènement »*

Le maître d'ouvrage devra donc par l'intermédiaire de son équipe de mise en œuvre mandater en amont du projet un bureau de contrôle, un bureau d'étude structure et un bureau géotechnique si le maître d'œuvre ne l'a pas choisi.

En outre selon l'article A-462-3 de ce même arrêté le Maître d'Ouvrage est capable de fournir en fin de chantier une attestation signée par le contrôleur technique et précisant qu'il a pris toutes les dispositions permettant de respecter les bonnes pratiques parasismiques lors de l'exécution du projet.

L'article R-111-42 du code de la construction va plus loin dans la désignation des responsabilités puisqu'il menace d'amende le Maître d'Ouvrage ayant entrepris des travaux sans avis du bureau de contrôle lors d'un projet requérant obligatoirement l'avis de ce dernier.

b. Le Maître d'œuvre (Architecte le plus souvent)

Par conséquent des articles évoqués ci-dessus le Maître d'œuvre, l'Architecte le plus souvent, doit avoir intégré dans son projet et avant le dépôt de permis de construire toutes les dispositions parasismiques nécessaires à l'établissement des attestations ci-dessus. Ces dispositions peuvent être de son fait ou sur les conseils du bureau d'études structures répondant à l'appel d'offre en tant que co-traitant ou sous-traitant. Si ce n'est explicitement spécifié, en cas de litige le maître d'œuvre et tout autre professionnel autorisé à la pratique de la maîtrise d'oeuvre se verra opposé son rôle de sachant.

c. Le Bureau de Contrôle

Comme indiqué dans le préambule de cette partie la mission de contrôle est obligatoire pour les bâtiments de catégorie d'importance III et IV situés dans les zones sismiques allant de 2 à 5. En cours d'exécution ce contrôle porte notamment sur la viabilité de l'ossature ou les fondations et ce par le contrôle de paramètres tels que le coefficient de comportement adopté, les dispositions constructives permettant la dissipation d'énergie nécessaire ou le système de fondations. Les attestations de prise en compte du risque parasismique sont nominatives, le contrôleur signe en son nom ces documents en tant que contrôleur technique agréé.

d. Le Bureau d'Etudes

Le Bureau d'Etudes en tant que « sachant » technique se doit de respecter les règles en vigueur dans le calcul des structures, de conseiller son client (Maître d'Ouvrage, Maître d'œuvre ou Entreprise de Gros Œuvre s'il est un bureau de structure exécution) sur les différentes solutions possibles et de les justifier auprès des bureaux de contrôle. Il convient de prendre en compte les limites de compétences du bureau d'études lors de la constitution de l'équipe de maîtrise d'œuvre (bureau d'études monomatériau, expérience, formation aux différentes règles parasismiques).

e. L'entreprise de Gros Œuvre

L'entreprise de Gros Œuvre doit réaliser son contrat dans les règles de l'art et en suivant les plans structure dressés par le Bureau d'Etudes structures. Toute

modification apportée aux solutions préconisées par le bureau d'études doit être signifiée à ce dernier avant modification pour accord et pour exécution. L'attention est portée sur l'importance de la notice parasismique créée par le bureau d'étude au niveau du dépôt du permis de construire. Si le bureau d'études structure retenu par l'entreprise n'est pas le bureau d'études concepteur, il sera du ressort de l'entreprise de fournir au bureau d'études qu'elle aura choisi les documents du marché dont la notice fait partie.

2.2 Conclusion de la partie 2

Nous avons pu constater dans ce chapitre que de nombreux changements vont devoir être pris en charge par les bureaux d'études structures que ce soit du point de vue réglementaire (Eurocodes), techniques (dynamique des structures) ou encore organisationnels (internes ou externes par les échanges en amont entre les bureaux d'études, les Architectes, les maitres d'ouvrage). Les bureaux d'études situés auparavant dans des zones « non-sismiques » devront se former pour la plupart à la dynamique des structures puisque dorénavant environ 60% du territoire français devra prendre en compte la réglementation parasismique alors qu'auparavant à peine 20 % du territoire métropolitain devait s'y plier.

Afin d'avancer vers le corps de notre étude qui essaiera de présenter les conséquences technico-économiques des changements règlementaires dans une zone auparavant non-sismique nous allons exposer dans le chapitre suivant le contexte régional et disons local de notre étude qui semble caractéristique d'une grande majorité des bureaux d'études en France. Nous nous intéresserons au marché régional, à l'organisation de ces bureaux, leurs méthodes de travail de manière générale puis de manière plus particulière en présentant le bureau d'études lieu de notre étude.

3 PRESENTATION DU BUREAU D'ETUDES DE TYPE TRES PETITE ENTREPRISE ET ORGANISATION DU TRAVAIL

Le présent mémoire expose la mission qui nous a été confiée lors notre intégration dans l'entreprise. Il nous paraît important afin de bien cerner le contexte de ce mémoire d'exposer succinctement la définition et plus important l'organisation d'une TPE (Très Petite Entreprise de 0 à 19 salariés selon le Ministère des petites et moyennes entreprises, du commerce, de l'artisanat et des professions libérales (10)). Le Bureau d'études que nous allons présenter possède les caractéristiques d'une TPE : une organisation pyramidale, trouvant sa place dans un marché du bâtiment-Génie Civil local voire régional et collaborant avec des entreprises pour la plupart d'entre elles de type TPE pour les études et de TPE à PME (Petites et Moyennes Entreprises de 19 à 249 salariés) pour les travaux.

3.1 Les TPE

3.1.1 Les TPE en chiffres

Une notion importante de l'économie du BTP en France est la notion de Très Petite Entreprise. En effet d'après le Ministère des petites et moyennes entreprises, du commerce, de l'artisanat et des professions libérales, les TPE représentent près de 96 % du nombre des entreprises en France (en 2006). La définition des TPE retenue par les textes est la suivante : « *Les « Très Petites Entreprises » ou « TPE » sont des entreprises indépendantes de moins de 20 salariés. Ces TPE sont un sous-ensemble des « Petites et Moyennes Entreprises », PME, entreprises indépendantes de moins de 250 salariés selon la Recommandation du 6 Mai 2003 de l'Union Européenne.* »

A l'intérieur de ce groupe appelé PME les TPE représentent près de 2 262 000 entreprises dont 32 % emploient de 4 à 9 salariés.

Le secteur le plus fortement impacté par la présence des TPE est sans conteste le secteur du BTP avec près de 53 % de sa valeur ajoutée créée par les TPE (29,4 Milliards d'euros en 2006 selon une enquête Direction du commerce, de l'artisanat, des services et des professions libérales (DCASPL (12)).

Les bureaux d'études ou les bureaux d'ingénierie se situent eux dans la branche Etudes et Conseils régie par la convention collective SYNTEC. Le rapport de branche 2010 des syndicats SYNTEC et CICF (12) indique que les entreprises de 0 à 9 salariés représentent 92 % des bureaux d'études et conseil. Le secteur de la construction représente quant à lui 24 % du nombre de salariés dans le domaine de l'ingénierie.

3.1.2 Organisation des TPE

Bien souvent une TPE est une entreprise dirigée par son fondateur qui conserve des habitudes d'indépendance technique, de gestion économique ou de ressources humaines adoptées de longue date. Que le gérant soit de formation supérieure ou non il endosse à tour de rôle et selon les circonstances toutes les casquettes de responsables de service que l'on rencontre dans les grandes entreprises. D'où la plupart du temps une immersion dans l'immédiat au détriment des actions futures ou de la prospective technique, économique ou systémique. Le gérant de TPE complète le travail des salariés lors des périodes de surcharge de travail. Trop de travail pour l'effectif actuel mais pas assez pour investir dans un recrutement : voilà le dilemme. Il faut assumer les tâches quotidiennes avant de prendre de la hauteur pour analyser la situation, la structurer. D'après une étude de MMES. JALLUT et BOURDIEAU (14) : « *Même en cas de surcharge d'activités, il [le gérant] se débrouille par ses propres moyens...Il gère dans l'urgence et à court terme. De ce fait, il n'éprouve pas le besoin d'expliquer les procédures qu'il applique, ni de formaliser les processus qui lui permettraient de déléguer certaines tâches.* »

Il est ainsi facile d'imaginer que l'organisation d'une TPE est pyramidale et plutôt d'ailleurs une pyramide sans étage intermédiaire entre le sommet et la base.

Souvent le rôle administratif dans une TPE est endossé par le conjoint ou la conjointe : un minimum de délégation mais tout en restant dans un système « proxémique », c'est-à-dire de proximité (15).

Ceci permet in fine de relier les changements réglementaires exposés dans notre première partie au contexte dans lequel l'étude s'est faite. Les articles sur les Eurocodes, les offres de formation des différents organismes sont considérés comme des évènements lointains (système « proxémique »), même si les TPE sont conscientes que des changements vont intervenir, il est très difficile de prendre les devants dans l'urgence de l'immédiat. Nous allons donc maintenant présenter le contexte particulier de l'étude éponyme.

3.2 Contexte régional

3.2.1 Le bâtiment en Bretagne et Finistère

Afin de brosser la situation du bâtiment en Bretagne nous avons retranscrit ci-dessous les derniers chiffres publiés par la Fédération Française du Bâtiment sur son site Internet (brochure 2012 contenant chiffres 2010).

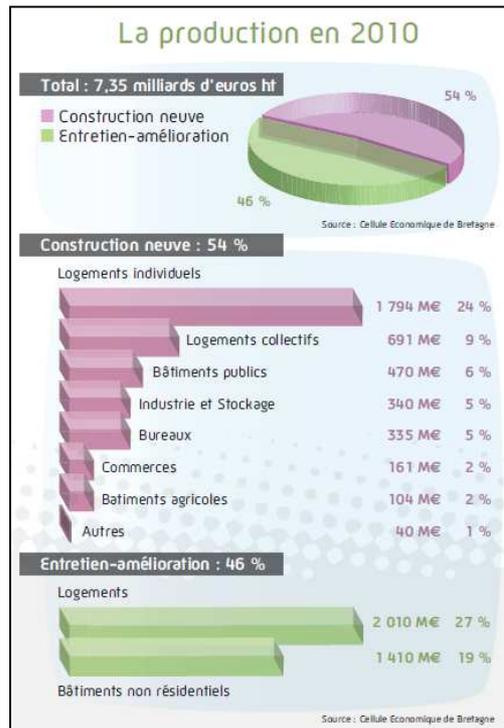


Figure 5 : Chiffres FFB 2010 (16) du bâtiment en Bretagne



Figure 6 : Chiffres FFB (16) 2010 du bâtiment en Finistère

La prédominance du logement individuel n'influence pas vraiment le travail des bureaux d'études hormis lors de projets de lotissements. En effet dans la plupart des cas les maisons individuelles sont traitées sans études béton armé par des constructeurs spécialisés. Ils peuvent demander conseil auprès d'un bureau d'études dans certains cas particuliers (poutre de portée inhabituelle, trémies etc...). Les bureaux d'études trouvent donc l'essentiel de leur clientèle dans les bâtiments publics, les logements collectifs, les bureaux, commerces, bâtiments industriels ou agricoles (ces derniers peuvent d'ailleurs être partagés en plusieurs catégories allant du simple hangar aux travaux de gros œuvre pour des stabulations de vaches ou porcs par exemple).

3.2.2 Les Bureaux d'études en Finistère

Il existe une dizaine de bureaux d'études structures dans le Finistère (Béton armé, Bois, Métal). Beaucoup de ces bureaux d'études sont des bureaux « monomatériau » c'est-à-dire n'étudiant qu'un seul matériau.



Figure 7 : Départements bretons (16)

La plupart des bureaux d'études sont composés d'un maximum de 10 salariés avec à leur tête un seul ingénieur de formation, ingénieur maison ou projeteur-calculateur confirmé. Le marché des études structures dans le Finistère est axé à une très grande majorité sur le bâtiment : logements collectifs, semi-collectifs, lots individuels, bâtiments publics comme les mairies, écoles, hôpitaux ou encore les bâtiments industriels. Les bureaux d'études peuvent en outre se spécialiser dans des ouvrages de petite taille de génie civil comme les réservoirs (eau potable, stations d'épuration) et autres travaux « agricoles » comme les fosses à lisier ou les stabulations. Les chantiers de gros Génie Civil tels que les ponts sont pour la plupart l'apanage des bureaux d'études nationaux.

L'activité principale de ces bureaux d'études, au sens volume de travail, consiste en la mission d'exécution. Ceci se traduit par un suivi complet du projet de la phase de l'Avant Projet Sommaire (APS) à la phase Exécution ou seulement de la phase exécution dans certains cas plus rares (lorsque par exemple le bureau d'études de l'équipe de maîtrise d'œuvre ne fait pas d'exécution ou est géographiquement éloigné). L'exécution est une activité énergivore, chronophage et à responsabilités plus élevées qu'en conception pour des projets à faible voire moyenne valeur technique ajoutée. En effet, le bureau d'études est en lien continu avec l'entreprise (chefs de chantier et conducteurs de travaux) et l'assiste dans

ces décisions (par l'intermédiaire de la conduite de travaux de l'entreprise de gros œuvre). Comme exposé dans la partie précédente, dans le cas des chantiers l'immédiat est également une valeur fondamentale. Une fois le chantier engagé, chaque modification entraînée par les aléas du chantier demande révision du plan ou du moins décision de solution alternative rapide. Cela veut dire d'un point de vue organisation qu'il peut arriver que l'on reprenne un dossier toute affaire cessante afin de ne pas casser la dynamique chantier. Bien sûr ce fait est atténué par l'expérience du bureau d'études et donc de son effectif qui avec l'accumulation des chantiers étudiés peut anticiper d'éventuels problèmes sur le chantier et proposer des solutions alternatives ayant fait leurs preuves. Nous sommes ici à la croisée des chemins entre le bureau des méthodes (que peu d'entreprises locales possèdent) et l'étude des structures.

3.2.3 L'organisation des projets courants de construction du point de vue du bureau d'études structure à vocation d'exécution

Un projet de construction peut être soumis au bureau d'études structures Exécution de plusieurs façons :

Tableau V : Clientèle du bureau d'études structures exécution

Client direct du BET (Maître d'ouvrage ou « MOA ») →	Architecte		Entreprise		Particulier ou professionnel
Client final →	Particulier ou professionnel	Public (concours)	Particulier	Public (concours)	Particulier ou professionnel

a. Si le client est l'architecte

L'architecte peut être le client du bureau d'études dans deux situations :

- soit il doit constituer une équipe pour participer à un concours lors d'un appel d'offres public (loi MOP) dans ce cas la mission peut porter de la phase ESQ ou APS (Esquisse ou Avant-Projet Sommaire) à la phase DCE (Dossier de Consultation des Entreprises) ou jusqu'à la phase EXE (Exécution)

- soit il demande au bureau d'études d'intervenir directement sur un chantier dont il a la charge (soit pour exécution de mission après avoir remporté le marché public ou soit dans un marché privé dont il a la charge de la maîtrise d'œuvre sans qu'il y ait obligation d'études structure à l'origine du projet).

Les différentes phases d'un projet de marché public sont consignées dans le tableau suivant (cela peut être transposé à de gros projets privés également) :

Tableau VI: Les principales phases du projet lors d'un marché public à partir du site www.marche-public.fr (18) et évolution présumée du rôle du bureau d'études lors de ces phases

Sigle ou acronyme Phase du Marché	Signification des sigles	Définition de la phase	Rôle supposé du Bureau d'études	
			Avant 01/05/2011	Après 01/05/2011
ESQ	Esquisse	Analyse du programme- Faisabilité-Façades- Masse-Volumétrie	-	Consultation
APS	Avant Projet Sommaire	Modification selon remarques ESQ-Plan des niveaux-Performances techniques	-	Consultation
PC	Permis de Construire	Pièces administratives, dossier de présentation et plans de principes définitifs 1/100 ème	-	Notice parasismique
APD	Avant Projet Détaillé	Conformité aux différentes réglementations-Choix définitifs d'adaptation du programme- reconnaissance des sols	Structure figée	Structure figée
PRO	Projet	Plans au 1/50 ème- Descriptif détaillé par lot technique	Vues en plan coffrages et prédimensionnements	Vues en plan coffrages et prédimensionnements
DCE	Dossier Consultation Entreprises	idem	idem	idem
EXE	Exécution	-	Ratios ferrailage	Ratios ferrailage
Chantier	Exécution chantier	Suivi des avis, compte- rendus, modifications, coordination	Adaptations-coupes cotées- Plans de ferrailage détaillés-Justification des calculs	Adaptations-coupes cotées- Plans de ferrailage détaillés-Justifications des calculs

Avant l'application de la nouvelle réglementation sismique, lors d'un marché public le bureau d'études n'était consulté que très rarement avant la phase APD (Avant Projet Détaillé) pendant laquelle le projet prend sa forme définitive et où les options constructives sont prescrites. Dorénavant lors de la préparation d'un projet soumis aux réglementations parasismiques le bureau d'études doit être consulté en amont du projet, avant le permis de construire (PC) pendant la phase esquisse puisque comme nous l'avons vu dans le 2.1.2.4 ci-dessus le bureau d'études devra soumettre au bureau de contrôle une notice explicative décrivant les mesures parasismiques envisagées sur le projet.

Le bureau d'études, devra sur le terrain, trouver également les techniques les plus pragmatiques pour mettre en place les résultats des calculs. Il sera amené à devoir expliciter aux Entreprises ou aux armaturiers les raisons de ces nouvelles dispositions constructives.

Lors de cette concertation le bureau d'études pourra échanger avec l'Architecte des principes parasismiques de conception à respecter tels que la géométrie globale du bâtiment, le découpage des volumes ou des options à poser concernant les matériaux à utiliser. Cette phase devra se faire sans doute par un travail de partenariat entre les deux cabinets afin que le projet soit le plus facile possible à étudier par les calculs car comme le rappelle Milan Zacek « ce ne sont pas les calculs qui rendent parasismique le bâtiment mais sa conception » (19).

D'autre part sur des projets de moindre importance ou sans obligation de contrôle par un organisme extérieur, l'Architecte peut être amené à demander au bureau d'études des calculs ou mesures ponctuels. Ceci a son importance car dans le cas d'interventions dans un bâtiment existant soumis à la réglementation parasismique le bureau d'études exécution devra prendre en compte la globalité du bâtiment là où auparavant la plupart du temps seul l'élément concerné était pris en compte comme par exemple lors de la création d'une ouverture dans un mur de contreventement parasismique.

Ici pourront se jouer des discussions entre Architecte, Bureau de contrôle et bureau d'études dans la meilleure façon d'étudier le projet afin d'éviter au maximum l'affaiblissement de la résistance du bâtiment au séisme tout en conservant au maximum le projet de l'architecte

b. Si le client est un professionnel

Trois cas se présentent :

- Soit le bureau d'études est imposé lors de l'appel d'offre (public ou privé), économiquement souvent plus intéressant (une partie des coffrages a déjà été effectuée en pré-étude lors du DCE),
- Soit l'entreprise choisit un bureau d'études autre que le bureau d'études qui a fourni le DCE si ce dernier n'est pas imposé dans le marché,
- Soit le bureau d'études n'est pas obligatoire, mais l'entreprise préfère faire étudier certains points du projet.

c. Si le client est un particulier

Un particulier peut contacter directement le bureau d'études structure pour un projet de construction (s'il effectue lui-même la maîtrise d'œuvre, s'il connaît le bureau d'études...) de rénovation pour des points techniques particuliers ou pour des conseils après sinistre ou pas.

3.3 Présentation et structure du bureau d'études techniques Bertholom

3.3.1 Présentation du Bureau d'études

Le Bureau d'études Pierre Bertholom lieu du présent travail est une SARL créée en Mars 1980 par son gérant actuel de formation projeteur calculateur. L'activité est vite passée de la Maîtrise d'œuvre au calcul de structures béton armé en phase exécution de bâtiments d'importance croissante.

Au fur et à mesure des années les projets de bâtiments traités couvrent tous les types de logements (hors IGH), les bâtiments publics de type scolaires, cliniques, EHPAD (Etablissements d'hébergement pour personnes âgées dépendantes), bâtiments industriels et des travaux de Génie Civil divers comme des STEP (Stations d'épuration), soutènements divers, confortement de ponts communaux et de départementales.

Le rayonnement géographique de l'activité couvre la Bretagne (principalement le Finistère et le Morbihan) et certains projets de Génie Civil ont été effectués également dans la région Centre, en Auvergne ou encore en Alsace.

Ce bureau est dit « monomatériau » puisque spécialisé uniquement dans le béton pour le moment. Si des projets contiennent des éléments de structures métal ou bois, leur étude est sous-traitée à un bureau d'études métal partenaire.

Le chiffre d'affaires des 3 derniers exercices comptables est donné dans le tableau ci-dessous :

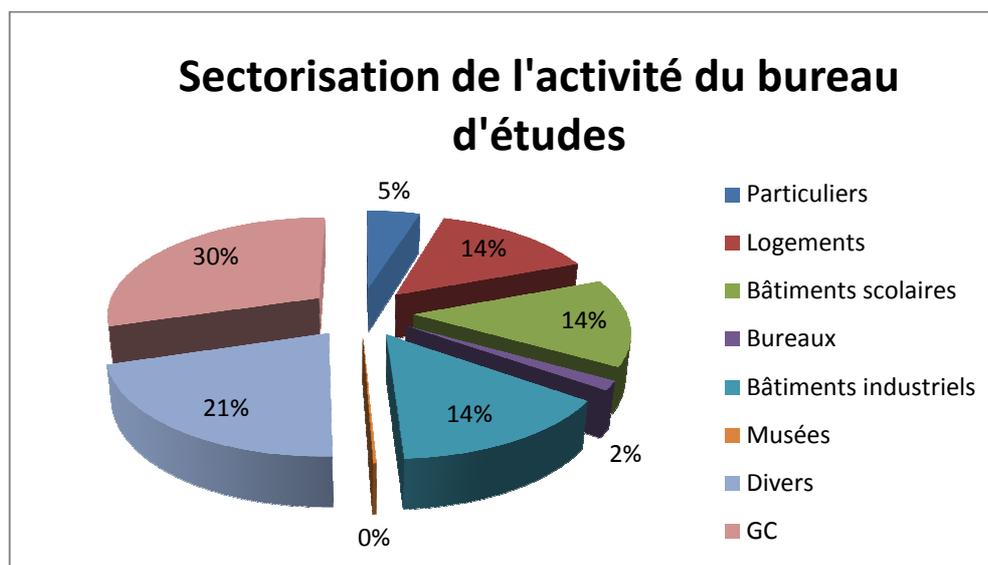
Tableau VII : Evolution du chiffre d'affaires du bureau d'études sur les 3 derniers exercices

Chiffre d'affaires global	Exercice du 01/01/2010 au 31/12/2011	Exercice du 01/01/2009 au 31/12/2010	Exercice du 01/01/2008 au 31/12/2009
		493 565 €	481 599 €

Il est à noter que l'année 2012 marquera sans doute une hausse de ce chiffre pour revenir aux alentours de l'exercice 2008/2009.

L'une des caractéristiques du bureau d'études Pierre Bertholom est la diversification de ses activités et du grand nombre de ses clients. La sectorisation du chiffre d'affaires est la suivante :

Tableau VIII : Sectorisation du chiffre d'affaires



3.3.1.1 Structure hiérarchique et Ressources Humaines

a. Ressources humaines et organisation

Le tableau ci-dessous présente l'effectif du bureau et les postes occupés:

Tableau IX: Effectif du bureau d'études

Poste	Effectif
Gérant-Projeteur calculateur	1
Projeteur Calculateur (retraité depuis 02/2013)	1
Ingénieur d'études junior	1
Dessinateurs d'études	3
Dessinateur d'exécution	1
Responsable de gestion (Mi-temps)	1

Le Bureau d'études est structuré de manière « pyramidale » avec à sa tête le gérant qui répartit les tâches, suit la gestion des tâches et effectue des calculs d'appoint sur les affaires suivies par les dessinateurs.

Il peut être secondé dans cette tâche par l'ingénieur junior qui s'occupe principalement de développer les méthodes de calculs spécifiques (réservoirs, soutènements, parasismique, intégration des nouvelles spécifications réglementaires), les systèmes d'assurance de la qualité (suivi des avis des bureaux de contrôle, veille réglementaire, fiches techniques) et de gestion naissants.

Le projeteur calculateur sénior, parti en retraite de puis fin Février 2013, pouvait mener entièrement un projet bâtiment et travailler en collaboration avec le gérant ou l'ingénieur junior pour des calculs spécifiques. De part sa forte expérience il encadrerait les dessinateurs en cas d'absence du gérant.

Les dessinateurs d'études sont capables de mener un projet comportant des dimensionnements et ferrailages d'éléments simples courants du bâtiment tels que poutres, poteaux, planchers, poutrelles-hourdis et semelles sous sollicitations simples. Ils sont en contact direct avec les clients pour les affaires concernées.

Le dessinateur d'exécution effectue les plans de coffrage et ferrailage sur les indications du gérant ou de l'Ingénieur Junior, il peut également effectuer des vérifications d'éléments courants tels que poteaux et poutres-linteaux.

La responsable de gestion est en charge du suivi comptable et des relations clients-fournisseurs.

Le schéma ci-dessous représente la structure du bureau :

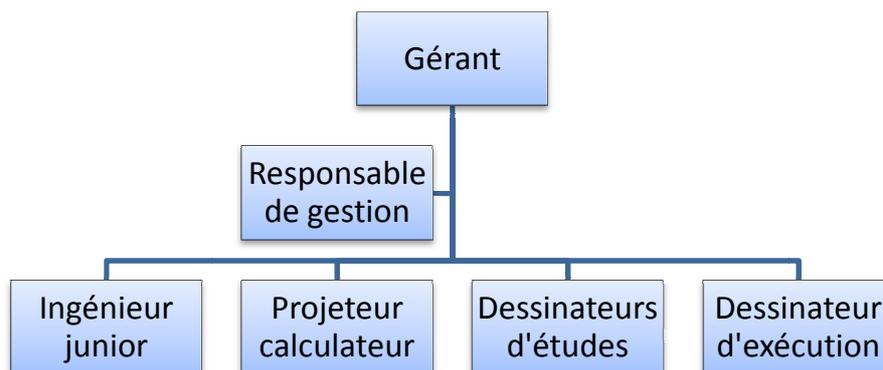


Schéma 1 : Organisation du bureau d'études

Cet organigramme n'est pas figé dans l'entreprise, il reflète une organisation spontanée conséquence de plusieurs facteurs (expérience, études, statut familial...). Il relève de l'implicite plutôt que d'un formalisme organisationnel.

Cet organigramme relève également d'une organisation en « flux tendu » comme dans de nombreuses TPE où l'organisation en service n'existe pas du fait d'une organisation linéaire. De même dans ce type d'organisation le doublon des postes est rarement envisagé et l'absence d'un salarié ou du gérant peut handicaper fortement la marche de l'entreprise. Comme nous l'avons vu dans la partie précédente, une nouvelle réglementation constitue donc dans ce type de fonctionnement une « perturbation » complexe à gérer.

b. Ressources technologiques

Le Bureau d'études est équipé de postes de dessin pour le coffrage et ferrailage et de postes de calculs.

Les logiciels de dessin utilisés sont STRAKON (édité par DICAD, Allemagne) et AUTOCAD (édité par AUTODESK).

Les logiciels de calculs participent de deux niveaux d'études. Le premier niveau d'étude relève essentiellement de la conception avec l'utilisation du logiciel de modélisation aux éléments finis Advance Design (édité par GRAITEC) mais il permet également l'étude de structures dans leur globalité ou d'éléments complexes pour lesquels l'application de méthodes analytiques manuelles serait trop fastidieuse. Il est à noter que ce type de logiciel a été acheté pour pouvoir traiter les études soumises à la réglementation parasismique.

Le deuxième niveau relève plus de la phase exécution du projet avec des logiciels permettant de déterminer aisément le ferrailage d'éléments plus ou moins complexes. La partie ferrailage du logiciel ROBOT (édité par AUTODESK) est utilisée pour des éléments simples du type poteaux, poutres, semelles ou planchers. La gamme ARCHE (plateforme OMD éditée par GRAITEC) permet de gérer le ferrailage de la plupart des éléments courants du bâtiment (poteaux, poutres, semelles, murs de soutènement, plaques, descentes de charges (Ossature), dallages). Le grand intérêt de ces logiciels est la prise en compte des réglementations applicables dans les ferrillages obtenus (par exemple BAEL ou DTU 13-3 pour les dallages ,ou encore le DTU 13-12 pour les fondations superficielles).

De plus nous avons complété cette gamme d'outils avec des feuilles de calculs EXCEL développées par nos soins pour des applications telles que les poutres sur appuis élastiques, les réservoirs circulaires, dispositions constructives d'éléments simples.

3.4 Conclusion de la partie 3

Nous avons exposé dans ce chapitre les caractéristiques organisationnelles de la majorité des bureaux d'études structures dans la région ouest de la Bretagne. Ces organisations s'apparentent à des structures de TPE avec à leur tête un gérant devant endosser plusieurs casquettes : technique, gestion ou ressources humaines. A la lumière du chapitre 1 et de la présentation du contexte régional de la construction puis du bureau d'études Pierre Bertholom plus particulièrement nous incite à nous poser la question des conséquences techniques et

économiques réelles de ces nouvelles réglementations et comment une telle structure peut réussir à intégrer les deux changements majeurs que sont la réglementation parasismique et les Eurocodes. Nous allons tenter de déterminer dans le chapitre suivant les conséquences de ces changements sur le plan technique par l'étude de cas concrets représentatifs de l'activité actuelle du bureau d'études.

4 ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE L'IMPACT DES MODIFICATIONS REGLEMENTAIRES DANS LES PROJETS COURANTS DE L'ACTIVITE EXERCEE

L'objectif de cette partie est d'exposer à travers différents projets de construction pratiques l'impact de la réglementation parasismique, des eurocodes et de l'application du nouveau zonage sismique dans les bureaux d'études de taille moyenne. Pour cela nous avons étudié différents cas de constructions concernés par les règles parasismiques en Bretagne dans les projets courants de bâtiment. Dans un souci de pragmatisme et d'économie de temps d'études il a été choisi de mener cette étude avec les Eurocodes. En effet les règles PS92 n'ont jamais été appliquées en Bretagne et compte tenu du délai avant la date butoir d'application des Eurocodes et du travail que cela implique il a été décidé de travailler dès Mai 2011 avec les Eurocodes (au lancement de la présente étude la date butoir d'application de l'Eurocode 8-1 (et donc des Eurocodes) était le 31/10/2012), l'Arrêté du 25/10/2012 a sursoit cette application au 01/01/2014) soit un peu plus d'un an avant l'application obligatoire des Eurocodes), au moins pour les projets requérant l'application de l'Eurocode 8, ceci permettant une transition plus douce en évitant une application généralisée à tous les projets. Les résultats présentés dans ce chapitre seront donc issus de calculs menés aux Eurocodes. Nous tenterons de généraliser les résultats si possibles par tableaux, abaques ou graphiques.

Nous avons choisi de nous pencher exclusivement sur les projets à système porteur composé de murs (béton ou maçonnerie).

Dans un premier temps nous allons exposer les grands principes fondamentaux de la conception parasismique puis nous présenterons les différentes méthodes

de calculs proposées par l'Eurocode 8-1 et leurs conditions d'application. Nous exposerons ensuite les conditions particulières d'application de l'Eurocode 8-1 en zone 2 dite de faible sismicité. Dans un deuxième temps nous nous pencherons sur les changements introduits par les Eurocodes « matériaux » dans les dispositions constructives et leurs conséquences sur les ratios d'acier et enfin nous étudierons plusieurs projets aux données constructives différentes mais rencontrés fréquemment par notre bureau d'études.

Nous ne pourrons bien évidemment pas détailler toutes les théories ou les calculs dans les pages de ce Travail, nous sélectionnerons donc les exemples les plus significatifs pour notre propos et nous tenterons de dégager des axes d'analyse des résultats par l'intermédiaire de tableau quand cela sera possible.

Les différents cas étudiés ne peuvent couvrir l'ensemble des projets rencontrés étant donné le caractère unique de chacun, il sera donc impossible de généraliser les résultats dans certains cas.

Concernant l'application des Eurocodes 2 et 6, notre objectif n'est pas d'en faire une méthodologie complète de calculs mais nous nous permettrons d'appuyer sur certains points importants pouvant avoir leur intérêt dans la comparaison avec les règles BAEL 91. La méthodologie de mise à jour des règles de calculs adoptée par notre bureau pour le passage des règles BAEL91 et normes associées aux Eurocodes autres que l'Eurocode 8 sera évoquée plus largement dans le chapitre 4 de ce travail.

4.1 Conception parasismique et ductilité

Nous allons traiter d'abord les principes de conception parasismique par les critères de régularité des bâtiments. Ces principes influencent la ductilité des bâtiments qui est prise en compte par plusieurs méthodes de calcul de l'EC8-1.

4.1.1 Principes généraux de conception parasismique

Un des premiers principes de conception parasismique et ce avant tout calcul est la recherche de la régularité du bâtiment et des chemins de transit des efforts

sismiques les plus simples et directs possibles. Milan Zacek indique que la meilleure protection parasismique passe par une bonne conception architecturale. Une batterie de calculs ne garantira pas à 100% le comportement réel du bâtiment sous sollicitations sismiques. L'Eurocode 8-1 définit donc dans ce but des critères de régularité aussi bien en plan qu'en élévation qui détermineront l'utilisation de telle ou telle méthode de calculs. Ces « recommandations » « nécessaires » sont tirées des paragraphes 4.2.3.2 et 4.2.3.3. Il est bien indiqué « recommandations », ce qui veut dire qu'il n'est pas obligatoire de bâtir régulier dans n'importe quelle zone sismique et a fortiori dans la zone 2 où les sollicitations seront plus faibles. Nous discuterons de ce point commercialement primordial dans l'exposé des spécificités de la zone 2 et dans la partie 5 de ce travail.

D'autre part il est maintenant obligatoire de présenter une notice explicative de transit des charges sismiques au bureau de contrôle lors du dépôt de permis de construire. Cette notice qualitative lui permettra de vérifier que la maîtrise d'œuvre a tenu compte des principes parasismiques (type de sol retenu, type de fondations, système de contreventement...). Le risque étant que cette conception parasismique se limite à indiquer les paramètres du calcul qui seront rentrés dans le logiciel.

On parle bien de conception parasismique avant d'évoquer des justifications parasismiques. Cela sous-entend qu'un bâtiment sera considéré comme parasismique si dans un premier temps sa conception architecturale respecte certains critères. Nous ne détaillerons pas ici toutes les recommandations architecturales à prendre en compte car de nombreux ouvrages généralistes et autres plaquettes d'information l'ont déjà fait en détail (par exemple la plaquette du MEDDTL (8)). Nous allons simplement rappeler les principes fondamentaux de conception architecturale :

- Les formes simples de bâtiment seront privilégiées aussi bien en plan qu'en élévation (éviter les formes avec angles saillants tels que les L, U, T etc...). Les formes simplifiées pourront être obtenues par l'introduction de joints parasismiques vides sur toute la hauteur du bâtiment et permettant un comportement indépendant des modules sous sollicitations sismiques. En élévation les retraits trop importants seront évités.

- Le transfert des charges doit être le plus direct possible (aussi bien verticalement qu'horizontalement)
- Les éléments principaux (participant à la résistance de la structure aux séismes) doivent être étudiés en détail selon des dispositions parasismiques spécifiques. Ces dispositions changent selon la classe de ductilité du bâtiment retenue (limité, moyenne ou haute).
- Les éléments de contreventement (principaux) doivent être répartis de manière symétrique et si possible sur les rives (façades-pignons).
- Des éléments structuraux (porteurs) peuvent ne pas être retenus comme faisant partie du système de contreventement si leur rigidité ne dépasse pas 15% de la rigidité totale des éléments principaux (par exemple les poteaux et poutres dans un système de contreventement par voiles béton ou murs). Ces éléments secondaires devront résister aux déplacements imposés par les sollicitations sismiques et pourront être étudiés selon l'Eurocode 2-1-1 (sans les dispositions constructives des éléments principaux en classe de ductilité moyenne ou haute),
- Les planchers et toitures doivent permettre le transfert horizontal des forces sismiques vers les éléments de contreventement verticaux. Ils sont alors appelés diaphragmes rigides. Il est admis que les planchers béton constituent de bons diaphragmes rigides (si épaisseur supérieure à 7 cm), les diaphragmes constitués par le plan des entrants de la charpente et/ou le plan des arbalétriers devront être vérifiés.
- Eviter deux types de fondations différentes sous un même bâtiment (profondes et superficielles par exemple). Les fondations isolées sur sol de classe C à E en zones de sismicité de 3 à 5 devront être reliées par un système de tirants (longrines) dans les deux directions principales.

a. Régularité en élévation

- 1) Les éléments de contreventement (noyaux, murs, portiques...) doivent être continus des fondations au sommet ou au niveau bas de l'étage comprenant un retrait (cette spécification sera sans doute la plus difficile à respecter dans les projets s'il n'est pas constituée d'équipe de conception

au départ (Architecte + bureaux d'études)). Cela veut donc dire qu'un mur de contreventement doit être continu des fondations au sommet du bâtiment mais qu'un voile qui ne sert pas de contreventement peut ne pas être continu sans remettre pour autant la régularité en élévation du bâtiment. La raideur latérale et la masse de chaque niveau doivent être constantes ou réduites progressivement des fondations au sommet (les retraits de niveaux peuvent être discutés sur certains projets).

- 2) Le rapport entre la résistance de chaque étage et la résistance exigée par le calcul ne doit pas varier de manière disproportionnée.
- 3) Les ouvrages présentant un retrait doivent respecter les conditions suivantes :

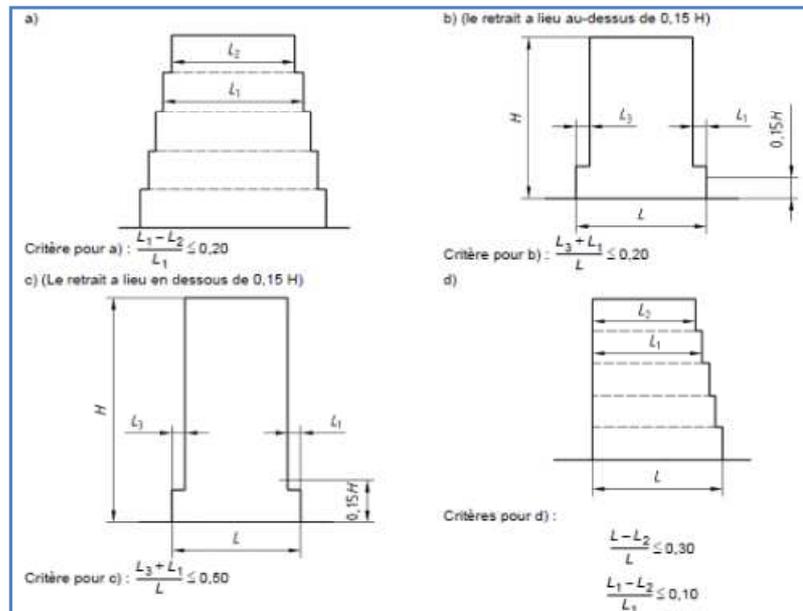


Figure 8 : Critères de régularité des bâtiments avec retraits selon le paragraphe 4.2.3.3 alinéa 5 (7)

b. Régularité en plan

- 1) La distribution des raideurs latérales et des masses doit être approximativement symétrique. Le terme « approximativement » risque de porter à confusion et sera sans doute tributaire de l'appréciation finale du bureau de contrôle. Cependant ce critère ne sanctionnera pas a priori de changement de méthode de calculs car d'autres critères numériques permettent de le confirmer ou de l'infirmer (distance entre centre de gravité et centre de torsion).

- 2) Le contour de l'étage doit être curviligne. Des angles rentrants ou des retraits peuvent être acceptables si l'aire formée par ces retraits est inférieure à 5% de l'aire totale à l'intérieur du polygone curviligne circonscrivant l'étage (ce critère ne sera pas souvent respecté).
- 3) La géométrie en plan doit éviter au possible les formes en L, H ou X afin de permettre une rigidité en plan du bâtiment suffisante et éviter des accumulations de contraintes dans les angles rentrants ou saillants. Ces paramètres devront être particulièrement étudiés s'il est décidé de leur maintien dans le projet.
- 4) L'élançement de l'étage ne doit pas être supérieur à $4 = \lambda = L_{\min}/L_{\max}$. Nous retiendrons également en complément qu'il est toujours préférable pour contreventer le plan des entrants d'éviter des portées de « poutre au vent » trop importantes. Il est à rappeler que le diaphragme supérieur (tête de murs) doit être considéré comme rigide afin d'utiliser les méthodes de calculs classiques. A ce stade de l'étude nous ne disons pas qu'il faut renforcer à chaque fois le plan des entrants mais nous devons être capables de montrer simplement la nécessité ou non de le faire.
- 5) L'excentricité structurale doit vérifier les conditions suivantes :

$$e_{0x} \leq 0,30 r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

Avec :

e_{0x} = Distance entre centre de rigidité et centre de gravité mesurée suivant x perpendiculaire à la direction de calcul considérée,

r_x = Rayon de torsion (racine carrée du rapport de la rigidité de torsion à la rigidité latérale selon y),

l_s = Rayon de giration massique du plancher en plan (racine carrée du rapport du moment d'inertie polaire par rapport au centre de gravité du plancher par rapport à la masse du plancher).

L'Eurocode 8-1 impose l'introduction d'une torsion accidentelle quelle que soit méthode de calcul utilisée. Cette torsion peut être calculée par relation géométrique (cas général) ou forfaitaire ($M_t = e_{ai} \cdot F_i$ avec $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$ (L_i étant la dimension du plancher perpendiculaire à l'action sismique considérée) ou δ pour la méthode de calcul des forces latérales équivalente à une méthode simplifiée para rapport à la méthode modale plus ouvragée d'un point calcul).

La méthode de calcul de r_x et I_s peut être trouvée dans le manuel de l'AFPS sur les dispositions constructives (20) de l'Eurocode 8-1, de l'étude du CERIB (21) ou du guide de dimensionnement édité dans le cadre du Plan Europe par le CSTB (22).

Le but de cette torsion additionnelle est d'accentuer le défaut géométrique initial (irrégularité en plan ou du moins partielle) et de déterminer ainsi un delta de forces sismiques (le voile peut aussi bien subir par la torsion un surplus d'efforts sismiques comme une diminution selon la position du mur et ses caractéristiques géométriques).

Les efforts sont appliqués au centre de gravité et entraînent un cisaillement dans les éléments constituant le projet. Le centre de torsion est le point unique ne présentant aucune déformation de cisaillement. Il vient donc que l'éloignement des deux centres créent un moment de torsion comme présenté dans le schéma suivant.

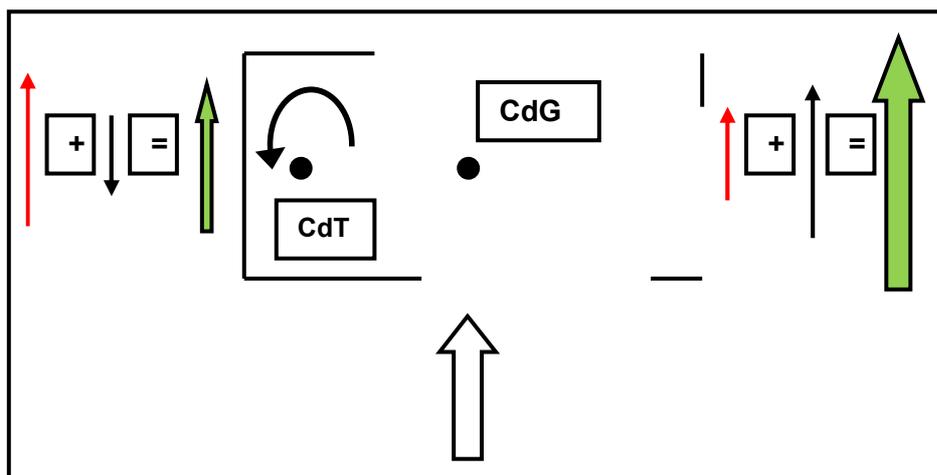


Figure 9 : Principe schématique de la torsion d'ensemble sur un niveau irrégulier en plan

Les flèches en rouge représentent les efforts sismiques sollicitant des murs sans prise en compte de la torsion (distribution efforts au prorata simple des rigidités).

Les flèches en noir représentent les effets additionnels de la torsion.

Les flèches en vert représentent les résultantes des efforts sismiques (état sans + avec torsion).

D'autre part il est spécifié que le projet contreventé par murs et systèmes triangulés étant régulier en plan et présentant des éléments sismiques primaires (principaux, participant au contreventement) indépendants les uns des autres (pas de connexion) peuvent être étudiés en considérant les sollicitations sismiques dans chaque direction indépendamment de la direction perpendiculaire.

Les autres bâtiments doivent être étudiés en prenant en compte la combinaison des sollicitations sismiques des deux directions principales (principales = orthogonales si les contreventements des deux directions sont perpendiculaires). Les **effets** des sollicitations sismiques doivent être combinés de la sorte :

$$E_x + 0,3 E_y$$

$$E_y + 0,3 E_x$$

Dites Combinaisons de Newmark

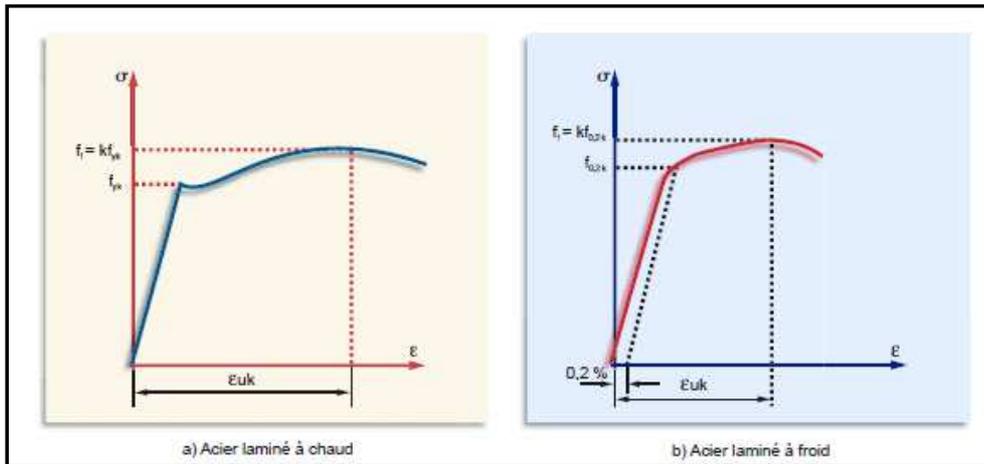
Ou par la racine carrée de la somme des carrés (somme quadratique) : racine $(E_x^2 + E_y^2)$

4.1.1.2 *Notions de ductilité*

Les critères de régularité ci-dessus influencent fortement les capacités mécaniques et locales du bâtiment.

La notion fondamentale se trouvant derrière ces critères est la ductilité.

La ductilité peut s'entendre à plusieurs niveaux et représente la capacité d'un solide (matériau, élément, bâtiment : ductilité intrinsèque du matériau, ductilité locale de l'élément et ductilité globale du bâtiment) à se déformer au-delà de sa limite d'élasticité.



Si nous prenons l'exemple de deux aciers pour béton armé de nuance différente nous aurons dans le cas de l'acier dit B500A (nuance A ex Fe E500-2) une capacité d'allongement caractéristique (ductilité) de 2,5% de sa longueur initiale pour 5% dans le cas d'un acier de ductilité plus élevée tel que le B500B (nuance B ex Fe E500-3). Sous charge maximale (apparition de la striction) l'acier de nuance B se sera donc allongé 2 fois plus que l'acier de nuance A. La figure ci-dessus montre la différence de comportement de ces deux aciers (il est à noter que la légende utilisée dans l'Annexe C de l'Eurocode 2-1-1 n'est pas exacte car les aciers de nuance B peuvent être obtenus par laminage à froid également).

Il existe donc deux niveaux de conception ductile : la ductilité globale et la ductilité locale.

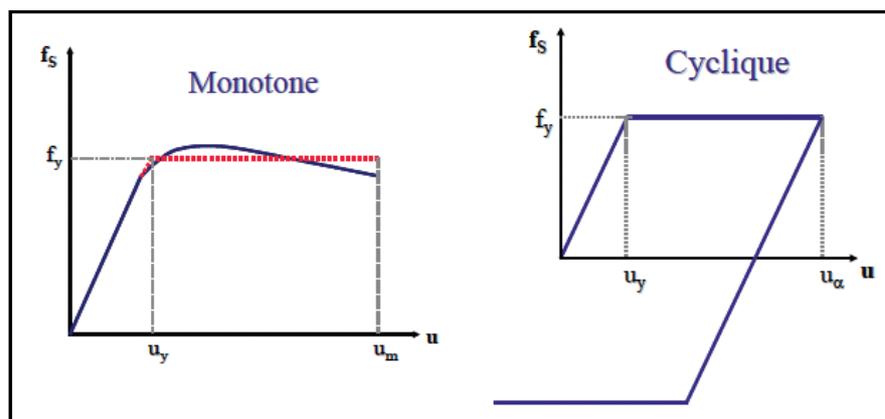


Figure 10 : Représentation des propriétés élastiques et plastiques d'un matériau (24)

Les études ont montré que les ductilités globales et locales du bâtiment lui confèrent des atouts importants dans son bon comportement. Lors de sollicitations cycliques un matériau (et par répercussion, 1 bâtiment) est contraint à dépasser

ses capacités élastiques. Son comportement sera donc d'autant plus intéressant sous sollicitation sismique que ses propriétés post-élastiques (donc de ductilité) seront importantes.

Cette ductilité est fonction de trois critères majeurs dans la conception des bâtiments : la forme générale du bâtiment (la répartition des éléments résistants aux séismes aussi bien en plan qu'en élévation), les matériaux utilisés et leur disposition dans les éléments structuraux. Si nous comparons les sollicitations sismiques à un vent fort sur un bâtiment : ce vent fort va chercher à s'engouffrer partout il est nécessaire soit de prévoir des ouvertures sur les deux façades pour qu'il puisse s'échapper sans dégâts (si les fenêtres sont un peu petites les encadrements seront un peu malmenés) soit en rendant le bâtiment complètement hermétique auquel cas il devra être très massif. Ces ouvertures en parasismique peuvent être représentées par des pièges dans lesquels l'énergie va s'accumuler. Ces pièges à forces vont être capables de se déformer sous l'effet de cette énergie jusqu'à l'éventuelle rupture localisée (ouverture trop petite ou résistance d'un circuit électrique trop faible). Le but étant de maîtriser cette rupture en la localisant dans des endroits qui n'affecteront pas la sécurité des biens et des personnes. La capacité du bâtiment à se déformer globalement et localement (par la création de ces pièges) désignera sa ductilité (la métaphore pourrait être filée également par un chêne résistant et un roseau ductile sous l'effet du vent). Pour une même sollicitation, l'un sera résistant (donc plus massif) tandis que le bâtiment ductile dissipera l'énergie accumulée par sa capacité à se déformer. Comme les ouvertures permettant au vent de continuer son chemin, la ductilité et donc la plasticité est une porte ouverte pour permettre de dissiper de l'énergie dans le bâtiment : au plus la structure se déforme et au plus « l'énergie sismique » peut s'échapper sans détruire ses pièges ou du moins sans trop les endommager, nous les aurons en tout cas circonscrits. Il convient donc de prévoir et concevoir des endroits où il serait le plus judicieux de laisser s'échapper cette énergie par déformation ou au pire destruction. Il appartient aux concepteurs de circonscrire les pièges à énergie dans le bâtiment puis, dans ces zones, de déterminer les matériaux à employer et la façon de les mettre en place pour libérer cette énergie.

Pour un même niveau de déformations ou de déplacements le bâtiment ductile consommera moins d'armatures que le bâtiment résistant car ces armatures

seront placées à des endroits spécialement étudiés en conférant des propriétés de déformation meilleures. Le bâtiment résistant devra être beaucoup plus massif que le bâtiment ductile car ce dernier pourra dissiper de l'énergie par les pièges prévus à cet effet (quand le vent devient trop important on agrandit la fenêtre pour la maison ductile par contre il devient impossible économiquement de continuer à calfeutrer la maison résistante).

A titre d'exemple, les pièges seront localisés dans les poutres au niveau des nœuds poteaux-poutres (principes de poteaux fort poutre faible évitant la rupture fragile (soudaine) des poteaux et l'effondrement d'un étage complet).

Cette notion de ductilité est à relier elle-même à une notion fondamentale qui est le dimensionnement en capacité. Les éléments participant à la résistance du bâtiment appelés éléments primaires sont essentiels au bon fonctionnement du bâtiment sous sollicitations sismiques. Afin qu'ils assurent leur rôle correctement ils doivent être « protégés » c'est-à-dire que les éléments liés à eux et présentant un comportement fragile (rupture nette et soudaine) ne doivent en aucun cas présenter un état de ruine avant les éléments primaires. Pour cela le dimensionnement en capacité consiste en la surrésistance des éléments fragiles afin qu'ils ne rompent pas avant les éléments ductiles assurant le bon comportement du bâtiment. Ces éléments fragiles ne peuvent donc être dimensionnés qu'après avoir dimensionnés les éléments ductiles puisque ces derniers constitueront la limite inférieure (souvent pondérée) de la résistance des éléments fragiles.

4.1.1.3 Classes de ductilité et coefficient de comportement

L'Eurocode 8-1 permet l'utilisation de 3 classes de ductilité sous certaines conditions. Par ordre de ductilité : DCL (classe de ductilité limitée $q = 1,5$ maximum, seule condition : aciers de nuance B500B ($A_{gt} = 5\%$) dans éléments primaires et respects des conditions de dimensionnement selon EC2-1-1) dont l'usage est recommandé dans la seule zone de faible sismicité (bâtiment existant sans ouverture), DCM (classe de ductilité moyenne $q > 1,5$, dispositions constructives à certains endroits (zones critiques à renforcer = pièges à énergie, aciers B500B),

DCH (classe de ductilité Haute, dispositions supplémentaires à DCM à prévoir et aciers de nuance B500C (Agt = 7%)).

Auparavant les règles parasismiques PS92 n'autorisaient l'utilisation que d'une seule classe de ductilité à savoir la classe de ductilité moyenne DCM. Par défaut, toutes les dispositions constructives de la classe DCM devaient être appliquées en zone sismique. L'Eurocode 8-1 introduit donc la notion de ductilité limitée (DCL) en permettant un dimensionnement des éléments de structures avec l'Eurocode 2. L'Eurocode 8-1 recommande l'application de la classe de ductilité limitée pour les zones de faible sismicité à savoir la zone 2 quelle que soit la classe de sol (A titre personnel nous considérons la recommandation comme une quasi-exigence à respecter strictement sauf autorisation du bureau de contrôle selon le projet concerné). Afin de simplification de calculs des structures sous sollicitation sismique (calculs post élastiques complexes), il a été introduit le coefficient de comportement. Le coefficient de comportement d'une structure défini par le degré de ductilité traduit la capacité du bâtiment ou des éléments structuraux le composant à se plastifier (se déformer hors du champ élastique) sous sollicitation sismique. Ce coefficient permet de traduire le comportement réel de la structure sous la sollicitation sismique (plastique non linéaire) par des méthodes plus simples utilisées couramment pour les calculs élastiques linéaires. Plus un bâtiment est « capable » de se déformer plus les sollicitations sismiques linéaires seront diminuées dans les calculs par un coefficient de comportement élevé alors qu'à l'inverse un bâtiment incapable de ductilité devra subir des sollicitations importantes et être renforcé fortement en conséquence pour être capable de se comporter de manière satisfaisante en terme de déformations. C'est ce qu'on appelle le dimensionnement en « capacité ». La capacité du bâtiment à se déformer permet de déterminer les sollicitations qui lui sont appliquées et non l'inverse comme dans les calculs statiques.

Donc plus une structure sera rigide ou résistante plus les calculs la solliciteront lui conférant une résistance suffisante et des effets comparables à une structure plus souple.

L'Eurocode 8-1 recommande des valeurs de coefficient de comportement pour chaque type de structure et chaque type de matériaux, ci-dessous les valeurs

auxquelles nous allons particulièrement nous intéresser à savoir les systèmes de murs maçonnerie et béton et à titre informatif quelques exemples que nous pourrions retrouver dans les projets traités à une fréquence moindre:

Tableau X : Valeurs de coefficient de comportement q recommandés par nos soins pour les projets couramment étudiés

Type contreventement	Matériau	Coefficient de comportement q ¹
Système de murs	Maçonnerie	2 (DCM)²
Système de murs	Béton	1,5 (DCL)
Portique	Béton	1,5 (DCL)
Portique	Métal	1,5 (DCL)
Consoles, poutres arcs avec 2 ou 3 assemblages brochés ou treillis assemblés par connecteurs (Toitures, plan entrants)	Bois	1,5 (DCL)
Assemblages de panneaux collés, assemblés par clous et boulons, treillis assemblés par broches et boulons, structures mixtes ossature bois avec remplissage non porteur	Bois	1,5-2 (DCM)

1 : Valeurs maximales recommandées par nos soins à partir des valeurs recommandées par l'Eurocode 8-1 et son Annexe Nationale, des valeurs supérieures peuvent bien sûr être adoptées à condition de pouvoir justifier les dispositions de ductilité correspondantes (particulièrement difficile en maçonnerie)

2 : La classe de ductilité limitée en maçonnerie n'est autorisée selon l'Eurocode 8-1 que pour les maçonneries non armées en pierres naturelles (Annexe Nationale)

L'Eurocode 8-1 présente également des méthodes de calcul du coefficient de comportement selon la structure étudiée.

En zone 2 la question est de savoir si cette classe de ductilité limitée (DCL) est suffisante pour tous projets ou s'il est intéressant pour les projets rencontrés de concevoir dans certains cas un projet en se basant sur une ductilité moyenne.

Pour schématiser notre démarche :

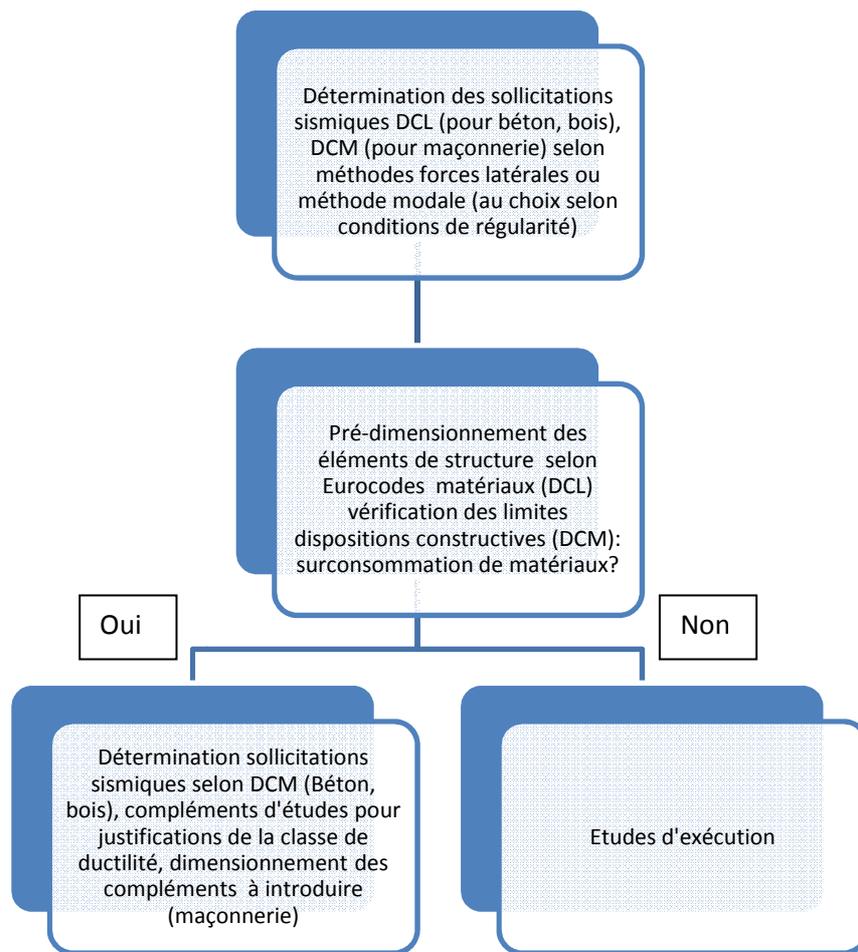


Figure 11 : Logigramme de la démarche de choix de la méthode de la classe de ductilité

Autrement dit est-ce qu'un ferrailage selon l'Eurocode 2 en zone 2 (pour le béton du moins) n'est pas plus intéressant, malgré un coefficient de comportement faible, et donc des sollicitations plus élevées, que des dispositions minimales relativement lourdes et des sollicitations diminuées par un coefficient de comportement plus élevé ?

Nous exposerons plus avant dans notre étude certains cas fréquemment rencontrés dans notre activité mais qui demandent parfois des interprétations du règlement.

4.1.1.4 Spectres

Le calcul sismique d'un bâtiment se fait en deux grandes phases qui elles-mêmes sont ensuite découpées en plusieurs parties. Tout d'abord on étudie le comportement intrinsèque du bâtiment (géométrie, masse) par la détermination de ses périodes internes (si plusieurs masses actives comme pour un bâtiment à

plusieurs étages et dont les planchers sont considérés comme rigides) et des modes de déformation propres qui en découlent (déformations selon telle ou telle période).

Chaque structure présente son propre comportement qui est unique et indépendant de l'environnement où il se trouve. Ce comportement en génie parasismique est basé sur sa période propre. Quelles sont les périodes des sollicitations externes qui exciteront le plus le bâtiment ? Autrement dit quel pourcentage de la masse totale du bâtiment sera excité si ma sollicitation externe (sismique) est de telle ou telle fréquence ?

A chaque période d'excitation externe un bâtiment sera plus ou moins excité selon sa conception (géométrie, masse, matériaux constitutifs). Il suivra alors des modèles (modes) de déformation déterminés par le calcul. Par exemple les périodes propres d'un bâtiment étant $T_1 = 0,5$ s, $T_2 = 0,25$ s, $T_3 = 0,01$ s, nous déterminerons les modes de déformation pour chacune de ses périodes propres et le pourcentage de masse qui sera excité pour chaque période. Si l'on suit toujours cet exemple pour $T_1 = 0,5$ s si nous trouvons 75% de masse excitée cela voudra dire que 75% de la masse du bâtiment « répondra » à une sollicitation de période 0,5 s.

Cette sollicitation externe dépend, elle, de l'environnement géographique et géophysique dans lequel se situe le bâtiment. Reste à savoir comment sont déterminées ces sollicitations dont la base de calcul est l'accélération du sol à laquelle on adjoint des coefficients de pondération selon la catégorie d'importance du bâtiment, la classe du sol (composition profonde du sol), l'environnement autour du bâtiment (est-il situé sur une falaise par exemple ?). Le but est donc de déterminer comment tel bâtiment avec un comportement propre précis va réagir dans tel site ou sol.

Lorsqu'une structure est soumise à un séisme son point d'appui se déplace avec une certaine accélération dépendant du temps. Le déplacement est fonction de la structure en elle-même (donc de sa période propre) et de l'accélération et vice versa. Si l'on mesure le déplacement maximal au temps t d'un oscillateur on pourra déterminer par le calcul l'accélération de la structure à ce même temps t . A un temps t donné l'accélération est maximale (et le déplacement aussi donc) et

nous pouvons donc reporter sur un graphe cette accélération non pas en fonction du temps mais de la période de la structure qui a été soumise au séisme. Cette opération est réitérée pour différentes structures de période propre différente avec les mêmes paramètres de séisme (sol notamment) pour obtenir la courbe ci-dessous tirée de l'Eurocode 8-1.

Le spectre nous donne l'accélération maximale subie par un type de structure dans une zone précise.

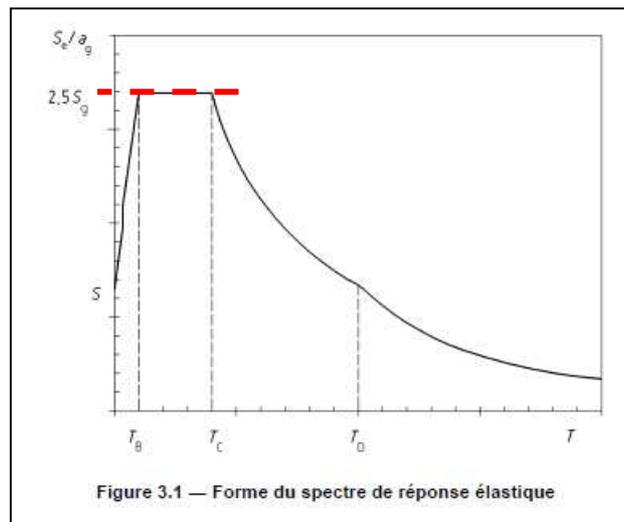


Figure 12 : Spectre type de réponse élastique donné par l'Eurocode 8-1 figure 3.1

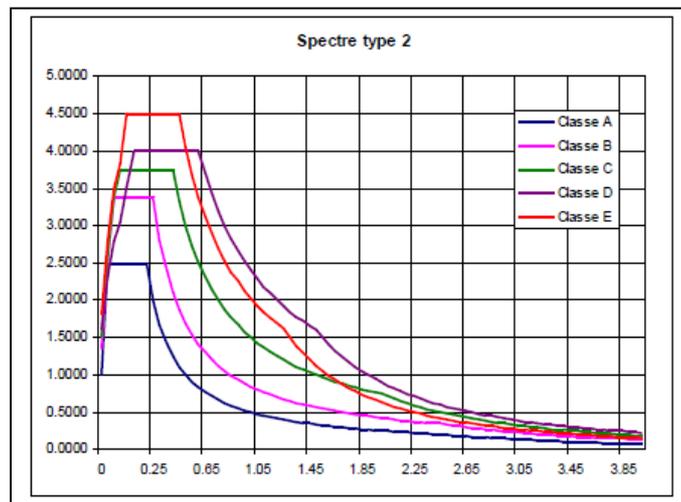


Figure 13 : Spectre de réponse élastique selon différents types de sol (type 2 pour les zones de sismicité 1 à 4)

Tableau XI : Seuils des différentes branches du spectre élastique de réponse horizontale tirées de l'Arrêté du 22/10/2010

CLASSES DE SOL	POUR LES ZONES DE SISMICITÉ 1 à 4			POUR LA ZONE DE SISMICITÉ 5		
	T_B	T_C	T_D	T_B	T_C	T_D
A	0,03	0,2	2,5	0,15	0,4	2
B	0,05	0,25	2,5	0,15	0,5	2
C	0,06	0,4	2	0,2	0,6	2
D	0,1	0,6	1,5	0,2	0,8	2
E	0,08	0,45	1,25	0,15	0,5	2

Comme nous l'avons vu dans le domaine d'application des règles parasismiques en zone 2, la plupart des bâtiments concernés sont des bâtiments de catégorie III à vocation scolaire, sanitaire ou sociale. Ces bâtiments sont le plus souvent des bâtiments de faible hauteur contreventés par des murs ce qui leur confère des périodes propres plutôt faibles. Les règles PS92 permettaient de prolonger le palier T_B - T_C vers l'axe des ordonnées afin d'éviter de grandes disparités d'accélération pour des bâtiments de périodes faibles et très proches l'une de l'autre (forte pente ascendante de $0s$ à T_B trait rouge en pointillés sur la figure 9). Nous allons conserver ce principe même s'il n'est pas évoqué par l'Eurocode 8-1. Cette mesure reste par ailleurs dans le domaine sécuritaire puisque l'accélération y est majorée.

Lors d'un calcul linéaire équivalent nous avons vu qu'il était introduit un coefficient de comportement permettant de prendre en compte la capacité de la structure à rentrer dans le domaine plastique. Ce coefficient est introduit dans les équations définissant les différentes branches du spectre de réponse élastique comme suit :

$$\begin{aligned}
0 \leq T \leq T_B : S_d(T) &= a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) &= \frac{2,5 a_g S}{q} \\
T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) &= \frac{2,5 a_g S}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \text{ supérieur à } \beta a_g \\
T \geq T_D : S_d(T) &= \frac{2,5 a_g S}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \text{ supérieur à } \beta a_g
\end{aligned}$$

Figure 14 : Equations des branches du spectre de calcul horizontal

Il existe également un spectre de réponse élastique verticale mais nous ne le traiterons pas ici car son utilisation est limitée à de rares cas dans les zones de forte sismicité avec $a_{vg} > 2,5 \text{ m/s}^2$.

4.2 Méthodes de calculs linéaires équivalentes

L'Eurocode 8.1 propose plusieurs méthodes de calcul réparties en deux familles : les méthodes linéaires équivalentes et les méthodes non linéaires. Nous traiterons ici de la première famille qui se décompose en deux méthodes ; la méthode générale dite « modale » ou « multimodale » et sa dérivée simplifiée « la méthode des forces latérales ».

4.2.1 Méthode de résolution modale

Lorsque le projet présente des irrégularités en élévation notamment le fait que des éléments verticaux ne descendent pas directement aux fondations le tableau 4.1 du paragraphe 4.2.3.1 de l'Eurocode 8-1 impose l'utilisation de la méthode modale. Cette méthode est la méthode la plus générale de résolution des problèmes parasismiques. Elle est basée sur le principe de superposition des modes de déformations des structures. Une structure de bâtiment peut aisément se modéliser sous la forme de ce que nous appellerons une « brochette », c'est-à-dire un modèle dans lequel chaque étage est « ramassé » en un nœud présentant la masse de l'étage considéré et en élément vertical représentant les masses et raideurs des éléments verticaux du projet. On considère que l'élément vertical

représentera en terme de raideur la somme des raideurs des éléments verticaux de l'étage considéré dans la direction de la sollicitation considérée.

Chaque structure possède des modes de déformation propres (internes) selon la fréquence d'excitation à laquelle elle est soumise. Elle se comportera de manière différente si elle est excitée par une fréquence de 0,1 Hz ou une fréquence de 30 Hz. Chaque mode propre de déformation est créé sous une sollicitation de fréquence précise. L'illustration la plus connue de ces modes propres est la résonance. Lorsqu'une structure est excitée par une sollicitation de fréquence égale à la fréquence de son premier mode propre (mode fondamental comme évoqué dans le chapitre de la méthode des forces latérales), alors si cette structure est conçue de manière homogène et cohérente d'un point de vue dynamique, elle subira les déformations les plus importantes. Si nous prenons l'exemple d'une salle de bain, lorsque vous chantez sous la douche, certaines notes (donc certaines fréquences) semblent prendre plus d'ampleur que d'autres, vous avez alors produit une sollicitation de même fréquence qu'un mode propre de la structure « salle de bain ». Il s'agit là bien sûr d'un raccourci grossier pour décrire ce phénomène physique.

L'objectif de l'analyse modale est donc de déterminer les modes propres de la structure qui seront particulièrement sensibles à un séisme supposé se produire sous des périodes données (fréquences données) par les spectres de dimensionnement évoqués plus haut.

Le terme de superposition évoqué traduit le fait que la réponse globale de la structure à une sollicitation se fera par « addition » des différents modes propres de déformation de la structure comme le montre la figure ci-dessous tirée de l'ouvrage « Génie parasismique » de P. Lestuzzi et M. Badoux (25) :

Une structure de n étages peut être modélisée par un oscillateur multiple dont chaque masse le composant représenterait un étage (la masse de chaque nœud étant la somme des demi-étages immédiatement inférieurs et supérieurs). Cet oscillateur multiple présente n modes propres de déformation. Ces modes propres de déformation n'ont pas tous la même influence dans le comportement de la structure, leur participation au comportement global de la structure est déterminée par les déplacements des n oscillateurs simples composant l'oscillateur multiple.

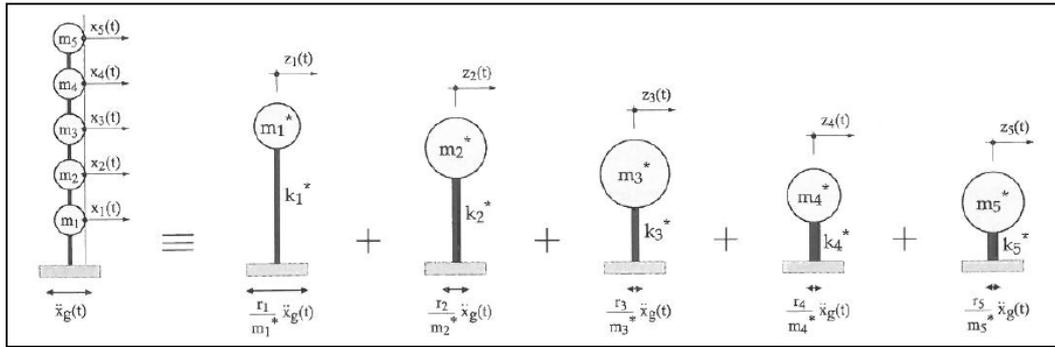


Figure 15 : Principes de décomposition des oscillateurs multiples selon MM.LESTUZZI et BADOUX (25)

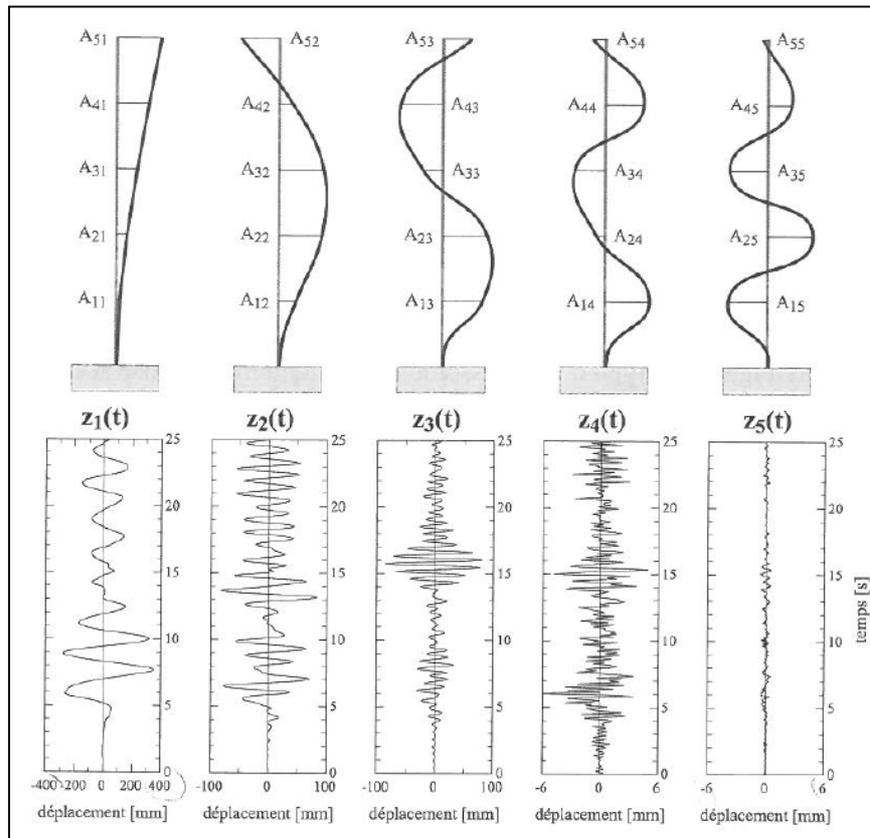


Figure 16 : Représentation des différents modes de déformation selon MM.LESTUZZI et BADOUX (25)

Ci-dessous exposée la méthode de calcul modale pour un oscillateur simple (R+0 par exemple). Nous détaillerons le calcul d'un oscillateur multiple dans la suite de l'étude. Ces calculs matriciels deviennent vite fastidieux au-delà de 2 niveaux.

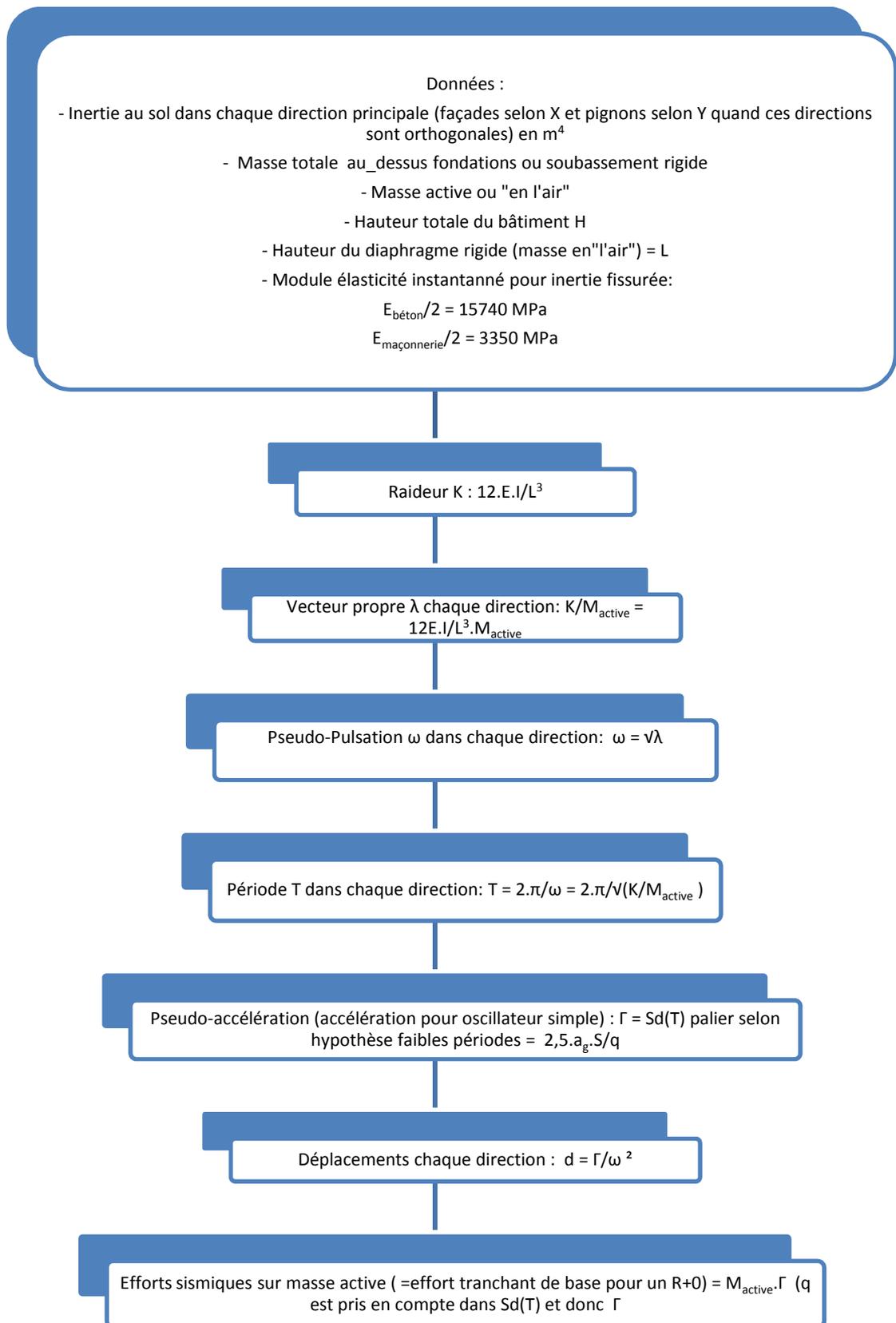


Figure 17 : Logigramme représentant les étapes de calculs d'un oscillateur simple par la méthode modale spectrale

4.2.2 Méthode des forces latérales

L'Eurocode 8-1 permet d'appliquer sous certaines conditions géométriques strictes une méthode évitant des calculs complexes (notamment en cas de bâtiments avec plusieurs étages). Cette méthode dite des forces latérales permet au calculateur de considérer que la quasi-totalité des masses excitées horizontalement le sont sous la période fondamentale (période propre la plus petite) du bâtiment (elle peut être comparée en cela à la méthode simplifiée recommandée par les règles PS92) et lui évite ainsi l'analyse des autres modes de déformation de la structure par la méthode modale du exposée précédemment.

4.2.2.1 *Principe de la méthode :*

La structure est étudiée essentiellement sous l'angle géométrique.

L'organigramme de calculs est le suivant :

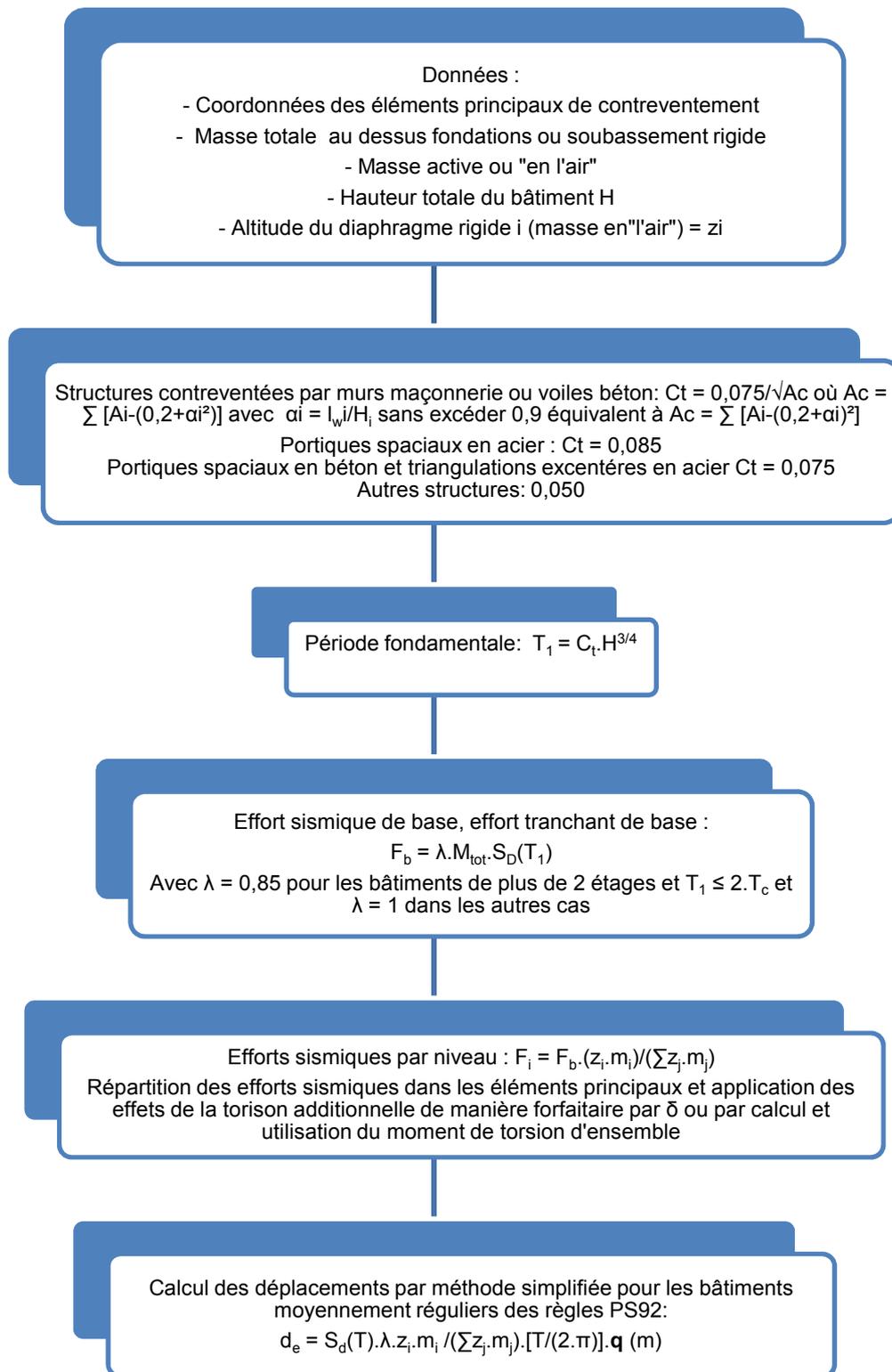


Figure 18 : Logigramme représentant les étapes de calculs la méthode des forces latérales proposée par l'Eurocode 8-1

Cette méthode a été traduite sur tableur par nos soins en y intégrant les paramètres de calculs d'une étude complète de bâtiments contreventés par des

voiles béton ou des murs de maçonnerie. Un exemple de calculs est donné en Annexe n°1.

La prise en compte de la torsion additionnelle est traduite selon 3 critères :

- Le bâtiment est régulier en plan strictement : pondération des efforts déterminés par $\delta = 1 + 0,6 x/L_e$ où :

$x =$ Distance de l'élément au centre de gravité

$L_e =$ Distance entre les deux éléments de contreventement les plus éloignés perpendiculaires à l'effort considéré

- Le bâtiment ne respecte pas tous les critères de régularité en plan mais respecte les critères suivants sauf le point d) du paragraphe 4.3.3.1 (8) de l'Eurocode 8-1 :

a)- Eléments de façade et cloisons bien répartis et relativement rigides (éléments non structuraux)

b) Hauteur totale bâtiment < 10 m

c) Rigidité en plan des planchers suffisamment importante comparée rigidité latérale des éléments verticaux de la structure pour être considérés comme rigides

d) Centre de rigidité et de gravité doivent être sur une ligne relativement verticale dans deux directions opposées $r_x^2 > I_s^2 + e_{ox}^2$, $r_y^2 > I_s^2 + e_{oy}^2$

Alors $\delta = 1 + 1,2 x/L_e$ et e_{ai}^2

- Le bâtiment est irrégulier en plan et la torsion doit être calculée en prenant en compte les efforts rapportés en plus des efforts calculés sans cette torsion.

4.2.2.2 Conditions d'application de la méthode

Le paragraphe 4.3.3.2.1 de l'Eurocode 8-1 expose les critères d'utilisation de la méthode des forces latérales :

- Le bâtiment doit être régulier en élévation (voir les critères précédents et donc tout bâtiment R+0 respecte ce critère)
- La période fondamentale du bâtiment T_1 doit respecter : $T_1 \leq \{4.T_c; 2\text{ s}\}$

Dans la zone étudiée les valeurs pouvant de T_c pouvant être rencontrées en fonction des classes de sol sont tirées de l'Arrêté ministériel du 22/10/2010 à savoir :

Tableau XII : Valeurs limites des périodes des bâtiments pouvant être étudiés avec la méthode des forces latérales

Classe	T_c	Limite = $\text{Min}\{4.T_c; 2\text{s}\}$
A	0,20	0,80
B	0,25	1
C	0,40	1,60
D	0,60	2
E	0,45	2

Les études de différents cas concrets nous montreront si cette méthode est utilisable dans tous les cas rencontrés ou non.

a. Modèles d'analyse

Les modèles d'analyse utilisés dépendent des conditions de symétrie, selon le modèle choisi les modalités de calculs de l'excentricité peuvent être modifiées comme suit :

Tableau XIII : Modes d'utilisation de la méthode des forces latérales selon le paragraphe 4.2.3 de l'EN 1998-1

Symétrie		Méthode d'analyse	Modèle d'analyse		Excentricité et coefficients	
Plan	Elévation					
Oui	Oui	Forces Latérales	1 seul Plan		$\delta = 1 + 0,6 x/L_e$	
Non	Oui	Forces latérales	Spatial	2 Plans	$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$	$\delta = 1 + 1,2 x/L_e$; $e_{ai} = 2.(\pm 0,05 ; L_i)$
Non	Non	Tous cas : Modale	3D si > R+0		M_{ai} : Moment de torsion	

« Modèle un plan » signifie que les efforts selon x sont valables pour direction y orthogonale

« Modèle deux plans » signifie que les efforts dans les deux directions principales (orthogonales) doivent être étudiées et peuvent l'être de manière indépendante.

« Modèle spatial » signifie une combinaison des deux directions par exemple par prise en compte du moment de torsion ou des combinaisons quadratiques ($\sqrt{(E_x^2)+(E_y^2)}$) ou $E_x + 0,3.E_y$

Nous retiendrons que cette méthode est applicable pour les bâtiments réguliers en élévation. Cette information est très utile sachant qu'une majorité des bâtiments traités sous l'angle parasismique dans la zone 2 sont des bâtiments de plain pied de projets publics. Il est toutefois important de s'assurer que le bâtiment présente un diaphragme rigide en tête des porteurs afin de garantir une répartition uniforme des sollicitations sismiques. Si tel n'est pas le cas nous devons alors prévoir un renfort horizontal dans le plan des entrants et un renfort dans le plan des arbalétriers afin de considérer le plan comme rigide.

Comme nous l'avons vu cette méthode est relativement simple en elle-même. Là où les calculs sont peut-être plus simples la longueur de vérification des conditions de symétrie et notamment de torsion additionnelle pose un peu plus question. Il convient d'abord de numéroter tous les voiles, de saisir les coordonnées de leur centre de gravité et de déterminer les coordonnées des centres de gravité et torsion puis de vérifier les critères. Cela n'est pas compliqué en soit mais demande plus de temps qu'auparavant comme la conception elle-même du bâtiment.

4.2.3 Conditions sur les déplacements

Les déplacements doivent respecter les conditions suivantes :

- Déplacement relatifs entre étages :

Les limites sur les déplacements entre étages dépendent des éléments non structuraux liés aux façades (bardages, auvent, etc...) :

- Bâtiments ayant des éléments non structuraux fragiles liés à la structure : $d_r.v \leq 0,005.h$

- Bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles liés à la structure : $d_r.v \leq 0,0075.h$
- Bâtiments ayant des éléments non structuraux non liés à la structure : $d_r.v \leq 0,010.h$

Avec : h = hauteur entre étages

v = coefficient dépendant de la catégorie du bâtiment et donné par l'arrêté du 22/10/2010 (0,4 pour les catégories III et IV)

- Conditions sur les joints sismiques :

Largeur du joint $> \sqrt{(d_a^2 + d_b^2)}$ si les bâtiments a et b appartiennent au même propriétaire

Largeur du joint $> d_a + d_b$ si les bâtiments a et b n'appartiennent pas au même propriétaire

De plus si les bâtiments présentent des planchers de même altitude alors les limites peuvent être pondérées par un coefficient de 0,7.

L'Eurocode 8-1 permet donc de justifier les joints par le calcul des déplacements. A défaut de calculs lors du dépôt du permis de construire nous pourrions retenir 4 cm (spécifications des règles PS92 pour les régions autres que les Antilles). Il est bon de noter que les déplacements des bâtiments contreventés par des murs de maçonnerie ou des voiles de béton sont nettement inférieurs (les systèmes poteaux-poutres demanderont une attention accrue).

4.2.4 Spécificités réglementaires de la zone de faible sismicité

Nous avons énoncé précédemment les principes réglementaires imposés par l'Eurocode 8-1 en ce qui concerne la conception (régularité), la ductilité et les méthodes de calculs. Nous allons maintenant exposer les spécificités concernant la zone 2 relevées dans l'Eurocode 8-1 et son annexe nationale. Nous signalons ici qu'il s'agit des spécificités que nous avons relevées et que par conséquent nous devons appliquer les points non évoqués. Nous notons également pour rappel que les dispositions des règles PS92 correspondent à quelques exceptions

près aux dispositions relevant de la classe DCM de l'Eurocode 8-1. Ces particularités ont été consignées dans le tableau suivant avec en correspondance les dispositions des règles PS92 et de l'Eurocode 8-1 s'il existe une différence entre les règles PS92 et la classe DCM.

Tableau XIV : Comparaisons des dispositions réglementaires des règles PS92, Eurocode 8-1 en zones 3 à 5 et Eurocode 8-1 en zone 2

Disposition PS92	Eurocode 8-1 zones 3 à 5	Eurocode 8-1 zone 2
Liaison bidirectionnelle des massifs isolés (sauf encastrement dans roche)	Non obligatoire sur sol classe A	Non obligatoire sur sols classe A et B
Joints parasismiques à 4 cm minimum et 6 cm pour les Antilles	Selon calcul des déplacements	Selon calcul des déplacements
Applications règles parasismiques maisons individuelles dites PS-MI ou CP-MI	Logements individuels	Bâtiments scolaires respectant critères PS-MI
Vérification liquéfaction des sols	Vérification liquéfaction des sols	Exempté
Classe de ductilité moyenne	DCM	Possibilité DCL avec justification des sollicitations sismiques (maçonnerie DCM)
Dimensions minimales explicites des sections des poteaux et poutres (25 cm)	Section poteaux selon élancement et dimension maximale des poutres selon section poteaux	Selon Eurocode 2 si DCL sinon idem zones 3 à 5
Ferrailage minimum zones critiques : pieds murs, nœuds poteaux-poutres	Ferrailage minimum zones critiques : pieds murs, nœuds poteaux-poutres	Selon Eurocode 2 (espacement cadres diminués près des appuis pour les poteaux) si DCL sinon idem zones 3 à 5
Eléments secondaires : ne participent pas à la résistance du bâtiment aux séismes, proportion selon analyse du concepteur	Eléments secondaires ne doivent pas dépasser 15 % de la rigidité latérale totale des éléments principaux (facteur 0,15 et non 1,15) vérifiés sous déplacement de la structure selon EC2-1-1	Eléments secondaires ne doivent pas dépasser 15 % de la rigidité latérale totale des éléments principaux principaux (facteur 0,15 et non 1,15) Vérification identique zone 3 à 5
Critères de calculs méthode modale : 70% de la masse totale excitée ou fréquence 33Hz Et prise en compte du mode résiduel fictif	Critères de calculs méthode modale : 90% masse totale excitée ou tous les modes supérieurs à 5% de la masse totale excitée ou au minimum $k = 3\sqrt{n}$ modes calculés (n =nombre de niveaux) et $T_k \leq 0,2s$ Recommandé : prendre en compte mode résiduel fictif	Critères de calculs méthode modale : 90% masse totale excitée ou tous les modes supérieurs à 5% de la masse totale excitée ou au minimum $k = 3\sqrt{n}$ modes calculés (n =nombre de niveaux) et $T_k \leq 0,2s$ Recommandé : prendre en compte mode résiduel fictif
Maçonnerie chaînée renforcée par rapport aux DTU existants	Maçonnerie chaînée renforcée par rapport aux DTU existants	Maçonnerie chaînée renforcée par rapport aux DTU existants

Une disposition particulière en zone 2 n'est pas forcément liée au dimensionnement DCL. Concernant l'existant nous nous reporterons à la première partie de cette étude.

La zone 2 présente donc des dispositions constructives « allégées » si les interprétations entre les divers intervenants ne divergent pas.

4.3 Principes de dimensionnement des éléments formant contreventements

Dans cette partie nous allons nous intéresser essentiellement aux Eurocodes « matériaux » c'est-à-dire principalement les Eurocodes 2 (calcul des structures en béton armé) et 6 (structures de maçonnerie). Cette partie est essentielle dans notre travail car elle va nous permettre de déterminer les limites que nous pourrions appeler des périmètres de basculement. Notre but étant de déterminer les conséquences de l'application de la réglementation parasismique et à travers cela l'application de l'Eurocode 8-1 et donc des autres Eurocodes dans les différents types de projets rencontrés. Nous devons pour ce faire étudier les spécifications relatives aux différents éléments faisant partie des structures de contreventement. Ceci nous permettra ensuite de vérifier si les « gammes d'efforts » déterminées sur différents exemples (différents sols, différentes catégories d'importance, différentes configurations de bâtiment) ont une conséquence réelle par rapport aux configurations rencontrées auparavant. Nous allons tout d'abord étudier les spécifications relatives aux voiles en béton non armé car ils représentent en quelque sorte la norme rencontrée lors des projets étudiés (hors sollicitations particulières de flexion composée). Nous pouvons rappeler pour cela la réflexion de base de notre travail qui était la suivante : « Nous utilisons couramment des voiles non armés, est-ce que nous allons devoir les armer après détermination des sollicitations sismiques et si oui dans quelles proportions sachant que l'Eurocode 8-1 nous permet d'ignorer la classe DCM (ex-PS92) en zone 2. Si nous menons d'autres projets, zone 3 par exemple, quelles conséquences aura l'application des dispositions concernant la classe DCM ? ». Ensuite nous étudierons les voiles armés et les compléments apportés par l'Eurocode 8-1, ensuite celles imposées concernant les murs de maçonnerie et enfin les vérifications relatives aux poutres et poteaux (à titre informatif).

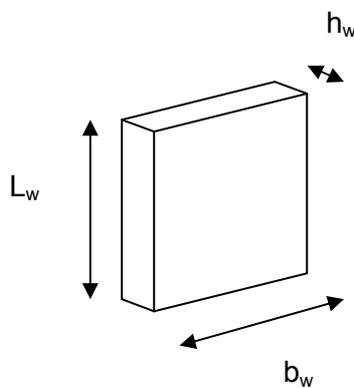
4.3.1 Voiles en béton non armé

a. Dimensionnement

La section 12 de l'Eurocode 2-1-1 permet la désignation d'un voile comme non armé sous trois conditions : l'effort normal résistant de compression N_{Rd12} est supérieur à l'effort sollicitant N_{Ed} , la contrainte de cisaillement τ_{cp} est inférieure à la contrainte limite de cisaillement $f_{c,vd}$ et l'élançement doit être inférieur à 86. Les spécifications concernant les voiles non armés doivent être vérifiées en utilisant les caractéristiques du béton seul.

➤ Elancement :

La longueur de flambement des voiles de béton dépend de la rigidité du voile elle-même caractérisée par un coefficient β défini par l'Annexe Nationale de l'Eurocode 2-1-1 comme suit :



Encastrement en rive	Croquis	Expression	Facteur β	
Sur deux cotés			$\beta = 1,0$ pour tout rapport L_w/b	
Sur trois cotés		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{L_w}{3b}\right)^2}$	b/L_w	β
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
			5,0	1,00
Sur quatre cotés		<p>Si $b \geq L_w$</p> $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{L_w}{b}\right)^2}$ <p>Si $b < L_w$</p> $\beta = \frac{b}{2L_w}$	b/L_w	β
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

(A) — Dalle de plancher
 (B) — Bord libre
 (C) — Voile transversal

Figure 19 : Coefficients beta prenant en compte les conditions de rigidité des voiles béton

Avec $l_0 = \beta \cdot l_w$

L'élançement mécanique est quant à lui donné par l'expression : $\lambda = \frac{L_0 \cdot \sqrt{12}}{h_w}$

Un mur non armé pourra être envisagé si l'élanement mécanique λ est inférieur à 86.

➤ Résistance effective à la compression :

$$\eta \cdot f_{cd} = \eta \cdot \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Si $f_{ck} \leq 50$ MPa : $\eta = 1$;

Si $50 < f_{ck} \leq 90$ $\eta = -(f_{ck}-50)/200$;

$\alpha_{cc,pl} = 0,8$ pour les cas courants et 1 pour les cas où effets 2nd ordre sont pris en compte (selon élanement)

➤ Résistance effective à la traction :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct,pl} \cdot \frac{f_{ctk 0,05}}{\gamma_c}$$

$\alpha_{ct,pl} = 0,8$ (AN)

D'où :

Tableau XV : Caractéristiques mécaniques à prendre en compte pour des voiles non armés si les effets du 2nd ordre ne sont pas pris en compte

f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	f_{ctd} (MPa)
25	13,33	0,96
30	16,00	1,08
35	18,67	1,20
40	21,33	1,31

Tableau XVI : Caractéristiques mécaniques à prendre en compte pour des voiles non armés si les effets du 2nd ordre sont pris en compte

f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	f_{ctd} (MPa)
25	16,67	0,96
30	20,00	1,08
35	23,33	1,20
40	26,67	1,31

➤ Vérification de l'effort résistant à la compression N_{Rd12} :

La méthode générale de détermination de l'effort normal résistant est donnée par l'expression suivante :

$$N_{Rd12} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_w \cdot (1 - 2 \cdot e/h_w)$$

La méthode simplifiée pour les voiles non armés est la suivante :

$$N_{Rd,12} = b \cdot h_w \cdot f_{cd} \cdot \Phi \text{ avec } \Phi = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w}\right) - 0,02 \cdot \frac{L_0}{h_w} \leq \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w}\right)$$

Cette méthode est applicable si $\lambda \leq 40$ et si $e_{tot} \leq 0,15 \cdot h_w$.

Avec $e_{tot} = e_0 + e_i$: e_0 = excentricité 1^{er} ordre avec effets de plancher

e_i = excentricité additionnelle (imperfections géométriques) =
 $\text{Max} \left\{ \frac{L_0}{400}; 2 \text{ cm} \right\}$ (Dans notre cas le maximum retenu sera le plus souvent 2 cm donc pour des murs de hauteur < 8m).

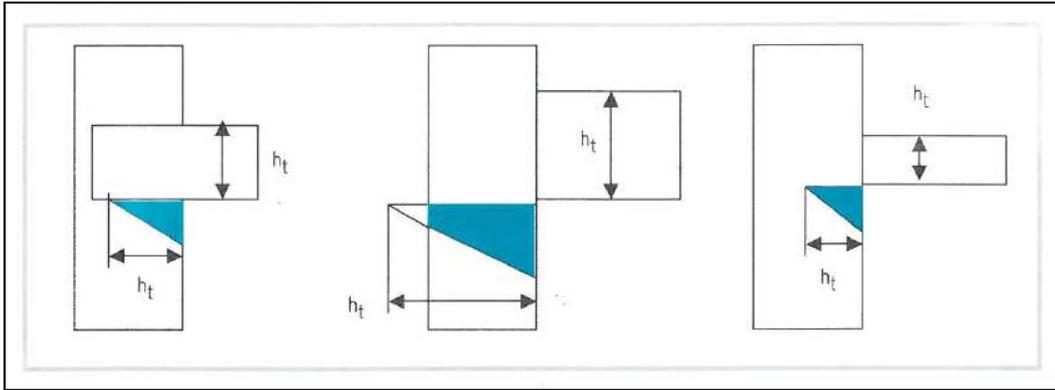
$L_0 = \beta \cdot L_w$ (par sécurité et facilité nous retiendrons $\beta=1$)

Prendre $\Phi = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w}\right) - 0,026 \cdot \frac{L_0}{h_w} \leq \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w}\right)$ pour
élançements ≤ 90 et excentricités $\leq 0,20 \cdot h_w$

Nous voyons ici que la principale interrogation concerne l'excentricité due à la profondeur d'appui de l'éventuel plancher sur le voile.

Nous retiendrons comme excentricité minimale les principes données dans les recommandations professionnelles (26) et schémas suivants pour les murs de rive :

Tableau XVII : Prise en compte des appuis de linteaux, poutres ou dalles sur murs de rive selon les Recommandations professionnelles (26)



L'excentricité de base sera donc $e = h_w/2 - h_t/3$.

Il est bon de noter que le COPREC a émis un avis défavorable en 2008 sur l'utilisation des prédalles suspendues en zones sismiques, ceci risque de provoquer des modifications dans les méthodes constructives des entreprises.

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{Si } \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{cc}} \text{ et } \tau_{cp} = \frac{k \cdot V_{Ed}}{A_{cc}}$$

Il faut vérifier que $\tau_{cp} \leq f_{cvt}$

Avec :

$$\text{Si } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})} \text{ alors } f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd}^2 + (\sigma_{cp} \cdot f_{ctd})}$$

$$\text{Si } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})} \text{ alors}$$

$$f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd}^2 + (\sigma_{cp} \cdot f_{ctd}) - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2} \right)^2}$$

A_{cc} = Aire de la section comprimée = $b(h_w - 2e)$ si e est l'excentricité de N_{Ed} selon Mr PAILLE dans son ouvrage (27).

Nous pouvons maintenant tenter de déterminer selon les données du projet des ratios permettant de vérifier rapidement si nous pouvons considérer que le mur pourra ne pas être armé ou non.

b. Concernant l'effort de compression :

Afin de juger rapidement si un mur respecte les conditions évoquées plus haut concernant la résistance à l'effort normal, nous avons créé un diagramme. Le but de ce tableau est qu'il nous permette avec l'adjonction du tableau relatif aux efforts tranchants de déterminer rapidement selon des critères géométriques si les efforts déterminés permettent l'utilisation ou non de voiles armés. Ces tableaux ont été établis selon la méthode simplifiée de prise en compte des effets du second ordre pour voiles non armés, dans le cas sécuritaire d'une excentricité d'un appui de prédalle (par exemple) de $e_0 = 4$ cm et $e_i = 2$ cm (il est très rare de rencontrer un cas pour lequel $L_0 = 8$ m d'où cette valeur de 2 cm) et en prenant en considération un voile non raidi et donc un coefficient β égal à 1). Cette excentricité est très importante et défavorable. Selon les recommandations professionnelles vues plus haut l'excentricité pourrait être égale à $h_w/2 - h_i/3$.

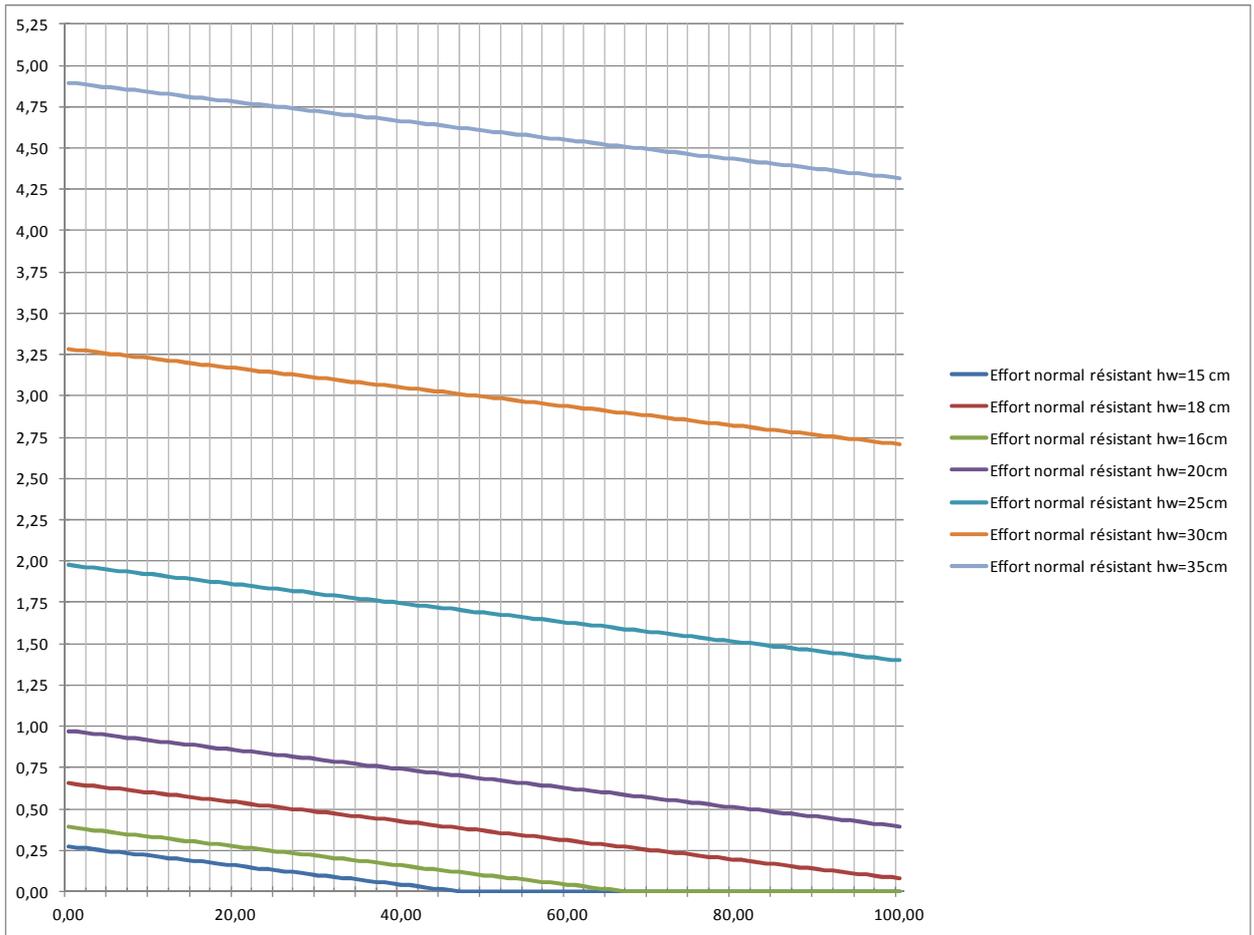


Figure 20 : Efforts résistants normaux pour un voile non armé avec un excentrement total de 6 cm en fonction de l'élancement, une résistance caractéristique à la compression de 25 MPa et pour différentes épaisseurs h_w .

D'autre part il est aisé également d'isoler un « champ » d'élancements auxquels nous serons le plus souvent confrontés. Les élancements les plus fréquents concernent des voiles d'épaisseur 16, 18, 20 et 25 cm pour des hauteurs variant de 2 m à 4 m soit en retenant comme formule de l'élancement mécanique

$$\lambda = \frac{L_0 \cdot \sqrt{12}}{h_w}$$

Epaisseurs h _w courantes (m)	Hauteurs L _w courantes(m)	$\lambda =$ $(L_w \cdot \beta \cdot \sqrt{12}) /$ h _w
0,16	2	43,30
	2,5	54,13
	3	64,95
	3,5	75,78
	4	86,60
	4,5	97,43
0,18	2	38,49
	2,5	48,11
	3	57,74
	3,5	67,36
	4	76,98
	4,5	86,60
0,2	2	34,64
	2,5	43,30
	3	51,96
	3,5	60,62
	4	69,28
	4,5	77,94

Figure 21 : Valeurs d'élanement mécanique les plus courantes

Nous constatons qu'hormis pour l'épaisseur 0,16 m avec des hauteurs de 4 et 4,5 m et pour l'épaisseur 0,18 à la hauteur de 4,5 m les valeurs des élanements rencontrées couramment sont inférieures à la limite de 86. Nous retiendrons d'ailleurs comme hauteur L_w maximales :

h _w (épaisseur)	L _w Hauteur max
0,15	3,72
0,16	3,97
0,18	4,46
0,20	4,96
0,25	6,20
0,30	7,44
0,35	8,68

Figure 22 : Hauteurs maximales de voiles non armé afin de respecter l'élanement maximal de $\lambda = 86$

Au plus l'élément sera comprimé au plus il résistera au cisaillement (dans les limites imposées par N_{Rd12})

Ainsi en nous reportant aux valeurs de N_{Rd,12} de la figure 9 nous pouvons constater que les valeurs « limites » à respecter pour les hauteurs ci-dessus sont :

h_w	L_{wmax}	$N_{Rd,12}$
0,16	3,97	0
0,18	4,46	0,16
0,2	4,96	0,48

Figure 23 : Efforts normaux résistants (MN) correspondant aux hauteurs max pour élancement de 86

Si pour les épaisseurs de 18 cm et 20 cm 16 T et 48 T restent des valeurs relativement courantes, le voile de 0,16 m d'épaisseur ne pourra remplir les conditions de compression lorsque son élancement atteindra 86. Il conviendra donc de surveiller particulièrement ce type de voile présentant un effort de résistance relativement satisfaisant de $N_{Rd,12} = 7$ T pour 2,5 m de haut. Cette méthodologie nous conduira donc à étudier dans le détail ce voile.

c. Concernant l'effort tranchant :

Le graphique suivant a été établi avec les valeurs les plus défavorables à savoir avec le moins d'efforts normaux possibles et des longueurs de voiles minima ($4.h_w$)

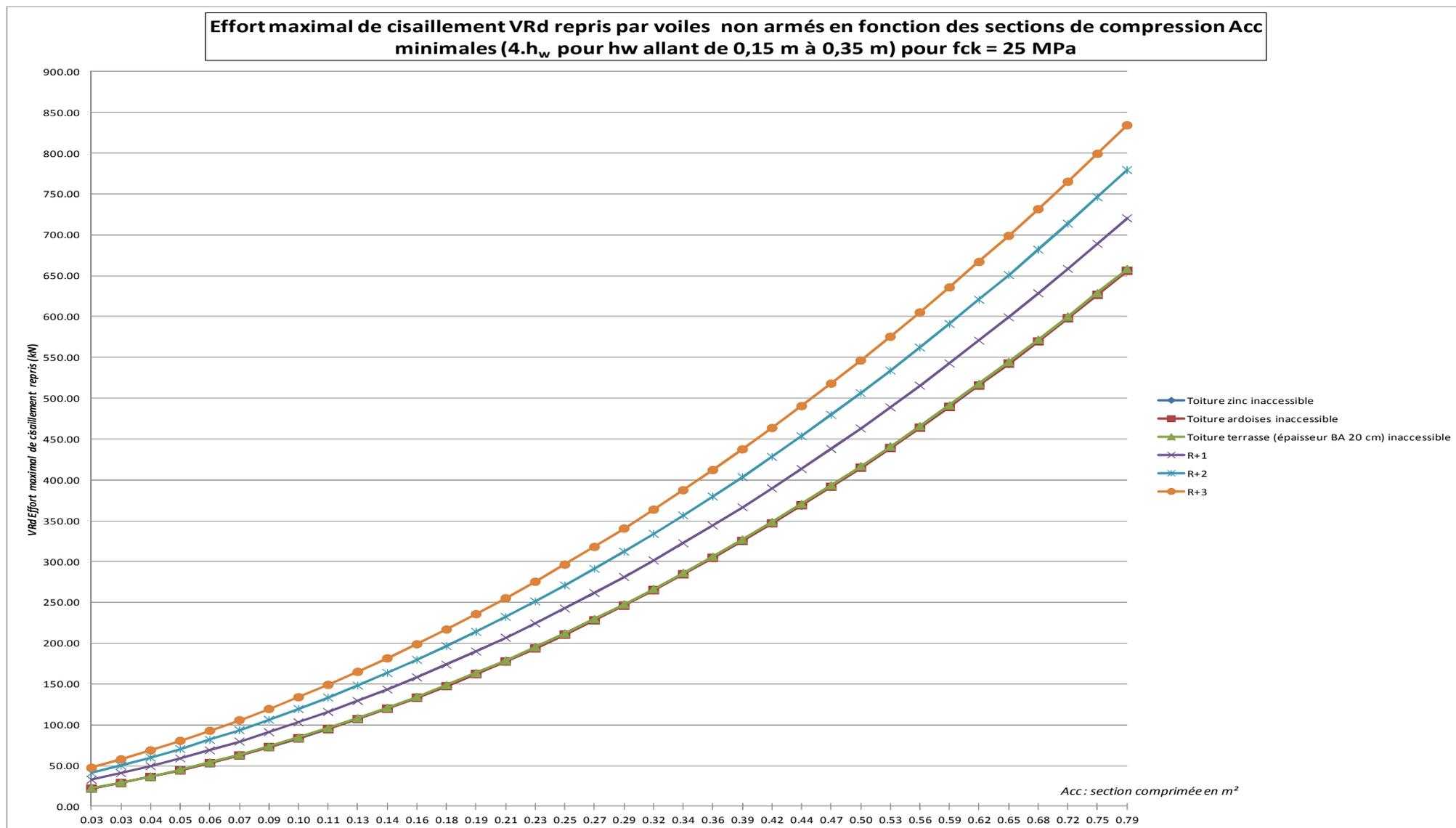


Figure 24 : Représentation des efforts résistants de cisaillement dans le cas de voiles non armés pour $f_{ck}=25$ MPa et différents cas de charges en fonction de la surface comprimée de voile

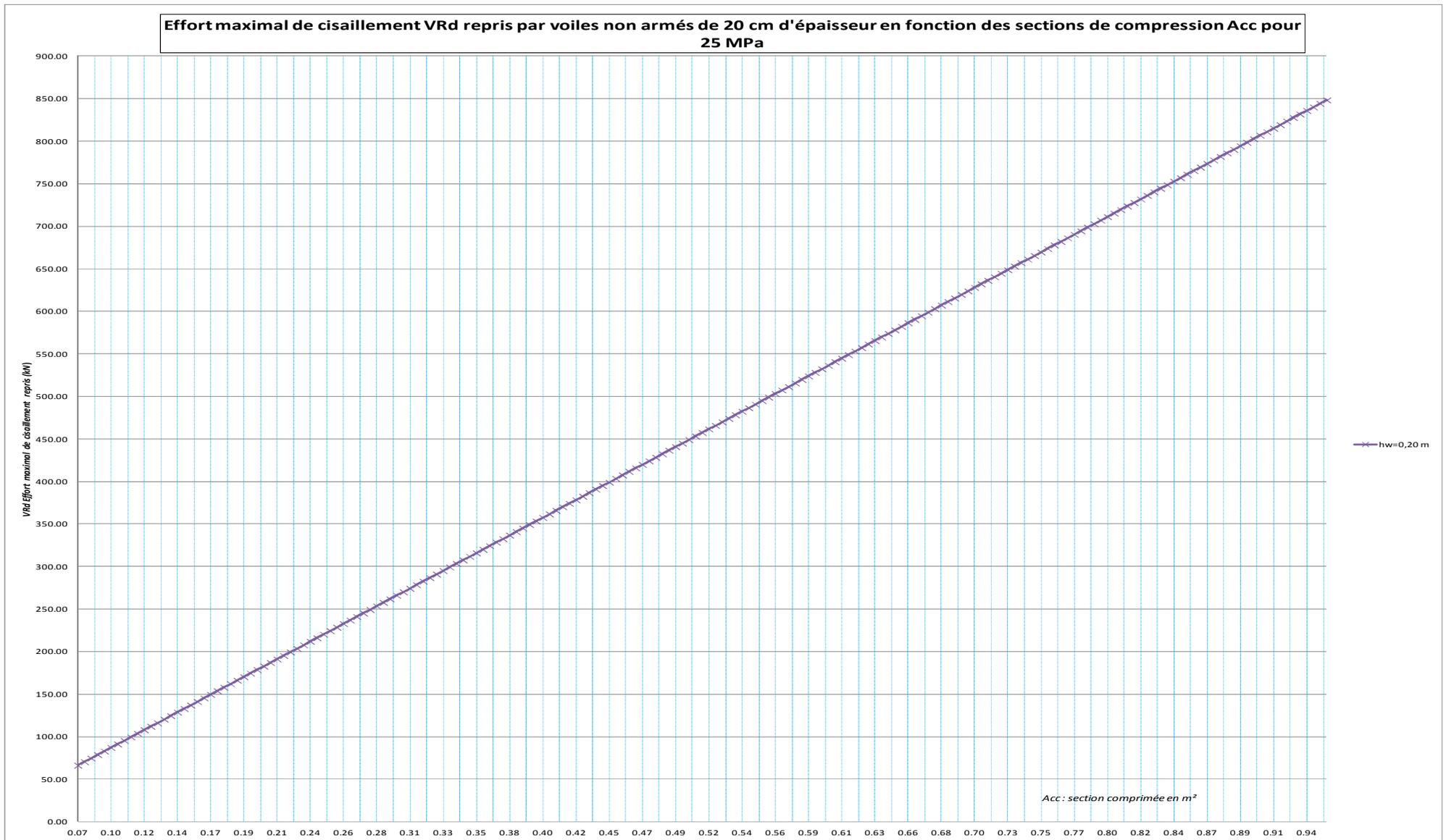


Figure 25 : Valeurs de V_{Rd} (résistance au cisaillement en kN) d'un voile de béton de 20 cm d'épaisseur et $f_{ck} = 25$ MPa en fonction de l'aire de la section comprimée (donc de b et e)

La figure ci-dessus et les tableaux-abaques qui nous ont permis de tracer ce graphique nous aideront à déterminer rapidement les efforts tranchants qu'il ne faut pas dépasser pour rester dans le domaine des voiles non armés.

Nous comparerons pour chaque section de béton comprimée $A_{cc} = b \cdot (h_w - 2e)$ l'effort tranchant de résistance minimal pour un effort normal donné.

4.3.2 Voiles armés :

Si les efforts horizontaux déterminés dans le plan du voile combinés aux efforts normaux ne respectent pas les critères sur la contrainte de cisaillement et sur l'effort normal résistant $N_{Rd,12}$ alors le voile devra être armé selon l'Eurocode 2-1-1.

a. Dimensionnement

Les voiles armés devront être vérifiés à la flexion composée (comme les poutres) et au flambement (comme les poteaux).

➤ Caractéristiques des matériaux pour un voile armé :

Nous avons vu dans le paragraphe précédent que si nous considérons le voile comme non armé les caractéristiques du béton aussi bien compression ou en traction devaient être pondérées par les coefficients η et $\alpha_{cc,pl}$. Dans le cas de voiles armés nous devons prendre en compte les caractéristiques suivantes :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ pour la contrainte de calcul du béton à la compression}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ pour la contrainte de calcul du béton à la traction}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \text{ pour la contrainte de calcul de l'acier à la traction (ELU } \gamma_s = 1,15 \text{ et ELUA } \gamma_s = 1 \text{ ; ELU } \gamma_c = 1,5 \text{ et } \gamma_c = 1,15 \text{ ELUA)}$$

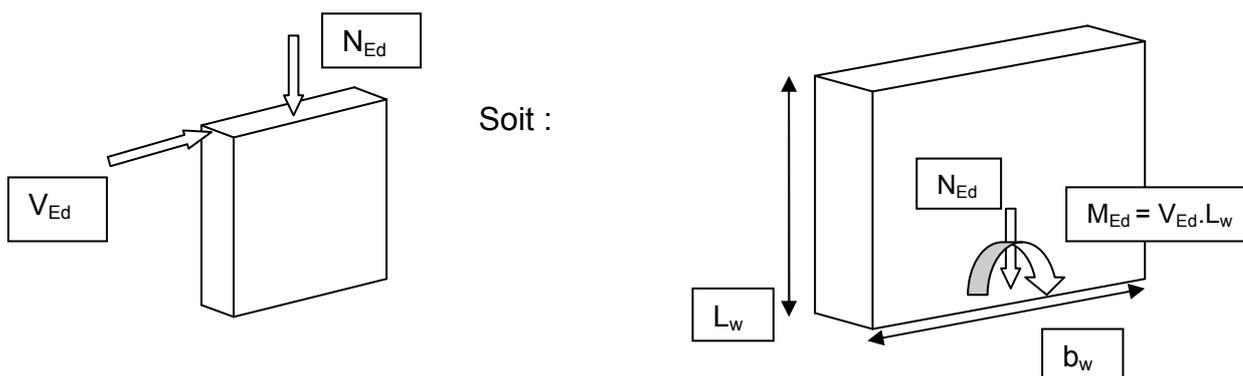
➤ Elancement :

$$\lambda = \frac{L_0 \cdot \sqrt{12}}{h_w}$$

➤ Vérification à la flexion composée :

Les vérifications seront à mener conformément au chapitre 6.4 de l'Eurocode 0 dans les situations à l'état Limite Ultime (ELU fondamental pour situations de projet durable ou transitoire) et l'ELU Accidentel (projets sismiques).

Les efforts nous concernant sont les suivants :



- *Excentricité du 1^{er} ordre* : $e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$ avec M_{Ed} : Moment engendré par l'effort de cisaillement (sismique) dans le plan du mur
- *Excentricité additionnelle* : $e_1 = \text{Max.} \left\{ \frac{L_0}{400} ; 2 \text{ cm} \right\}$
- *Effets du 2nd ordre* : Si $\lambda = \frac{L_w \cdot \beta \cdot \sqrt{12}}{h_w} \leq \lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{\eta}}$ alors on peut négliger les effets du 2nd ordre :

Avec : A=0,70

B=1,10

C=0,70

$$\eta = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{N_{Ed}}{h_w \cdot L_w \cdot f_{cd}} = \text{Effort normal relatif}$$

- *Moment équivalent M_{ua} ramené au centre de gravité des armatures :*

$$M_{ua} = (e_0 + e_1) \cdot N_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(d - \frac{b_w}{2} \right)$$

d étant la hauteur utile de la section étudiée soit forfaitairement pour l'étude d'un voile : $d=0,9.b_w$ (hauteur utile de la section du voile dans sa longueur).

- *Etat de compression de la section:*

$$\mu_{BC} = 0,8 \cdot \frac{b_w}{0,9 \cdot b_w} \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{b_w}{0,9 \cdot b_w}\right)$$

$$\mu_{CU} = \frac{M_{ua}}{h_w \cdot (0,9 \cdot h_w)^2 \cdot f_{cd}}$$

Si $\mu_{BC} > \mu_{CU}$ alors la section est partiellement comprimée.

- *Calcul des armatures en flexion composée (sans prise en compte des effets du 2nd ordre) :*

Aciers flexion composée (A_{fc})= Aciers flexion simple (A) – armatures résistantes à la compression ($A_N = N/f_{yd}$)

- Calcul de A (flexion simple) :

$$\alpha_u = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{CU}}\right)$$

Bras de levier : $z_c = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_u)$

Section d'armatures A : $A = \frac{M_{ua}}{z_c \cdot f_{yd}}$

- Calcul de A_{fc} :

$$A_{fc} = A - A_N$$

La section ainsi obtenue doit être rejetée dans son intégralité à chaque about de rive du voile (symétrie du ferrailage prévenant la possible bidirectionnalité des efforts sismiques) nous aurons donc au final $2 \cdot A_{fc}$ pour un projet sismique.

- *Calcul des armatures en flexion composée (avec prise en compte des effets du 2nd ordre) :*

L'Eurocode 2-1-1 propose 3 méthodes dont deux d'entre elles sont dites « simplifiées » : la méthode de la rigidité nominale (applicable sur les éléments isolés et les structures §8.7) et la méthode de la courbure nominale (plutôt

recommandée pour les éléments isolés mais peut être également valable pour les structures selon le §8.8). Pour les éléments isolés nous allons retenir la méthode de la courbure nominale qui est plus économique.

- Détermination de la courbure $1/r$:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}$$

Expression dans laquelle : $\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{(0,45 \cdot d)} = \frac{f_{yd}/E_s}{(0,45 \cdot d)} = \frac{0,0062}{h_w}$ avec $\gamma_s=1$ en projet accidentel

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \text{ avec } n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{A_{fc} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n_{bal} = 0,4$$

$$K_r = \frac{1 + \frac{A_{fc} \cdot f_{yd} - N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}}{1 + \frac{A_{fc} \cdot f_{yd} - 0,4}{A_c \cdot f_{cd}}} \leq 1 \text{ ? sinon } K_r=1$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1 \text{ avec } \beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}$$

Avec $\varphi_{ef} = 2$ (d'après EC2 prendre même valeur que pour poteaux)

Donc après compilation des termes composant le calcul de la courbure nominale :

$$\frac{1}{r} = \frac{1 + \frac{A_{fc} \cdot f_{yd} - N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}}{0,6 + \frac{A_{fc} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}} \cdot \left(1 + 2 \cdot \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right)\right) \cdot \frac{0,0062}{h_w}$$

- Calcul du moment avec prise en compte effets du 2nd ordre :

$$M_{Ed} = M_{0,Ed} + M_2$$

Expression dans laquelle : $M_{0.Ed}$ = Moment du 1^{er} ordre avec prise en compte des imperfections géométriques

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{L_0^2}{c} = \text{excentricité du 2nd ordre}$$

Et donc au final

$$M_{Ed} = M_{0.Ed} + N_{Ed} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{L_0^2}{c} = M_{0.Ed} + N_{Ed} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{L_0^2}{10}$$

Si section constante $c \approx \pi^2 \approx 10$

A partir de ce moment incluant les effets du 2nd ordre nous pouvons réitérer le calcul des armatures de flexion composée et vérifier la courbure nominale $\frac{1}{r}$ définie plus haut.

➤ Vérification de la résistance à l'effort tranchant :

L'Eurocode 2-1-1 différencie deux cas de calculs de l'effort tranchant résistant ; le premier concerne le cas où le calcul précédent ne préconise pas d'armatures de flexion et dans ce cas les vérifications à mener reviennent à celles effectuées pour les voiles non armés ($\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{cc}}$ et $\tau_{cp} = \frac{k \cdot V_{Ed}}{A_{cc}}$) avec des valeurs de contraintes matériaux différentes que pour les voiles non armés dans lesquelles on supprimera les termes en α_{cc} qui étaient minorateurs ($\eta \cdot f_{cd} = \eta \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ et $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}$).

Si toutefois le calcul précédent montre que des armatures de flexion sont nécessaires alors nous devons effectuer un calcul de l'effort tranchant résistant basé sur la prise en compte de l'inclinaison des bielles de compression.

Les calculs suivants sont basés sur l'assimilation du voile à une poutre verticale. Une autre méthode (décrite dans le paragraphe 6.5 de l'Eurocode 2-1-1) appelée « méthode des « bielles-tirants » représente le fonctionnement du voile comme une structure composée de barres et nœuds dans lesquels s'exercent des sollicitations de compression ou traction (structure en treillis) comme l'illustre la figure suivante.

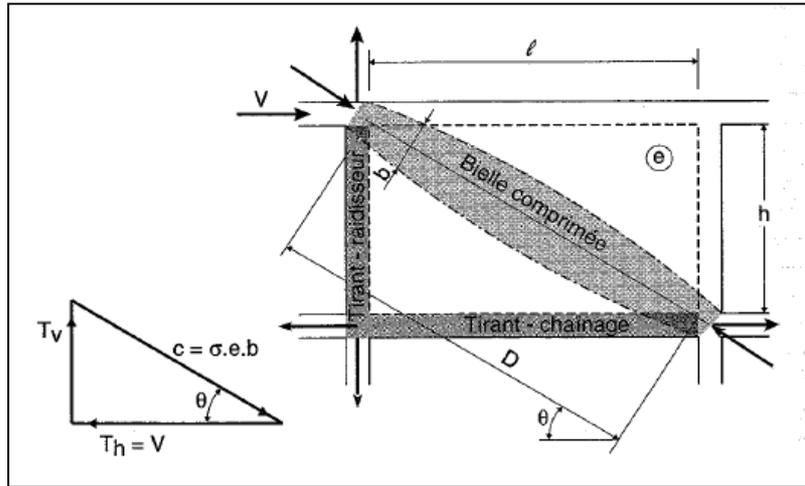


Figure 26 : Illustration du fonctionnement en bielle-tirant d'un voile soumis à un effort latéral dans son plan (28)

En outre notre travail visant particulièrement les bâtiments soumis à la réglementation sismique, si des voiles doivent être armés, ils devront l'être en tenant compte non seulement de l'Eurocode 2-1-1 mais également de l'Eurocode 8-1 (si nous nous trouvons par exemple en zone 3 où l'utilisation de la classe DCL est interdite ou du moins « non recommandée »). Pour la vérification à l'effort tranchant des voiles armés il y a donc deux cas à différencier dans le cas d'une étude sismique : nous dimensionnons le bâtiment en classe de ductilité limitée selon les dispositions de l'Eurocode 2-1-1 des voiles armés seul en zone 2 (faible sismicité) ou si nous sommes en zone 3 ou supérieure nous devons vérifier en outre les conditions imposées par l'Eurocode 8-1 sur les voiles ductiles et/ou les voiles de grandes dimensions peu armés selon les critères spécifiés de ces deux cas. La différence de deux dimensionnements entre les deux codes réside principalement dans l'effort tranchant sollicitant à prendre en compte :

-EC2-1-1 seul (DCL) : $V_{Ed} = V$

-EC8-1+ EC2-1-1 (DCM voiles ductiles ou de grandes dimensions) :

Grandes dimensions peu armés (§5.4.2.5 EC8-1) : $V_{Ed} = V \cdot \left(\frac{1+q}{2}\right)$

Voiles ductiles (§5.4.2.4 EC8-1) : $V_{Ed} = 1,5 \cdot V$

Ces deux types de voiles ont un fonctionnement sous séisme différent. Les voiles ductiles présentent un fonctionnement en capacité avec la localisation de « pièges » (rotules plastiques très frettées permettant d'éviter la rupture en base

ou en tête du voile, le but étant d'éviter la rupture fragile par cisaillement en surdimensionnant ces zones délicates en cela ils se rapprochent du fonctionnement des poteaux primaires « poteaux forts-poutres faibles »). Les voiles de grandes dimensions peu armés sont issus d'une réflexion sur les systèmes essentiellement contreventés par des voiles (souvent le cas en France). La dissipation d'énergie s'effectue dans leur cas par déplacement. On permet aux voiles de se soulever et c'est ce soulèvement qui permet la dissipation de l'énergie emmagasinée.

- Calcul de V_{Rd} (§6.2.2 EC2-1-1):

$$V_{Rd,c} = \text{Max}\{C_{Rd,c} \cdot k \cdot h_w \cdot d \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}; (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot h_w \cdot d\}$$

Expression dans laquelle :

$\rho_L = \frac{A_{sL}}{h_w \cdot d} \leq 0,02$ avec A_{sL} section d'armatures longitudinales qui doit dépasser le point de calcul sur une distance au minimum égale à d .

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd}$ contrainte normale appliquée au

centre de gravité de la section A_c

$$k_1 = 0,15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ et } d \text{ en mm}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$v_{min} = \frac{0,35}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ (formule valable pour les voiles)}$$

Si $V_{Ed} > V_{Rd}$ alors des armatures d'effort tranchant doivent être mises en place et le calcul de V_{Rd} devra alors prendre en compte le ratio $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed} \cdot \tan \theta}{z \cdot f_{ywd}}$ pour des armatures droites ($\alpha=90^\circ$) et une inclinaison des bielles θ vérifiant $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ sous flexion simple ou composée avec compression et $\sqrt{1 + \frac{\sigma_{ct}}{f_{ctm}}} \leq \cot \theta \leq$

2,5. $\sqrt{1 + \frac{\sigma_{ct}}{f_{ctm}}}$ où σ_{ct} est la contrainte de traction au centre de gravité. Dans le cas contraire les dispositions minimales de ferrailage devront être prévues.

- *Calcul des armatures d'effort tranchant si $V_{Ed} > V_{Rd,c}$:*

Si l'on considère le voile comme une poutre verticale :
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed} \cdot \tan \theta}{z_u \cdot f_{yd}}$$

Avec $z_u = 0,9 \cdot d$ et $d = 0,9 \cdot b_w$ (longueur du voile).

On obtient alors les armatures horizontales du voile à diviser par deux puis à répartir sur chaque face.

Dans la méthode dite des « bielles-tirants » ce sont les armatures des tirants chaînages incluses dans le plancher et ancrées au-delà des nœuds qui tiennent lieu d'armatures d'effort tranchant.

- *Etat de compression des bielles :*

Afin d'éviter l'écrasement des bielles constituées dans le voile sous l'effort latérale en son plan, il convient de vérifier que l'effort résistant à l'effort tranchant maximum dans les bielles est inférieur à l'effort sollicitant soit :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot z_u \cdot b_w}{\cot \theta + \tan \theta}$$

Avec : σ_{cp} est la contrainte moyenne de compression dans le béton (effet de l'effort normal).

$$\alpha_{cw} = \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \quad \text{si } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{si } 0,25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 \cdot f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \quad \text{si } 0,5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd}$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

- *Efforts latéraux en pied de voile :*

Le paragraphe 6.2.1 (9) de l'Eurocode 2-1-1 indique que les efforts appliqués au voile à la base de ce dernier doivent être remontés à l'aide d'aciers verticaux à la partie supérieure. Pour ce faire il convient de vérifier s'il est nécessaire ou non en pied de mettre en place des armatures d'effort tranchant par $V_{Ed \text{ bas voile}} \leq V_{Rd} = 0,30 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot h_w \cdot d \cdot f_{cd}$

- *Vérification des surfaces de reprise de bétonnage :*

Les surfaces d'arrêt de coulage doit vérifier la relation suivante :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,i} = c \cdot f_{ctd} \cdot \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Avec : $c=0,45$ et $\mu = 0,70$ (surface apprêtée pour reprise de coulage), σ_n contrainte de compression $\leq 0,6 \cdot f_{cd}$, $\alpha = 90^\circ$ inclinaison des armatures, ρ section des armatures de reprise divisée par section de reprise.

4.3.3 Murs de maçonnerie

Nous nous intéresserons ici à la maçonnerie chaînée, celle-ci étant la plus largement répandue et plus particulièrement les blocs de béton agglomérés (les briques et autres systèmes sous avis techniques seront étudiés avec les mêmes méthodes et avec les paramètres conformes aux avis techniques). Les vérifications concernant la maçonnerie chaînée concernent 4 points spécifiques à savoir la résistance à la compression, la résistance au cisaillement, la vérification des chaînages verticaux et horizontaux. Il est intéressant de constater que ces vérifications sont relativement peu explicitées dans la littérature. Pour le présent travail nous nous sommes basés essentiellement sur les ouvrages de MM.HUREZ, JURASZEK et PELCE (29), Mr JURASZEK pour le CERIB (21) et MM.CHENAF, LEBLOND et RUAUX pour le CSTB (22).

Pour les vérifications de la maçonnerie la problématique n'est pas tout à fait la même que pour le béton armé. En effet pour le béton en zone 2 nous avons pu voir que nous avons le choix entre plusieurs classes de ductilité (et notamment la classe de faible ductilité) alors que pour la maçonnerie la section 9 de l'Eurocode 8-1 permet pour la maçonnerie dite « chaînée » un coefficient de comportement unique de 2,5 (nous retiendrons $q = 2$) et des dispositions constructives très

claires. Notre intérêt est donc de déterminer les seuils de sollicitations sismiques à partir desquels une vérification précise devra être menée. Il s'agit donc « d'inverser » les formules exposées dans les ouvrages cités plus haut afin de sortir des graphiques permettant de nous donner les limites de sollicitations ou des ratios donnant des ordres de grandeur de sollicitations à ne pas dépasser.

4.3.3.1 *Résistance de la maçonnerie au cisaillement*

a. Dimensionnement au cisaillement

La résistance de la maçonnerie au cisaillement est fonction de plusieurs critères :

- Résistance à la compression moyenne des blocs en MPa $f_b = X \cdot \beta \cdot \delta \cdot R_c = 1 \cdot 1,18 \cdot 1,15 \cdot 4 = 5,43$ MPa (pour une maçonnerie de résistance à la compression de 4 MPa)
- Résistance initiale au cisaillement $f_{vk0} = 0,2$ MPa
- Coefficient de sécurité de la maçonnerie sous sollicitations sismiques $\gamma_{MS} = 1,5$ pour un mortier moyen de recette (IL2)
- Epaisseur t du mur (20 cm minimum pour des blocs creux courants de groupe 3)
- Longueur L du mur
- Effort normal N appliqué au mur

Effort résistant au cisaillement de la maçonnerie :

$$V_{Rd} = \text{Min} \{0,065 \cdot f_b \cdot t \cdot L ; f_{vk0} \cdot L \cdot t + 0,4 \cdot N\} / \gamma_{MS}$$

b. Concernant le cisaillement

Nous obtenons alors sous forme de graphique les résultats suivants (avec ce même principe de si N est petit alors V_{Rd} est plus faible) pour les cas courants de R+0 avec toiture zinc, R+0 avec toiture ardoises, R+0 avec plancher terrasse, R+1 (ardoises), R+2 (ardoises) et R+3 (ardoises) :

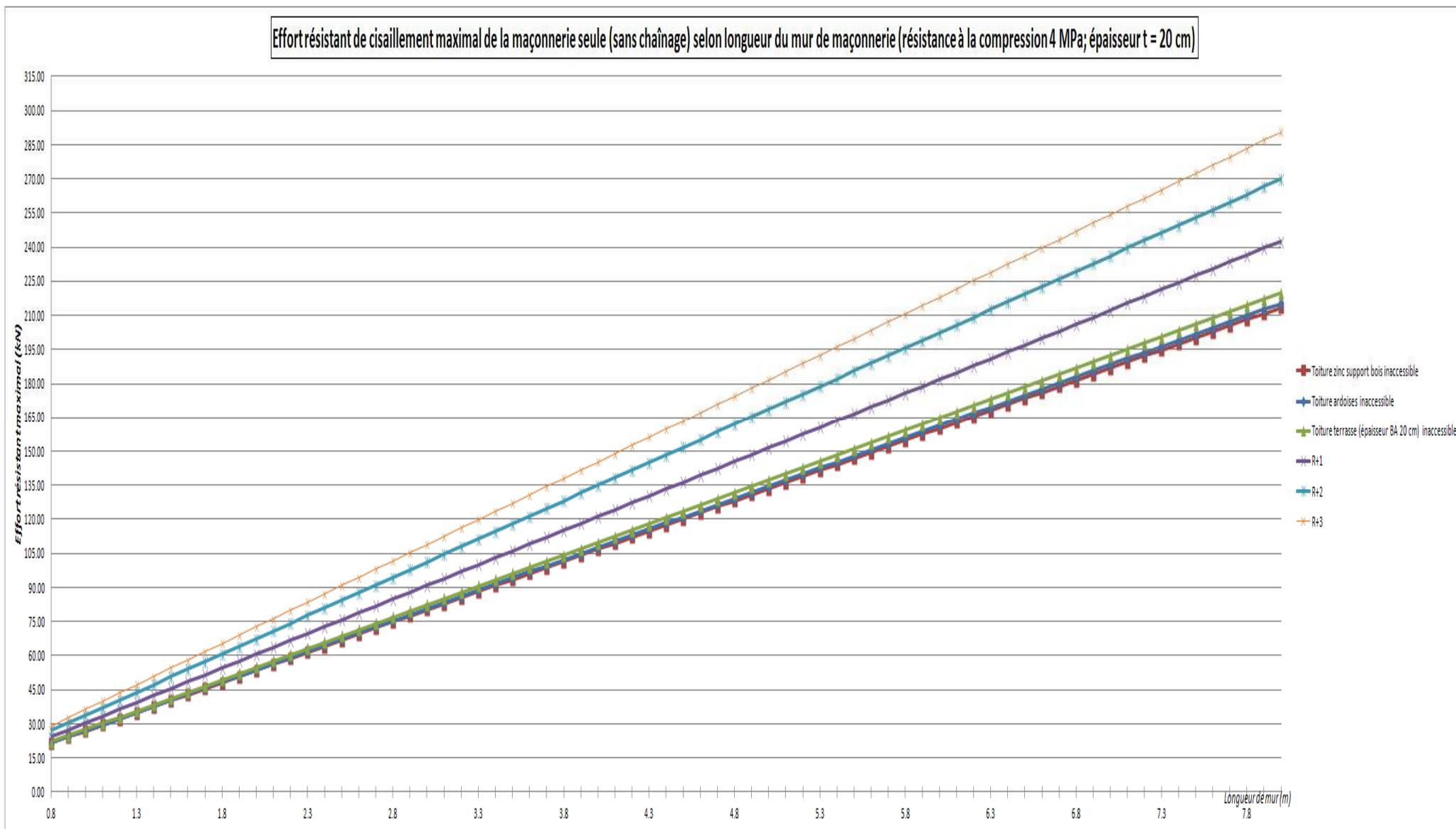


Figure 27 : Représentation graphique de l'effort maximal résistant de cisaillement d'un mur de maçonnerie non chaîné en fonction de la longueur L du mur (épaisseur mur de 20 cm d'épaisseur et résistance de 4 MPa à la compression)

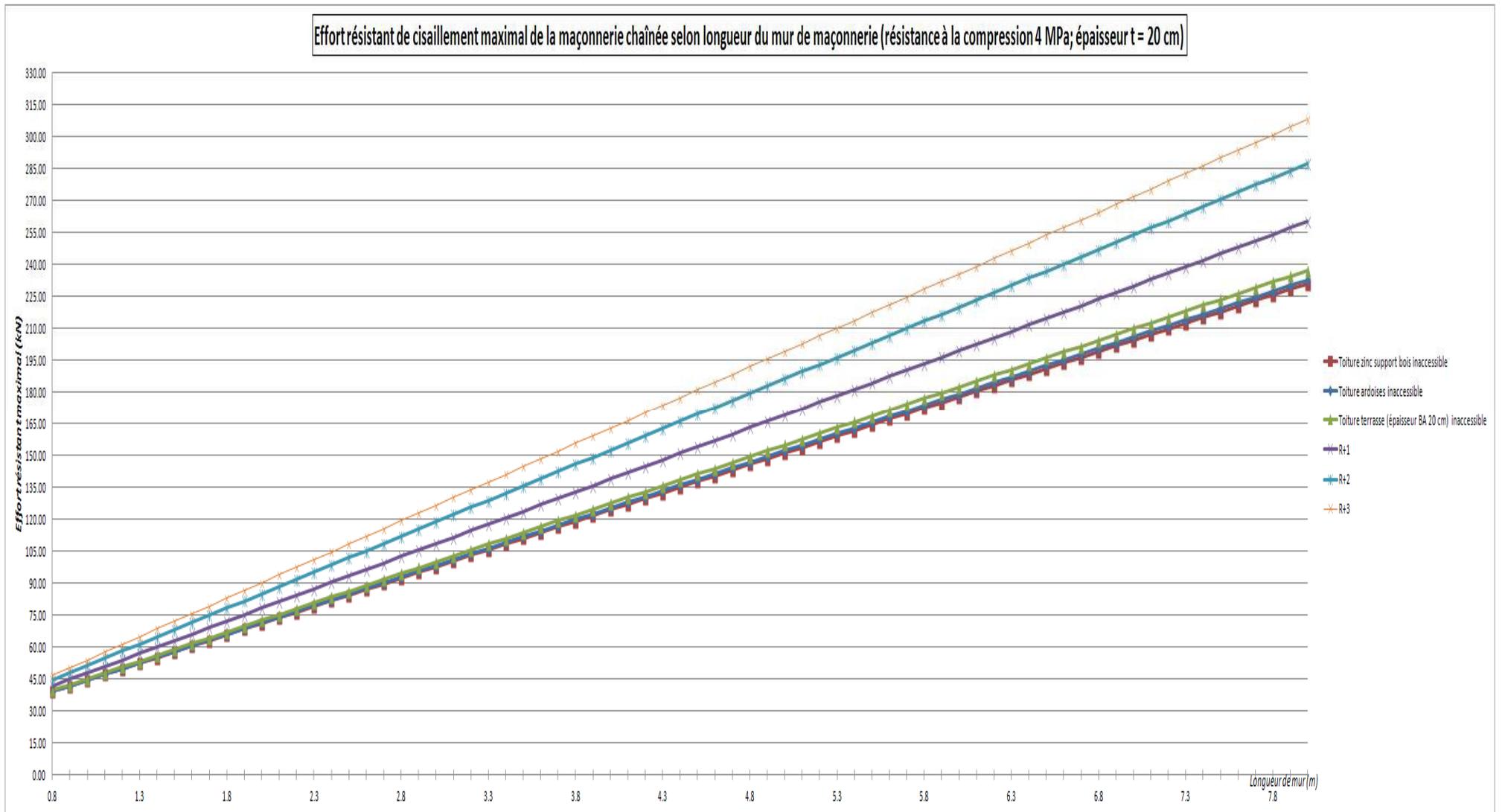


Figure 28 : Représentation graphique de l'effort maximal résistant de cisaillement d'un mur de maçonnerie chaîné en fonction de la longueur L du mur (épaisseur mur de 20 cm et résistance de 4 MPa à la compression, chaînages verticaux 2 sections béton 15x15)

4.3.3.2 Résistance de la maçonnerie à la compression

Cette vérification reste relativement comparable à celle dispensée par les règlements antérieurs et nous n'en développerons pas ici les méthodes de justification.

4.3.3.3 Chaînages minima et efforts sismiques associés

a. Chaînages verticaux

Le dispositif minimal de chaînages verticaux prévus par la section 9 de l'Eurocode 8-1 et son annexe nationale est constitué de 4 HA 10 avec cadres HA 6 espacés de 15 cm maximum. Nous allons maintenant déterminer à partir de quel effort sismique cette section d'aciers de 3,16 cm² devient insuffisante. Pour ceci nous allons nous aider des ouvrages concernant la maçonnerie sous sollicitations sismiques évoqués plus haut.

Les formules générales de départ sont les suivantes :

- M_a : Moment de renversement fonction de l'effort normal en tête de mur N et l'effort sismique tangent F et de sa hauteur d'application :

$$M_a = N \cdot \frac{L}{2} + F \cdot h$$

- L_c : Longueur comprimée à la base du mur sous efforts normaux N et tangents F, moment de renversement M_a :

$$L_c = L \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \cdot M_a}{f_d \cdot t \cdot \Phi \cdot L^2}} \right]$$

- A : Section des armatures filantes à mettre en place dans chaînage verticale :

$$A_{cv} = \frac{[(L_c \cdot t \cdot f_d \cdot \Phi) - N]}{E_s \cdot \varepsilon_s}$$

$$\text{Avec } \varepsilon_s = \text{Min} \left\{ \frac{\varepsilon_{mu} \cdot (0,9 \cdot L - 1,25 \cdot L_c)}{1,25 \cdot L_c}; \frac{f_{yd}}{E_s} \right\}$$

Nous retenons comme hypothèse que les aciers travaillent au maximum, nous limitons donc ε_s à $\frac{f_{yd}}{E_s}$.

Nous cherchons la force maximale F qui peut-être supportée par un chaînage vertical de $3,16 \text{ cm}^2$ soit 4 HA10 (4 HA10 de part et d'autre du mur, travail possible dans les deux directions).

En partant des hypothèses ci-dessus sur les aciers, de l'hypothèse concernant l'effort normal (au minimum), et des hypothèses sur les matériaux courants nous obtenons après inversion et substitutions des formules de M_a , L_c et A_{cv} :

$$F = \frac{1}{h} \cdot \left[\frac{L \cdot (A \cdot f_{yd} + N)^2}{f_d \cdot t \cdot \Phi} - \frac{N \cdot L}{2} \right]$$

Nous avons utilisé les efforts normaux minima précédemment pour divers projets et nous avons ainsi pu déterminer les efforts maximum de cisaillement pouvant être repris par des voiles de longueurs différentes en conservant les dispositions minimales de ferrailage vertical. Avec z_s altitude d'application de l'effort de base F_b .

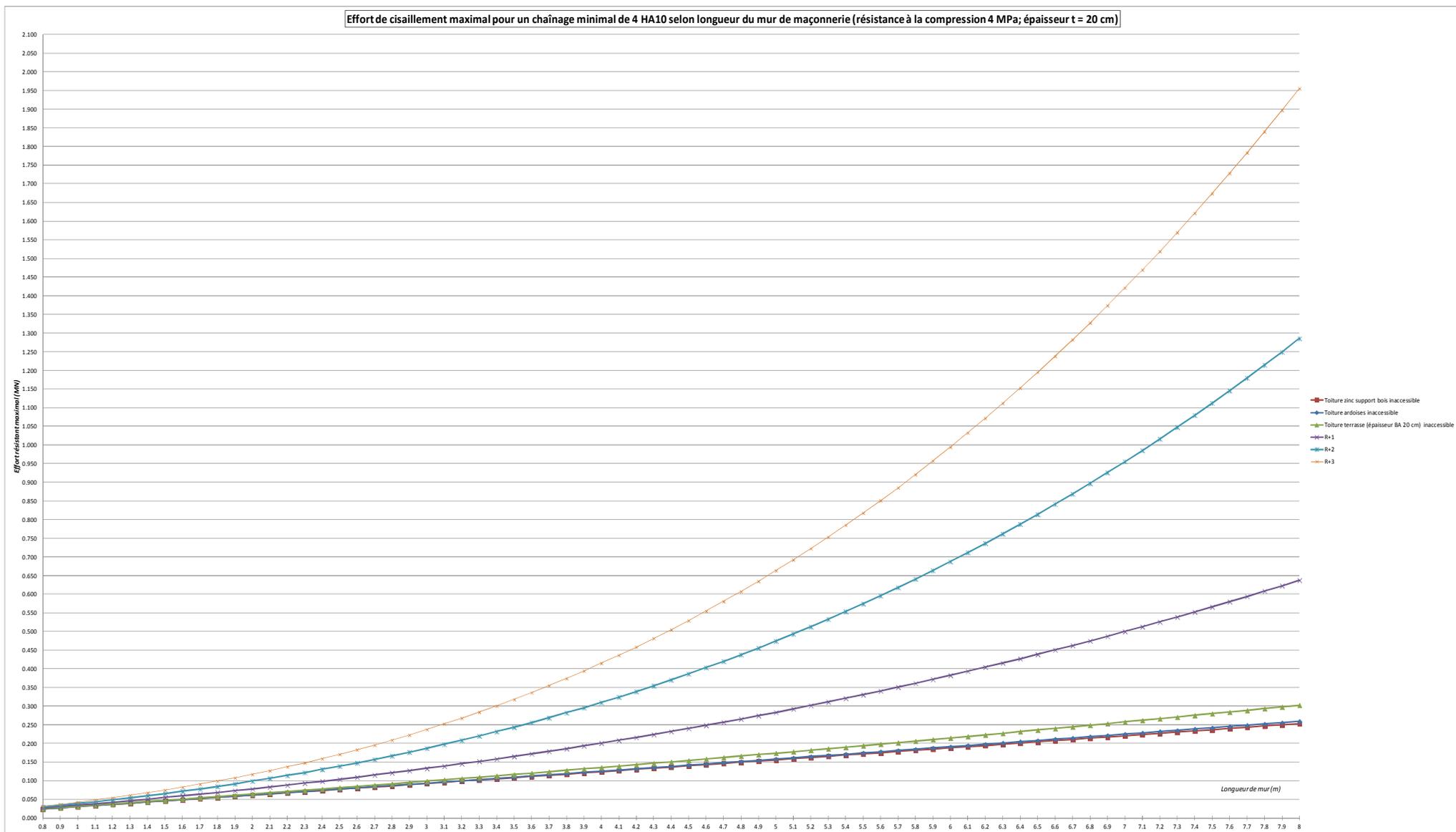


Figure 29 : Représentation graphique de l'effort maximal de cisaillement d'un mur de maçonnerie chaîné de hauteur 3 m présentant le chaînage vertical mini de 4 HA10 en fonction de la longueur L du mur (épaisseur mur de 20 cm et résistance de 4 MPa à la compression)

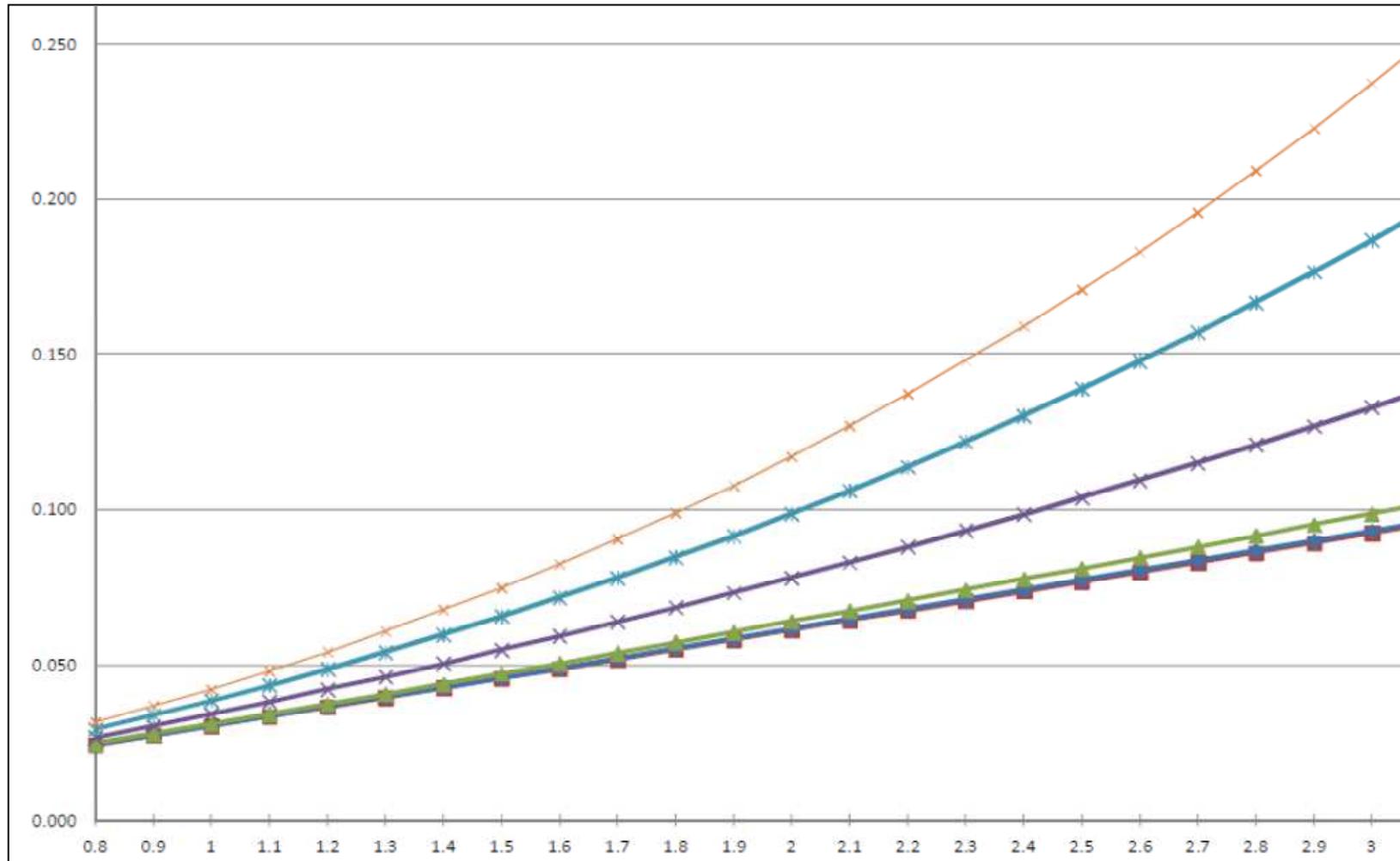


Figure 30 : Agrandissement de la représentation graphique de l'effort maximal de cisaillement (MN) d'un mur de maçonnerie chaîné de hauteur 3 m présentant le chaînage vertical mini de 4 HA10 en fonction de la longueur L du mur (épaisseur mur de 20 cm et résistance de 4 MPa à la compression)

Pour rappel ces courbes sont valables pour les valeurs d'efforts sécuritaires normaux N suivants (héritée des $\frac{1}{2}$ portées entre poutrelles des planchers

poutrelles hourdis, murs liaisonnés non porteurs) :

- R+0 : Toiture zinc N = 0,0006 MN/m
- R+0 Toiture ardoises : N = 0,0009 MN/m
- R+0 : Plancher terrasse : N = 0,003 MN/m
- R+1 Ardoises : N = 0,014 MN/m
- R+2 Ardoises : N = 0,026 MN/m
- R+3 Ardoises : N = 0,036 MN/m

La figure n°24 nous montre que les chaînages de contreventements peu chargés pourront vite être mis en difficulté aux alentours de 50 kN pour des longueurs allant de 1 m à presque 2 m pour les R+0. Il conviendra donc de surveiller les voiles les moins chargés verticalement afin d'éviter le dépassement de section des 4 HA 10 minimaux.

b. Chaînages horizontaux

Le ferrailage des chaînages horizontaux peut suivre plusieurs méthodes. Nous allons retenir la méthode de l'arc développée par Mr JURASZEK dans son étude 146-E pour le compte du CERIB (21) car la plus explicite de la littérature consultée.

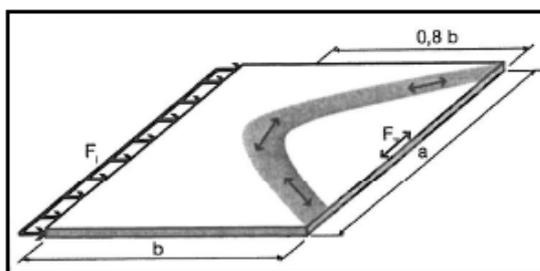


Figure 31 : Schéma de principe de la vérification des chaînages horizontaux en tête de murs de maçonnerie, tiré de l'étude (21)

Cette méthode permet d'intégrer dans les calculs la raideur supplémentaire du plancher par la prise en compte de murs de refend situés entre les

contreventements extrêmes et qui permettent d'atténuer les sollicitations transmises au diaphragme.

Les formules de base étant dans le cas du schéma ci-dessus :

- Effort de traction dans le chaînage en fonction de l'effort sismique appliqué :

$$F_{Tx} = \frac{F_{iy} \cdot L_x}{\beta_y \cdot L_y}$$

- Armatures à placer dans le chaînage horizontal :

$$A_{chz} = \frac{F_{Tx} \cdot \gamma_y}{f_{yd}}$$

Le graphique ci-dessous nous renseigne sur la force sismique maximum applicable à une façade sans refends intermédiaires comportant le chaînage minimum requis (4 HA 10) en fonction de l'élancement de ce bâtiment. Ce graphique est valable pour un **diaphragme rigide en béton (effet de voûte)**.

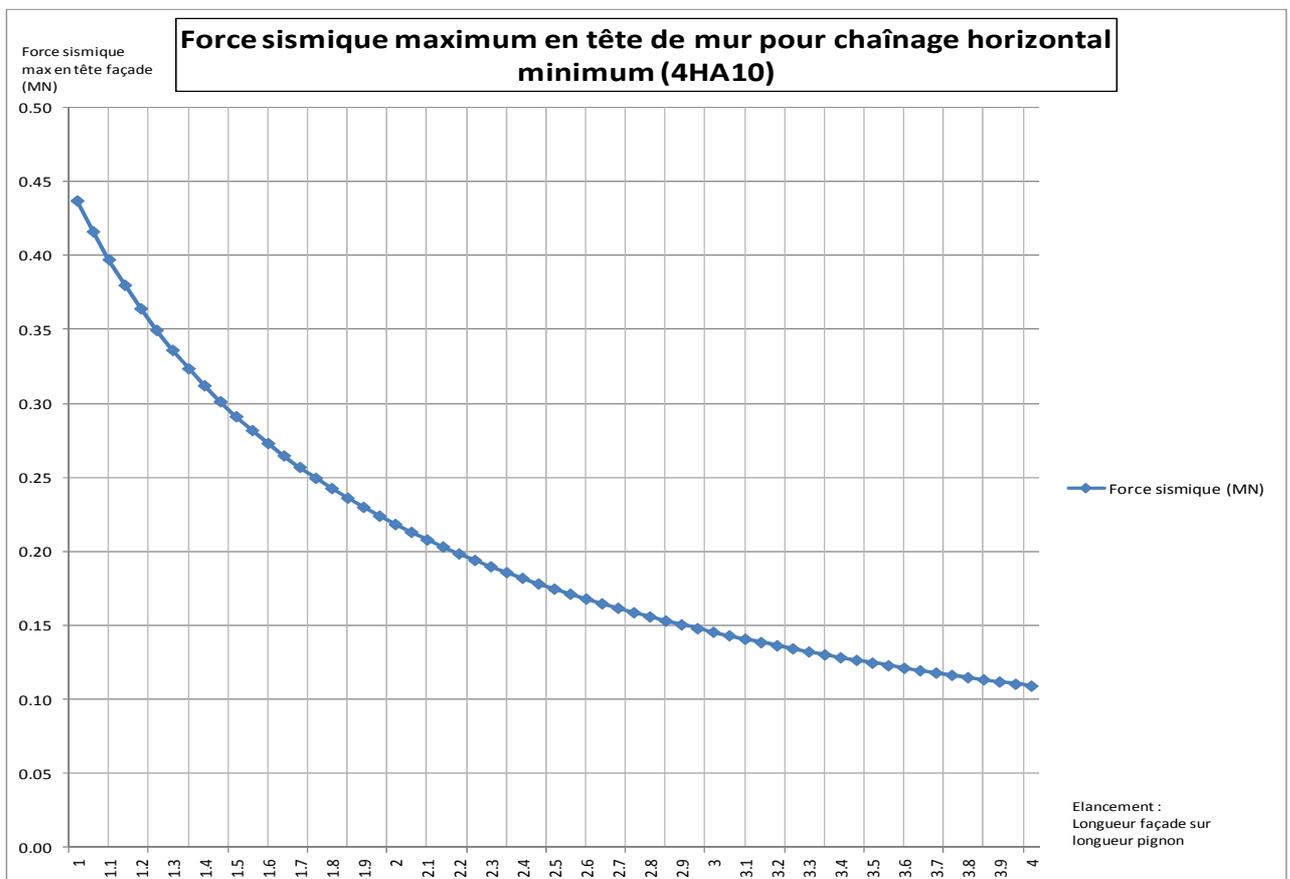


Figure 32 : Force sismique maximum supportée par un chaînage horizontal minimum de 4 HA 10 en tête de façade sans refend intermédiaire

Les projets rencontrés présentent rarement des élancements en dehors de la fourchette d'élancement 1 à 2,5 ce qui nous conduit donc à une fourchette de force allant respectivement de 440 kN à 170 kN.

Le tableau ci-dessous nous renseigne sur cette fourchette de forces en faisant varier le nombre de refends perpendiculaires à la façade de 0 à 5.

Tableau XVIII : Valeurs de la force sismique maximum à appliquer sur chaînage de plancher béton composé de 4 HA10 selon 2 élancements courants de bâtiment

Elancement	Nombre de refends intermédiaires	Forces en tête de mur de façade (kN)
1	0	440
	1	656
	2	874
	3	1093
	4	1311
	5	1530
2,5	0	170
	1	262
	2	350
	3	437
	4	525
	5	612

Pour un R+0 cette force correspond directement à la force sismique de base F_b (ou « effort tranchant de base » ou force sismique appliquée au bâtiment). Pour des bâtiments plus élevés cette force est égale à la force sismique appliquée en tête de voile à chaque diaphragme.

4.3.4 Diaphragmes de toiture et diaphragmes d'entrants

Une des conditions d'utilisation des méthodes de calculs courantes est la condition de rigidité des diaphragmes horizontaux en tête des éléments verticaux de contreventement. Le diaphragme permet la répartition homogène et simultanée des efforts sismiques horizontaux vers la tête des contreventements (poteaux, voiles) afin que ces derniers remplissent leur rôle correctement. Habituellement les équipes de maîtrise d'œuvre ne comprennent que le bureau d'études

structures béton si la majorité du chantier est en « dur » (béton ou maçonnerie). Ceci implique que le bureau d'études doit fournir au bureau d'études du charpentier (s'il y en a un) ou au charpentier lui-même les efforts déterminés en tête des voiles en prenant comme hypothèse de base que la toiture forme un diaphragme rigide.

L'Eurocode 8-1 considère comme suffisante la mise en place d'un diaphragme en béton armé de 7 cm minimum d'épaisseur (paragraphe 5.10) pour la classes DCL la seule condition en classe DCM étant une vérification de la tenue du diaphragme selon les prescriptions de l'Eurocode 2-1-1. Par contre lorsque le diaphragme considéré n'est a priori pas rigide comme dans beaucoup de projets (combles perdues avec isolation et plafonds suspendus sous les entrants de charpente) il convient de justifier de sa rigidité suffisante afin que les conditions initiales de calculs (forces latérales, méthode modales) soient vérifiées.

Les critères de rigidité d'un diaphragme horizontal sont donnés d'un point de vue général 4.4.2.5 de l'Eurocode 8-1 dans le paragraphe 8.5.3 pour le bois. Un diaphragme horizontal doit transmettre aux éléments de contreventement verticaux des charges multipliées par un coefficient de surrésistance γ_d de 1,1 pour les modes de rupture ductiles (type flexion) et 1,3 pour les modes de ruptures fragiles (effort tranchant). Les diaphragmes horizontaux composés de poutres au vent ne sont pas explicitement détaillés. Ce coefficient de 1,1 peut être retenu en considérant que le déplacement du diaphragme déterminé à l'aide du coefficient de surrésistance ne doit pas présenter des déformations supérieures à 10% de celles d'un diaphragme supposé rigide. Par exemple pour une poutre au vent treillis nous vérifierons que ses déformations (flèche) ne sont pas supérieures à 1,1 fois celles d'un plancher supposé rigide comme le béton (au minimum 7 cm d'épaisseur).

Bien que notre cœur de métier ne soit pas à l'origine le bois nous avons décidé de traiter des cas de diaphragme de plancher ou toiture car nous nous sommes rendus compte que bien souvent lors des projets ce point n'est pas traité car véritablement non habituel par rapport aux cas courants du vent.

Nous allons donc nous intéresser à ces diaphragmes dans le cas de charpentes à fermes et à fermettes.

4.3.4.1 Cas de la charpente traditionnelle (fermes)

Concernant ce type de charpente l'AFPS indique dans son guide (20) que ce type de charpente est relativement stable. Un simple renfort du plan des arbalétriers convient dans la plupart des cas comme ci-dessous :

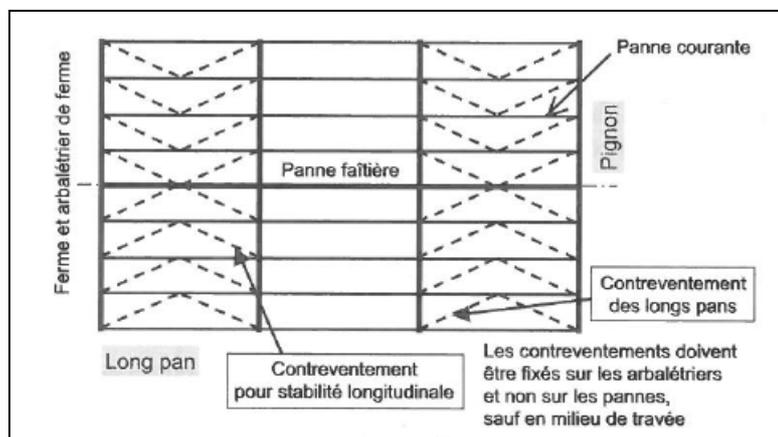


Figure 33 : Exemple de renfort de plan de toiture dans le cas de charpente avec fermes traditionnelles (tirée des Dispositions constructives parasismiques de l'AFPS (20))

Dans les toitures contreventées pour résister au vent les charpentiers ne renforcent généralement que le plan des arbalétriers avec beaucoup moins de renforts que dans l'exemple ci-dessus. Il nous paraissait donc intéressant de traiter ce problème de manière analytique afin de déterminer facilement sans modélisation complète du modèle la résistance de la toiture prévue mais la structure même en 3D nous paraît difficilement traduisible manuellement et nous n'avons trouvé aucune littérature traitant de ce sujet. En outre les recommandations de l'AFPS données plus haut nous confortent dans la relative sécurité du simple renfort du plan des arbalétriers. Ce point de notre travail constitue donc un axe de recherche ultérieur ou du moins de diversification de notre travail.

4.3.4.2 Renfort du plan des entrants comme poutre au vent globale

Ce sous-paragraphe est intercalé entre l'étude des fermes et des fermettes car les dispositions qui y sont évoquées forment un entre deux aux deux procédés constructifs.

Lors de notre étude nous avons considéré au départ qu'il était indispensable de rigidifier le plan des entrants quel que soit le type de charpente. Cette intention est venue des différentes lectures préconisant sans détail particulier la nécessité de trouver en tête des murs un diaphragme rigide même sous combles perdus.

La méthode la plus immédiate a donc été de nous concentrer uniquement sur le plan des entrants en nous basant sur les schémas ci-dessous qui sont dédiés initialement au béton.

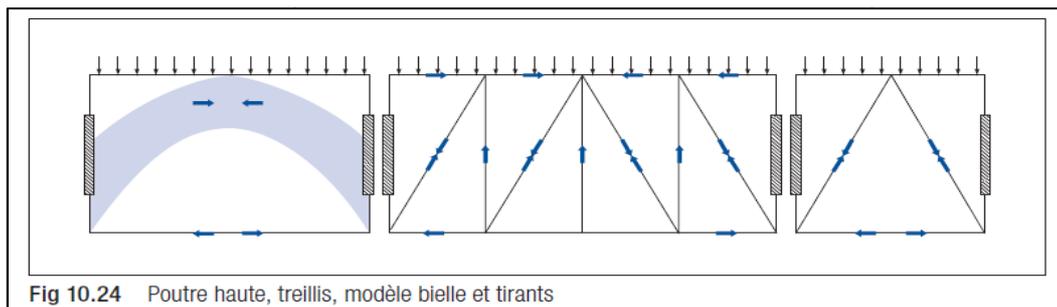


Figure 34: Modélisation du fonctionnement des diaphragmes béton dans le Manuel de calcul selon l'Eurocode 8-1 par l'AFPS

La Figure 34: Modélisation du fonctionnement des diaphragmes béton dans le Manuel de calcul selon l'Eurocode 8-1 par l'AFPS précédente tirée du manuel de l'AFPS (30) expose trois méthodes différentes de modélisation du diaphragme béton. Nous retiendrons le modèle treillis pour les diaphragmes de toiture.

Cette vérification du diaphragme de toiture pourrait être effectuée par modélisation 3D à l'aide d'un logiciel aux éléments finis mais cette méthodologie ne nous paraît pas cohérente avec les dispositions allégées concernant une zone de faible sismicité, les conditions de marché des projets étudiés (bien souvent le marché ne prévoit pas l'intervention d'un bureau d'études pour le lot charpente et donc l'artisan effectue lui-même les vérifications au vent par exemple) et donc de la formation des intervenants. Le choix d'un modèle treillis est donc retenu dans un souci de cohérence avec la possible application de règles simplifiées comme les règles PS-MI.

Cette question est intéressante car elle pose en parallèle deux principes de dimensionnement à savoir le parasismique et le vent. Nous n'aborderons pas dans cette étude la question des assemblages qui sont eux particulièrement détaillés dans la littérature.

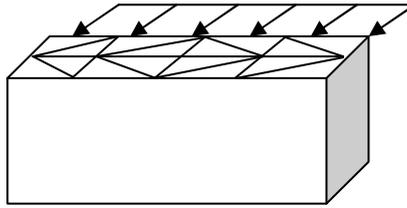


Figure 35 : Principe de chargement sismique du plan des entrails diagonalisé

La figure ci-dessus illustre l'exemple d'un renforcement du diaphragme des entrails. La question dans notre étude étant de savoir si nous en avons besoin et si oui comment le dimensionner et quel surcoût engendrera-t-il ?

Plusieurs auteurs présentent des renforts dans le plan des entrails qui sont très « ouvrageux » par rapport à ce qui se pratique en temps normal (vent breton compris).

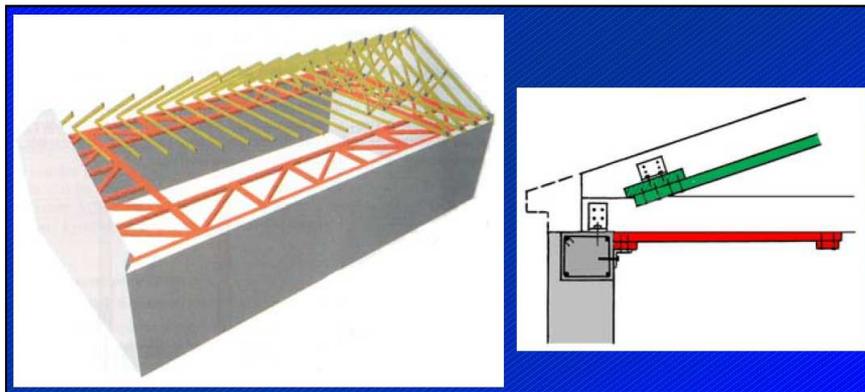


Figure 36 : Exemple de dispositions constructives prévues pour renforcer le plan des entrails (19)

La plupart du temps d'ailleurs la littérature énonce ces dispositifs purement constructifs et sans exemple de justification par le calcul. Les règles PS-MI également traitent du problème mais en optant pour une obligation de résultats et sans donner de moyens de calculs.

3.8.2.1 Stabilité de la charpente

Un dispositif permettant de fixer la charpente sur l'ossature doit être prévu (ancrage par scellement dans le chaînage supérieur, fixation sur la lisse supérieure,...).

NOTE

La qualité de l'exécution peut être déterminante pour la stabilité du bâtiment en ce qui concerne la réalisation du contreventement de la charpente et de celui de la construction en partie haute, spécialement dans les cas suivants :

stabilité des pignons assurée par la charpente de couverture ;

- absence de plancher de comble, nécessitant un contreventement horizontal à ce niveau, généralement placé dans le plan des entrants qui font donc partie de ce contreventement, afin de constituer un véritable diaphragme horizontal tel que prévu au paragraphe 2.3.2 ; ce diaphragme doit assurer une indéformabilité de la partie haute de la construction et peut être constitué d'une triangulation, en bois ou métal, bien liaisonnée avec les chaînages hauts des murs.

Dans le cas de murs en maçonnerie dans la hauteur des combles, les éléments supports de couverture (pannes,...) doivent être ancrés dans le chaînage placé suivant le rampant (paragraphe 3.3.3.7).

Figure 37 : Extrait des règles parasismiques pour maisons individuelles dites règles "PS-MI" concernant la nécessité de contreventement du plan des entrants (31)

La littérature n'expose pas de méthode afin de permettre analytiquement de modéliser le comportement de ces diaphragmes. L'Eurocode 8-1 impose une surrésistance du diaphragme indiquant que le déplacement subit par rapport à la base du bâtiment ne doit pas être supérieur à 1,1 fois le déplacement en cas de diaphragme rigide. D'autre part les sollicitations sismiques doivent être multipliées par 1,3 dans le cas de sollicitations des modes fragiles (cisaillement par exemple) et 1,1 pour les modes déformation ductile (flexion...).

Nous allons considérer que les murs de contreventement constituent des appuis élastiques ponctuels. Nous intégrerons cette notion de rigidité mais de manière relative c'est-à-dire en considérant que les efforts sismiques distribués par le diaphragme devront l'être au pro-rata des rigidité des appuis (selon le rapport raideur de l'appui divisé par la rigidité totale des appuis qui est proportionnelle aux sections des murs d'appuis comme l'indique le guide d'application des règles CP-MI des Antilles rédigé par l'AFPS (32)).

Cette remarque est une conséquence des recommandations du manuel de l'AFPS sur le calcul à l'Eurocode 8-1.

Le modèle envisagé sera donc constitué de deux appuis élastiques (murs sur lesquels reposent les sablières parallèles à la force considérée) et d'une poutre treillis sur toute la surface du bâtiment constituant ainsi une poutre au vent. Nous indiquons que la simple triangulation entre sablières n'est pas recommandée. C'est pourquoi notre plan des entrants comprend à mi-largeur une panne reliant les

2 appuis et pouvant être considéré comme une membrane commune à deux poutres au vent.

Il convient de déterminer quels seront les critères permettant de décider s'il est nécessaire ou non de renforcer le plan des entrails. La démarche est ici de tenter de dégager une méthode facilement traduisible sur tableurs si possible et sur chantier également. Si nous nous basons sur les modèles donnés dans le paragraphe précédent par l'AFPS pour les diaphragmes de béton nous pouvons déduire immédiatement que le cadre sur deux appuis ne résistera pas aux efforts transversaux (le chaînage horizontal en béton armé ne sera pas suffisant et se déformera de trop). Cette modélisation présente des limites évidentes à savoir la non prise en compte des murs perpendiculaires aux efforts considérés et les assemblages les liant aux sablières le poids de la couverture ou l'effet rigidificateur possible de cette couverture... Cette méthode sera donc un indicateur et une sécurité certaine.

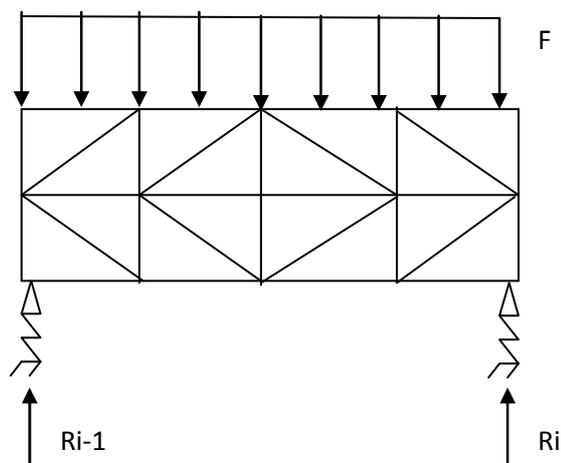


Figure 38 : Exemple de modélisation du diaphragme de toiture dans le plan des entrails pour vérification analytique

Si la force sismique est à répartir au pro rata des rigidités des appuis nous aurons donc proportionnalité entre la section du contreventement et sa raideur et donc la répartition pourra être du type : $R_{i-1} = I_{i-1}/I.F$ et $R_i = I_i/I.F$.

$I_{i-1,j}$ et $I_{i,j}$ correspondent aux inerties des murs de chaque côté du diaphragme ($t.L^3/12$) et I représente la somme des inerties des sections des contreventements servant d'appuis.

Le dimensionnement des différents éléments s'effectue ensuite par une méthode analytique classique de résistance des matériaux du type Ritter ou Crémone.

Le choix des diagonales dépend de chaque projet et du nombre de refends associés (la figure ci-dessus est un exemple de dispositions).

Nous pouvons considérer ce diaphragme comme l'association de deux poutres treillis séparées par la membrure centrale prenant appui sur les contreventements d'extrémité. Nous allons utiliser la méthode d'équilibre des nœuds sur un exemple.

- Longueur du bâtiment : 25 m
- Largeur du bâtiment : 13 m
- Distance refend-pignon : 12,5 m
- Nombre de fermes : 3
- Hauteur poutre au vent (demi-montant) : 6,5 m
- Effort sismique de base : 138 kN
- Entraxe fermes charpente : $12,5/4 = 3,13$ m
- Longueur diagonales : 7,2 m
- Appuis de la poutre treillis (1 mur de pignon à chaque appui, plusieurs possibles puisque somme des rigidités) :

$$\text{Mur}_{i-1} : I_{i-1} = (0,2 \cdot 5^3)/12 = 2,08 \text{ m}^4$$

$$\text{Mur}_i : I_i = (0,2 \cdot 3^3)/12 = 0,45 \text{ m}^4$$

$$\text{Inertie totale: } I = I_i + I_{i-1} = 2,53 \text{ m}^4 \text{ donc } I_{i-1}/I = 0,82 \text{ et } I_i/I = 0,18$$

$$R_{i-1} = 0,82 \cdot 0,55 \cdot 12,5 = 5,65 \text{ T et } R_i = 0,18 \cdot 0,55 \cdot 12,5 = 1,25 \text{ T}$$

La méthode d'équilibre des nœuds nous donne :

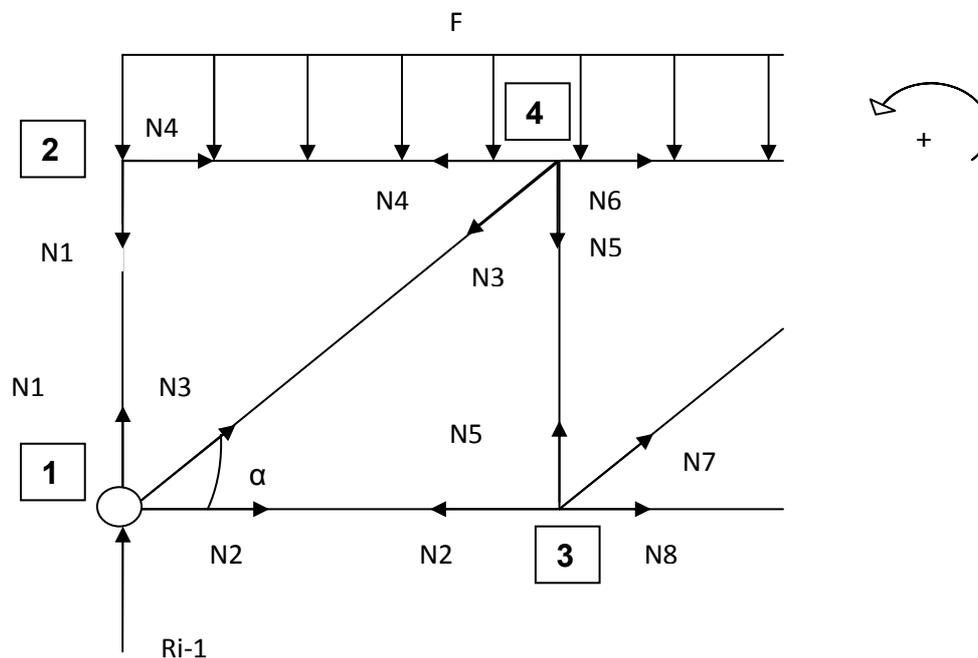


Figure 39 : Méthode des nœuds dans poutre au vent

Nœud 2 : $\sum f_x = 0 = N_4 = 0$

$\sum f_y = 0 = N_1 + 0,55 \cdot 3,13 / 2 \rightarrow N_1 = -0,86 \text{ T} \rightarrow \text{Compression}$

Nœud 1 : $\sum f_y = 0 = N_1 + R_{i-1} + N_3 \cdot \sin \alpha = 0 \rightarrow N_3 = (-N_1 - R_{i-1}) / \sin \alpha = -5,3 \text{ T} \rightarrow \text{Compression}$

$\sum f_x = 0 = N_2 + N_3 \cdot \cos \alpha = 0 \rightarrow N_2 = -N_3 \cdot \cos \alpha = 2,3 \text{ T} \rightarrow \text{Traction}$

Nœud 4 : $\sum f_x = 0 = -N_4 + N_6 - N_3 \cdot \cos \alpha \rightarrow N_6 = -2,3 \text{ T} \rightarrow \text{Compression}$

$\sum f_y = 0 = -N_5 - N_3 \cdot \sin \alpha - 0,55 \cdot 3,13 = 0 \rightarrow N_5 = 3,05 \text{ T} \rightarrow \text{Traction}$

Nœud 3 : $\sum f_y = 0 = N_5 + N_7 \sin \alpha \rightarrow N_7 = -N_5 / \sin \alpha \rightarrow -3,4 \text{ T} \rightarrow \text{Compression}$

$\sum f_x = 0 = -N_2 - N_7 \cdot \cos \alpha + N_8 = 0 \rightarrow N_8 = N_2 - N_7 \cdot \cos \alpha = 3,8 \text{ T} \rightarrow \text{Traction}$

Avant d'aller plus loin dans le calcul nous pouvons constater que les diagonales supportant N_3 et N_7 sont comprimées. Le chargement le plus critique étant la compression, nous allons le vérifier selon l'Eurocode 5. Pour ceci, nous avons créé un tableur informatique dont la figure suivante retrace les étapes de calculs.

Tableau XIX : Vérification au flambement d'une diagonale de charpente selon l'Eurocode 5 à l'aide d'un tableur interne

VERIFICATION DU FLAMBEMENT COMPRESSION ELEMENTS BOIS		
Classe=	C22	
$E_{0,05}$ =	6700	MPa
$f_{c0,k}$ =	20	MPa
k_{mod} =	1,1	= 1.1 si accidentel
β_c =	0,2	= 0.2 si bois massif et 0.1 si lamellé-collé
γ_M =	1	= 1 si accidentel
Effort=	0,053	MN
Hauteur h=	0,2	m
Largeur=	0,08	m
Longueur=	7,2	m
Section A=	0,016	m ²
Coeff pour L_f =	1	= 0.5 pour bi-encastée, 0.7 pour encastée-articulée, 1 pour bi-articulée (treillis)
L_f =	7,2	m
I_z (axe faible)=	8,53E-06	m ⁴ = b ³ .h/12
I_y (axe fort) =	5,33E-05	m ⁴ = b.h ³ /12
i_z =	0,023	
i_y =	0,058	
λ_z =	312	
λ_y =	125	
$\lambda_{rel,z}$ =	5,42	Flambement à prendre en compte
$\lambda_{rel,y}$ =	2,17	Flambement à prendre en compte
$f_{c,0d}$ =	22,00	MPa
k_z =	15,71	
k_y =	3,0	
k_{cz} =	0,03	
k_{cy} =	0,19	
$\sigma_{c0,d}$ =	3,31	MPa
Taux de travail/z=	4,59	≤ 1 ?
Taux de travail/y=	0,78	≤ 1 ?

NOK
OK

Le tableur nous indique donc que la pièce est sous-dimensionnée (taux de travail de la pièce > 1).

Afin de gagner du temps nous allons déterminer les longueurs « critiques » de flambement et de traction des sections bois. Nous retiendrons pour l'exemple un bois C22 en bois massif résineux de section 20*8.

Nous pouvons constater sur la Figure 40 : Efforts ultimes selon la longueur d'une pièce de bois C22 de section 20*8 ci-dessous que compte tenu des valeurs déterminées par calcul pour notre exemple, la longueur maximum que nous devrions considérer devrait être de l'ordre de 2 mètres (pour rappel notre exemple propose une diagonale de 7,2 mètres !).

Les pièces peuvent fonctionner en traction également, ci-dessous nous avons donc traduit différents efforts maximum que peuvent reprendre les sections courantes d'un bois de type C22 :

Tableau XX : Valeurs de traction maximales pour un bois C22 selon différentes sections courantes

Section	N max (kN)
6x4	45
6x6	67
8x4	59
8x5	74
8x8	119
10x4	74
10x6	112
10x10	186
15x1,5	42
15x2,5	70
15x4	112
15x5	139
15x6	167
15x8	223
15x15	418
18x4	103
18x6	154
18x8	206
20x2,5	72
20x4	114
20x6	172
20x8	229
20x20	572
23x4	132
23x8	263
23x10	329
25x10	358
30x10	429
30x15	644

Effort ultime de compression pour un bois C22 de section 20*8 en fonction de la longueur de la pièce

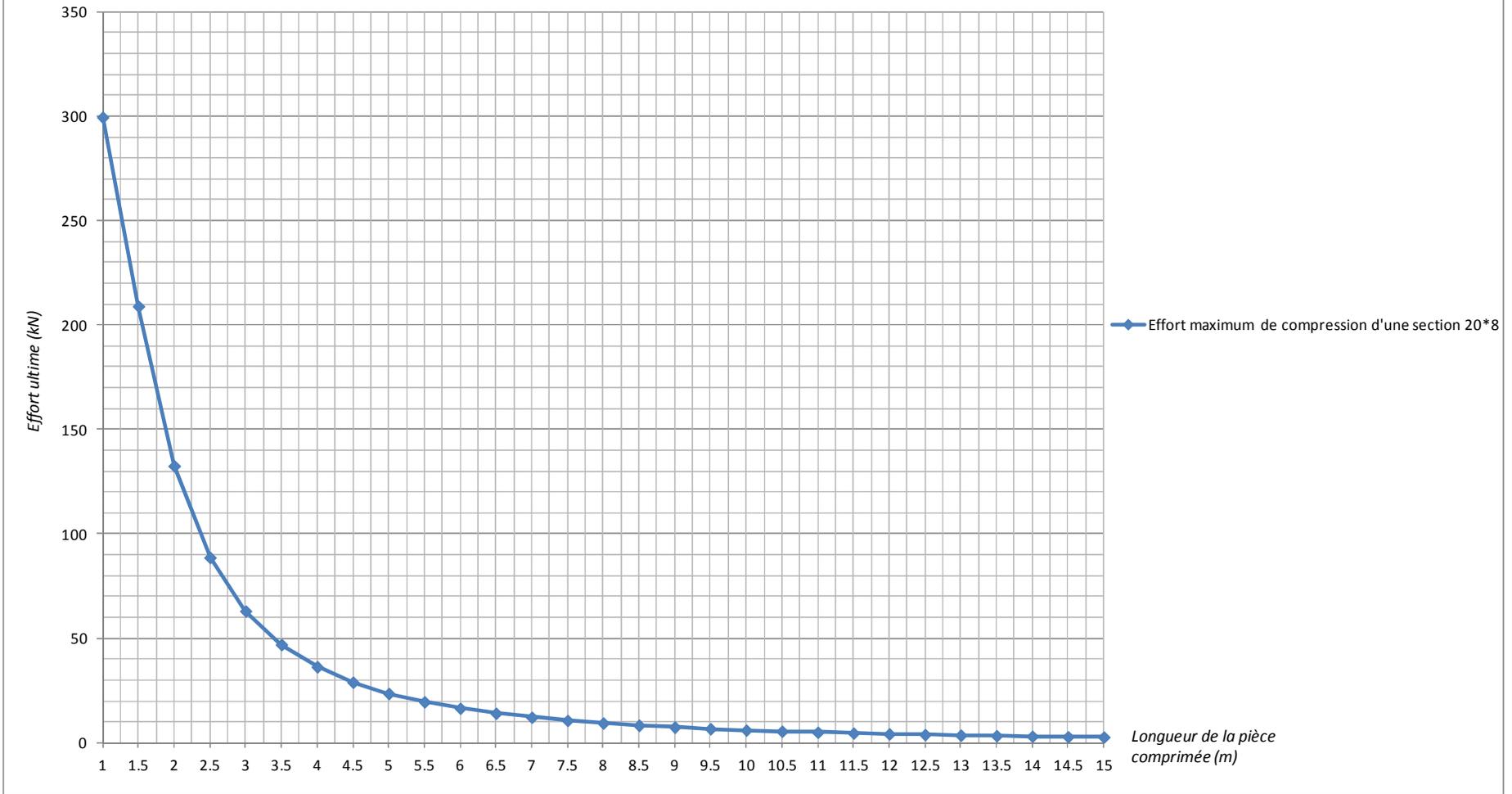


Figure 40 : Efforts ultimes selon la longueur d'une pièce de bois C22 de section 20*8

Si la longueur de la pièce est trop importante en compression nous n'avons pas de crainte pour la traction.

Pour traiter cette question de compression et donc de flambement nous allons considérer notre diagonale comme reposant sur plusieurs appuis qui seront les solives entre fermes (ce qui est la technique adoptée pour le vent par ailleurs). De fait notre longueur de flambement ne sera plus de 7,2 m mais dépendra de l'entraxe des solives. Un espacement relativement commun pour ces pièces de bois est de 60 cm pour un plancher léger (en l'occurrence pas de plancher dans notre cas).

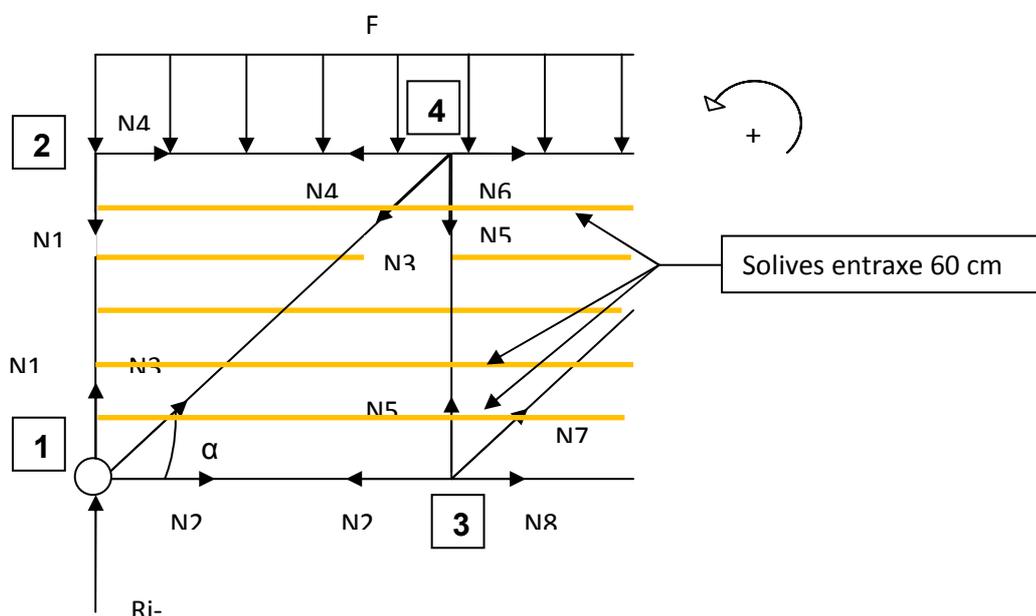


Figure 41 : Méthode des nœuds dans poutre au vent avec prise en compte du solivage

Soit :

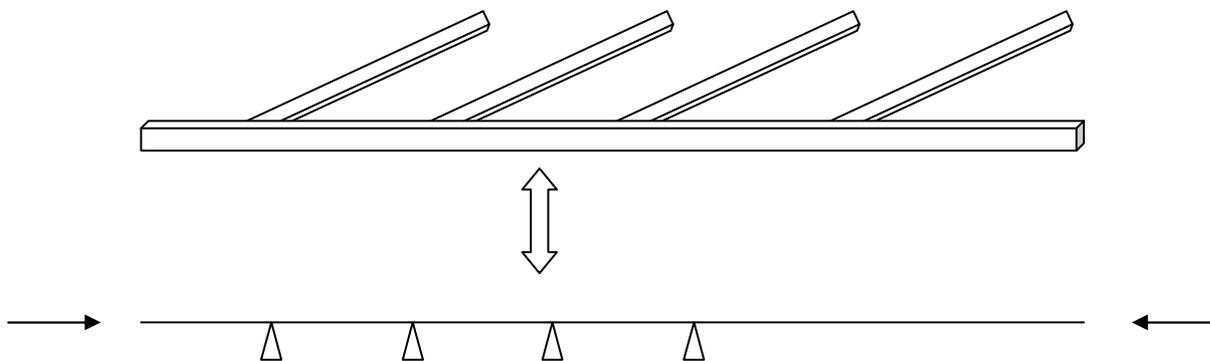


Figure 42 : Schéma de principe entrain continu sur solives

Nous aurons donc une longueur de flambement de 1,39 m soit d'après notre tableur informatique un effort de compression maximum de 209 kN pour un effort calculé de 53 kN. Nous avons donc une diagonale surdimensionnée. Nous allons soit diminuer la section soit modifier le mode de diagonalisation du plan des entrails. Nous pourrions retenir la deuxième solution car moins « ouvrageuse » (heures de main d'œuvre minimisées) par une diagonalisation comme suit mais nous ne nous trouverions alors plus en situation de poutre treillis.

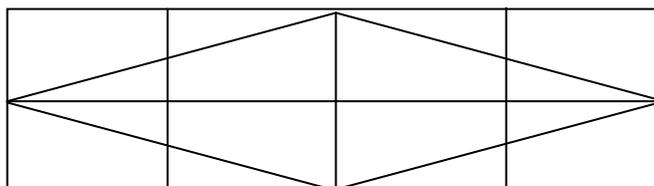


Figure 43 : Variante principe de diagonalisation du plan des entrails

La configuration ci-dessus pourrait être satisfaisante dans le cas de fermettes en clouant les diagonales sur les entrails. Nous obtenons des efforts dans les diagonales de 6,65 T soit 66,5 kN que nous allons multiplier par 1,3 (coefficient de surrésistance donné par l'Eurocode 8-1) pour obtenir 86,5 kN. La section de 20*8 nous offre une résistance à la compression aux alentours de 320 kN. Si nous intégrons une diagonale de section 20*4 nous obtiendrons une résistance maximale à la compression de 90 kN ce qui est suffisant dans notre cas (**suffisant de peu**). Nous pouvons donc conserver la dernière configuration tout en utilisant une section de bois de 20*4.

Soit une longueur de diagonale de 9 m et une longueur entre appuis (solives) de 0,83 m.

Nous allons donc retenir la diagonalisation entre fermes dans le cas traditionnel (diagonalisation du 1^{er} cas) et à mi-façade jusqu'aux pignons (à adapter) dans le cas des fermettes.

Les efforts peuvent donc être ramenés sur les contreventements de pignon dans cet exemple par une diagonalisation du plan des entrails en tenant compte du réseau d'appuis que forme le solivage. Il est également indispensable de considérer une membrure intermédiaire de pignon à pignon pouvant être une panne ou équivalent.

Ceci est bien sûr à étudier au cas par cas selon le type de diagonalisation choisi, le nombre de refends intérieurs servant d'appuis aux membrures du diaphragme, la configuration de ces refends puisque la réaction d'appui qu'ils présenteront sera proportionnelle à leur rigidité (proportionnelle elle-même à l'inertie de ces refends) et enfin l'effort globale F_b pour les R+0 et l'effort en tête de l'étage considéré pour les bâtiments à plus d'un niveau.

Nous savons que cette poutre treillis doit former un diaphragme et son mécanisme treillis nous indique que ce sont les membrures qui reprendront les moments de flexion. Nous devons donc vérifier la poutre entière et ses déformations sous sollicitations sismiques en considérant par le théorème de Huygens son inertie équivalente soit $I = 2 \cdot 0,1 \cdot (0,1)^3 / 12$ pour des membrures de section 100 mm * 100 mm par exemple (sablière et membrure longitudinale de pignon à pignon). Les sollicitations sont étudiées sous combinaisons sismiques avec prise en compte des coefficients de surrésistance évoqués plus haut (1,3 pour les efforts tranchants rupture fragile et 1,1 pour les efforts ductiles tels que la flexion).

4.3.4.3 *Charpentes industrielles : cas des fermettes*

Les charpentes composées de fermettes ne sont, elles, pas stables dans le plan des entrants et un système de diagonalisation peut être nécessaire.

Il est recommandé en temps normal de diagonaliser le plan des arbalétriers de ce type de charpente industrielle comme ci-dessous.

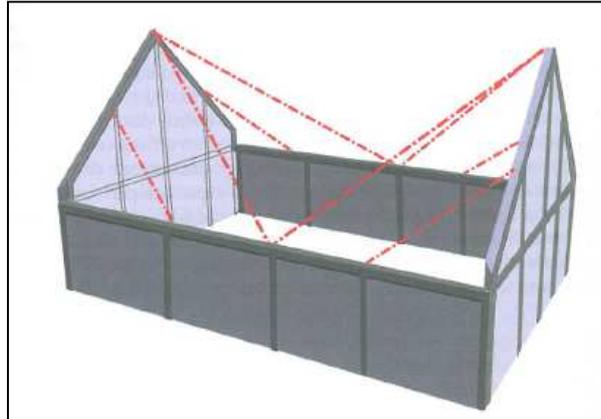


Figure 44 : Principe de contreventement du plan des arbalétriers pour stabilisation des pignons des charpentes industrielles (20)

Outre ce contreventement de toiture il est conseillé de contreventer également le plan des entrails afin de pallier le manque de rigidité de ces fermettes dans leur plan. Pour vérifier ce point nous pourrions utiliser la méthode décrite dans le paragraphe précédent en tenant compte de la rigidité des appuis (murs périphériques).

Les trois exemples ci-dessous sont tirés de la partie consacrée au bois dans le guide des dispositions constructives de l'AFPS (20), elles traitent toutes les trois du renfort du plan des entrails dans le cas de pose de charpente industrielle. Ces figures présentent trois solutions visant à renforcer le plan des entrails. La 1^{ère} solution est la solution recommandée pour les zones de sismicité moyenne à forte, les deux dernières constituent des solutions alternatives dans les zones de faible sismicité. La troisième solution est la plus proche de la solution développée dans le paragraphe précédent et sans doute la moins « ouvrageuse ».

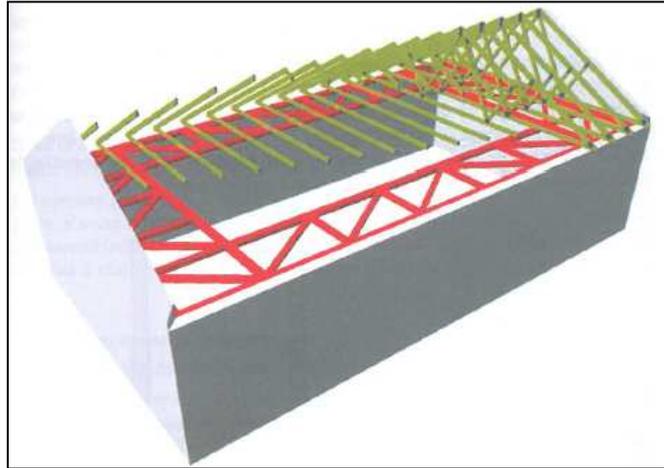


Figure 45 : Renfort du plan des entrails par des poutres au vent indépendantes et périphériques au bâtiment selon l'AFPS (20)

La figure ci-dessus nous montre un contreventement type pour ce genre de charpente. Il consiste en un changement majeur par rapport aux pratiques courantes.

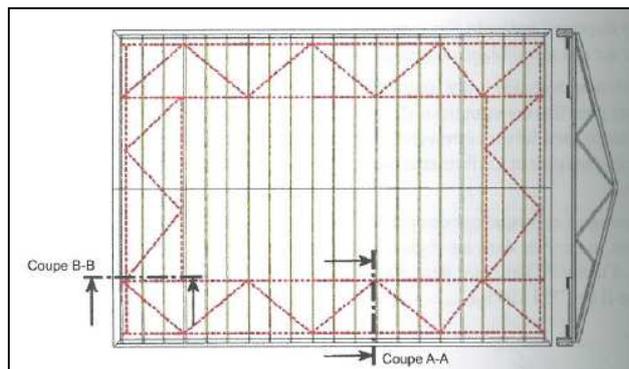


Figure 46 : Renfort du plan des entrails des charpentes industrielles par clouage des renforts périphériques sur les entrails selon l'AFPS (20)

La figure ci-dessus présente une variante possible en zone de faible sismicité. On notera deux points : la présence de lisse formant membrure des poutres au vent malgré le clouage sur les entrails et l'emprise de ces poutres au vent sur la périphérie du bâtiment (à savoir comme nous l'avons vu dans le paragraphe précédent que les diagonales clouées seules ne suffisent pas).

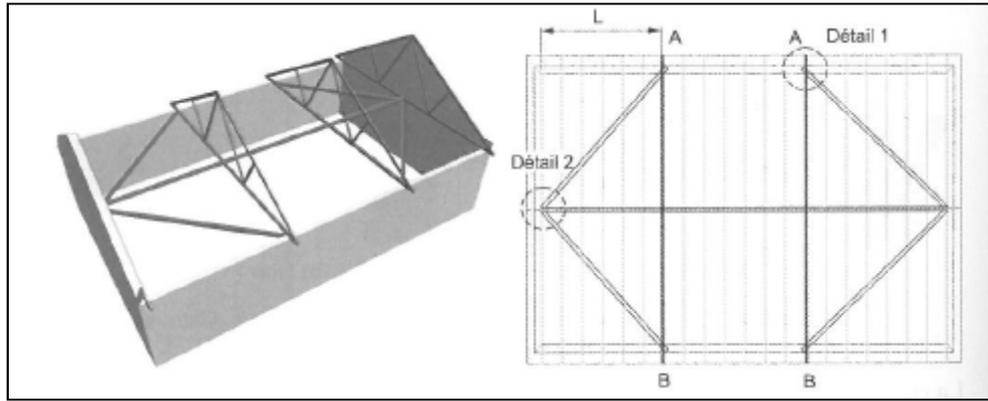


Figure 47 : Renfort dit en "équerre" du plan des entrants des charpentes industrielles selon l'AFPS (20).

Cette disposition se rapproche de notre méthode analytique en considérant que le plan des entrants dans son ensemble constitue une poutre au vent pouvant fonctionner dans les directions principales. Nous notons également la présence de la panne intermédiaire dans la longueur du bâtiment.

4.3.5 Principes de calculs du vent selon l'Eurocode 1-4

L'étude du vent dans cette étude se justifie par le fait que bien souvent la zone 2 est associée automatiquement aux dispositions constructives sans justifications supplémentaires en présentant comme argument que le vent (et a fortiori en Bretagne) y sera beaucoup plus important. Cet élément de réflexion déjà livré en introduction à notre travail ne constitue pas, en tant que futur ingénieur, une explication et encore moins une justification satisfaisante puisqu'aucun calcul n'est venu étayer cette réflexion dans notre région. C'est pourquoi nous allons donc également présenter les calculs au vent afin de pouvoir les comparer aux calculs sismiques dans les différents cas d'études concrets étudiés plus en avant de ce travail. Afin de présenter un travail objectif et réaliste nous traiterons aussi bien les vents en site exposé que les vents en site normal de bocages par exemple (représentant la majorité des cas).

L'étude des bâtiments dans les cas courants (R+0, R+1 en maçonnerie, béton armé avec toitures ardoises, zinc ou plancher terrasse) ne suscite que très rarement une étude précise au vent. L'expérience indiquant pour ce type de bâtiments que la rigidité à la fois des murs et de la toiture est suffisante afin de maîtriser les poussées latérales. Les calculs au vent sont réalisés la plupart du

temps par le bureau d'études charpente si les pièces du marché le réclament ou parfois par le charpentier lui-même à l'aide d'un logiciel dédié (d'où importance de traiter plus loin de la formation des intervenants). Le bureau d'études béton se penche sur le problème du vent lorsque les fermes exercent des poussées horizontales en tête des murs au niveau des combles.

Si le séisme est une force sismique appliquée au niveau des diaphragmes, le vent, lui est une force surfacique. L'effort tranchant est donc linéaire et nul en tête du dernier niveau. Pour un R+0, la résultante est à diviser par deux puis à répartir le long de la longueur au vent afin de déterminer les efforts introduits dans le diaphragme de toiture en tête des murs.

Nous allons vérifier dans ce paragraphe l'influence du vent sur notre bâtiment type. Pour cela nous allons nous baser sur la méthode exposée dans le tableau ci-dessous tiré de l'Eurocode 1-1-4.

Les hypothèses retenues sont celles d'un bâtiment fermé (ou du moins présentant des ouvertures minimales), une exposition de classe 0 (bâtiment situé en zone côtière ce qui n'est pas si fréquent que ça même en Bretagne). Les résultats présentés traiteront d'un bâtiment type R+0 avec plancher terrasse en béton armé (hauteur totale 3 m) et un bâtiment type avec toiture ardoises 2 versants présentant une flèche de 2,5 m.

L'Eurocode 1 1-4 expose les méthodes de prise en compte des efforts du vent dans les vérifications de structures. Il présente d'ailleurs deux méthodes de calculs des forces du vent sur une construction : la méthode des coefficients de force ou la méthode des coefficients de pression.

Le Tableau XXI : Tableau 5.1 tiré de l'Eurocode 1 1-4 indiquant les différentes étapes de calculs à effectuer selon les différents éléments étudiés du projet ci-dessous du paragraphe 5.1 de l'Eurocode 1 1-4 résume la procédure de calculs et les cas d'utilisation de ces deux méthodes.

Tableau XXI : Tableau 5.1 tiré de l'Eurocode 1 1-4 indiquant les différentes étapes de calculs à effectuer selon les différents éléments étudiés du projet

Tableau 5.1 — Procédures de calcul pour la détermination des actions du vent	
Paramètre	Renvoi
Pression dynamique de pointe q_p	
vitesse de référence du vent v_b	4.2 (2)P
hauteur de référence z_e	Section 7
catégorie de terrain	Tableau 4.1
pression dynamique de pointe caractéristique q_p	4.5 (1)
intensité de turbulence I_v	4.4
vitesse moyenne du vent v_m	4.3.1
coefficient d'orographie $c_o(z)$	4.3.3
coefficient de rugosité $c_r(z)$	4.3.2
Pressions exercées par le vent, par exemple sur les revêtements, fixations et éléments de construction	
coefficient de pression intérieure c_{pi}	Section 7
coefficient de pression extérieure c_{pe}	Section 7
coefficient de pression nette $c_{p,net}$	Section 7
pression aérodynamique extérieure : $w_e = q_p c_{pe}$	5.2 (1)
pression aérodynamique intérieure : $w_i = q_p c_{pi}$	5.2 (2)
Forces exercées par le vent sur les constructions, par exemple pour les effets globaux du vent	
coefficient structural : $c_s c_d$	6
force exercée par le vent F_w calculée à partir des coefficients de force	5.3 (2)
force exercée par le vent F_w calculée à partir des coefficients de pression	5.3 (3)

La procédure de calcul du vent est relativement fastidieuse car elle comporte un nombre important d'étapes. Avant de pouvoir en généraliser les résultats pour différents projets et nous familiariser avec les différentes formules nous avons créé un tableur informatique pour chacune des méthodes. Concernant la méthode des coefficients de forces nous avons utilisé le tableur créé par Mr Henry THONIER qu'il avait gracieusement mis à disposition en téléchargement sur le site des Entreprises Générales de France (33). Nous avons créé également un tableur pour le vent selon le NV65.

Nous allons présenter simplement les principes de chacune des deux méthodes ainsi que la méthodologie que nous utiliserons pour la présentation des résultats.

a. Méthode des coefficients de force

Cette méthode présente une procédure relativement longue et son détail demanderait trop de développements ce qui n'est pas le but de cette étude. Elle inclut notamment la prise en compte de la période de vibration du bâtiment, sa géométrie bien sûr, sa masse et son environnement. Il s'agit d'une méthode directement globale contrairement à la méthode des coefficients de pression. Un exemple de calculs est donné en Annexe n°2. A partir de cette feuille de calculs nous avons compilé les résultats pour les différents cas d'études que nous allons étudier dans les prochains paragraphes. Leur comparaison avec les efforts sismiques que nous déterminerons nous permettra de commenter l'influence du parasismique sur le dimensionnement des bâtiments soumis à la réglementation parasismique en zone 2. Les cas présentés dans le tableau ci-dessous seront présentés plus avant dans notre étude. Ils ont été choisis tant que faire se peut sur leur représentativité des projets rencontrés dans notre travail de tous les jours. Il est à noter que nous considérons chaque force en pied à répartir entre le diaphragme supérieur (plancher ou plan des entrants) et les fondations ou la base du bâtiment. Pour rappel lors du calcul de l'action sismique les masses rentrant dans le calcul que nous avons appelées « masses actives » ou « en l'air » étaient comptées à partir de la demi-hauteur du mur du rez de chaussée ou du niveau immédiatement au-dessus des fondations ou soubassement rigide (si l'on ne prend pas en compte d'action favorable d'une hauteur enterrée).

Nous prendrons comme hypothèse (très défavorable) le cas d'un vent représentant une action variable dominante (Annexe A1 EC0) et donc un coefficient de 1,5.

Tableau XXII : Résultats déterminés par tableur conçu par Mr THONIER (site EGF-BTP)

	Type contreventement	Toiture	Hauteur	Longueur au vent	Exposition	Pression en tête kN/m ²	Force en pied kN pondérée	Force en tête de mur dernier niveau F _{pied/2} (kN) P*h/2*1,5	Force linéaire en tête de mur F _{pied/2/longueur} au vent (kN/ml) P*h/2*1,5
R+0	BA	BA	3	25	Côte	0.68	77	38,5	1,54
	BA	BA	3	25	Bocage	0.47	52	26	1,05
	BA	BA	3	13	Côte	0.61	36	18	1,37
	BA	BA	3	13	Bocage	0.41	24	12	0,93
R+0	Maçonnerie	Ardoises	5.5	25	Côte	0.79	163	81,5	1,78
	Maçonnerie	Ardoises	5.5	25	Bocage	0.47	96	48	1,05
	Maçonnerie	Ardoises	5.5	13	Côte	0.70	75	37,5	1,58
	Maçonnerie	Ardoises	5.5	13	Bocage	0.41	44	22	0,93
R+3	BA	BA	14.5	25	Côte	0.97	530	66	2,64
	BA	BA	14.5	25	Bocage	0.47	253	32	1,28
	BA	BA	14.5	13	Côte	0.73	206	26	2
	BA	BA	14.5	13	Bocage	0.35	98	12	0,92
R+3	Maçonnerie	Ardoises	14.5	25	Côte	0.97	530	66	2,64
	Maçonnerie	Ardoises	14.5	25	Bocage	0.47	253	32	1,28
	Maçonnerie	Ardoises	14.5	13	Côte	0.73	206	26	2
	Maçonnerie	Ardoises	14.5	13	Bocage	0.35	98	12	0,92

b. Méthode des coefficients de pression

Le tableau 5.1 de l'Eurocode 1 1-4 indique que cette méthode est particulièrement indiquée pour les éléments de construction mais également pour l'estimation des efforts globaux du vent sur les bâtiments.

Il s'agit de la méthode se rapprochant le plus de celle développée par les règles NV65. Il convient de déterminer les coefficients de pression extérieurs C_{pe} et les coefficients intérieurs C_{pi} avec comme différence par rapport aux règles NV65 que des fourchettes sont introduites pour les surfaces supérieures à 10 m² et inférieures à 1 m². En restant dans cette perspective de tentative de généralisation des résultats trouvés nous allons tenter d'exprimer plusieurs actions du vent sur

des bâtiments types selon leur géométrie propre. Afin de simplifier la démarche nous ne considérerons que des surfaces sans ouverture.

Tableau XXIII : Résultats sur projets courants par méthodes des coefficients de pression (Tableur interne)

	Type contreventement	Toiture	Hauteur	Longueur au vent	Exposition	Pression moyennée (toiture prise en compte) kN/m ² (non pondérée)	Force en pied pondérée kN	Force en tête de mur dernier niveau F _{pied/2} (kN) P*h/2*1,5	Force linéaire en tête de mur F _{pied/2} /longueur au vent (kN/ml) P*h/2*1,5
R+0	BA	BA	3	25	Côte	0,67	75	37,5	1,5
	BA	BA	3	25	Bocage	0,31	35	17,5	0,7
	BA	BA	3	13	Côte	0,27	30	15	1,2
	BA	BA	3	13	Bocage	0,12	13,5	7	0,54
R+0	Maçonnerie	Ardoises	5.5	25	Côte	0,71	79	39,5	1,5
	Maçonnerie	Ardoises	5.5	25	Bocage	0,32	36	18	0,7
	Maçonnerie	Ardoises	5.5	13	Côte	0,79	84	42	3,23
	Maçonnerie	Ardoises	5.5	13	Bocage	0,36	30	15	1,15
R+3	BA	BA	14.5	25	Côte	0,92	415	52	2,1
	BA	BA	14.5	25	Bocage	0,44	200	25	1
	BA	BA	14.5	13	Côte	0,48	217	27	2,1
	BA	BA	14.5	13	Bocage	0,23	105	13	1
R+3	Maçonnerie	Ardoises	14.5	25	Côte	0,93	417	52	2,1
	Maçonnerie	Ardoises	14.5	25	Bocage	0,45	201	25	1
	Maçonnerie	Ardoises	14.5	13	Côte	0,62	306	38	3
	Maçonnerie	Ardoises	14.5	13	Bocage	0,31	138	17	1,3

Nous pouvons constater que les pressions sont sensiblement identiques. Il existe une différence cependant dans les résultats concernant les forces en pied. L'explication se trouve vraisemblablement dans le fait que nous avons utilisé les valeurs forfaitaires de c_{pi} données par la clause 7.2.9 (6) Note 2 de l'annexe nationale de l'Eurocode 1 1-4 ($c_{pi} = -0,2$ et $+0,3$) pour le calcul des pressions dynamiques sur les parois $w (w = q_p(z) \cdot (c_{pe} - c_{pi}))$.

4.4 Comparaison des dispositions constructives recommandées par l’Eurocode 8-1 et des dispositions du BAEL 91

Même si les Eurocodes en tant que tels ne sont pas le sujet de la présente étude, il est important d’effectuer un aparté sur ces nouvelles règles de construction et plus particulièrement l’Eurocode 2 concernant les règles de calculs des bâtiments évoqué dans l’Eurocode 2 partie 1-1. Comme nous l’avons exposé plus haut dans cette partie la publication de l’Arrêté du 22 Octobre 2010 et de ses deux décrets d’application datés du même jour ont eu comme effet immédiat la possible application de l’Eurocode 8 qui entraîne l’application obligatoire de l’intégralité des Eurocodes. L’application d’un seul Eurocode lors d’un projet induit l’utilisation de tous les Eurocodes pour l’ensemble du projet afin de garantir la cohérence de l’ensemble des calculs.

Ici donc se joue un point important de la mise en place de ce corpus normatif pour les bureaux d’études car en plus de devoir appréhender la dynamique des structures et plus particulièrement le calcul parasismique ils devront appliquer avant le 31 Octobre 2012 (01/01/2014 selon arrêté modificatif du 25/10/2012) tous les Eurocodes.

Les projets rencontrés couramment étaient étudiés selon le BAEL91 et le DTU23-1 pour les voiles en béton et selon le DTU20-1 pour les murs de maçonnerie. La plupart du temps les dispositions constructives minimales pour ces éléments étaient suffisantes. D’autre part, la présente étude se situe en zone 2 soit la zone soumise à la réglementation parasismique la moins sollicitée, les dispositions constructives prévues par l’Eurocode 8-1 devront donc s’y appliquer. Dans ce paragraphe, nous allons d’abord comparer les dispositions constructives prévues par les anciennes règles d’une part et les Eurocodes d’autre part. Nous exposerons également succinctement les méthodes de calcul proposées par les Eurocodes lorsque les seuils minimaux sont dépassés.

Il ne s’agit donc pas d’effectuer un comparatif théorique BAEL91-Eurocode 2 ou PS92-Eurocode 8-1 mais un comparatif concret BAEL91-Eurocode 8-1 et Eurocodes matériaux associés.

Ce comparatif est résumé dans les tableaux suivants, les dispositions constructives sont tirées des différentes fiches techniques thématiques développées par nos soins en interne (les schémas correspondant sont tirés des livres de Mr V. DAVIDOVICI (34), de MM. HUREZ, JURASZEK, PELCE (29), et des Recommandations Professionnelles (26)).

4.4.1 Récapitulatif des dispositions constructives des voiles en béton armé et non armé et murs de maçonnerie selon les règlements et documents professionnels

Nous choisirons tant que possible les valeurs les plus défavorables lorsque la situation se présentera ou du moins des valeurs adaptées autant que possible aux projets couramment rencontrés.

VOILES BETON NON ARME

-Conditions BAEL 91 modifié 99 + DTU 23-1 :

$$N_u \leq N_{ulim}$$

$$V/(a.b) \leq 0,05.f_{c28}$$

-Conditions EC2-1-1, Recommandations professionnelles et DTU 23-1 :

$$N_u \leq N_{ulim} = b.h_w.f_{cd}$$

$$k.V_{Ed}/A_{cc} \leq f_{c,vd} = \sqrt{(f_{ctd}^2 + \sigma_{cp}.f_{ctd})} \text{ si } \sigma_{cp} \leq \sigma_{clim} \text{ (majorité des cas nous concernant)}$$

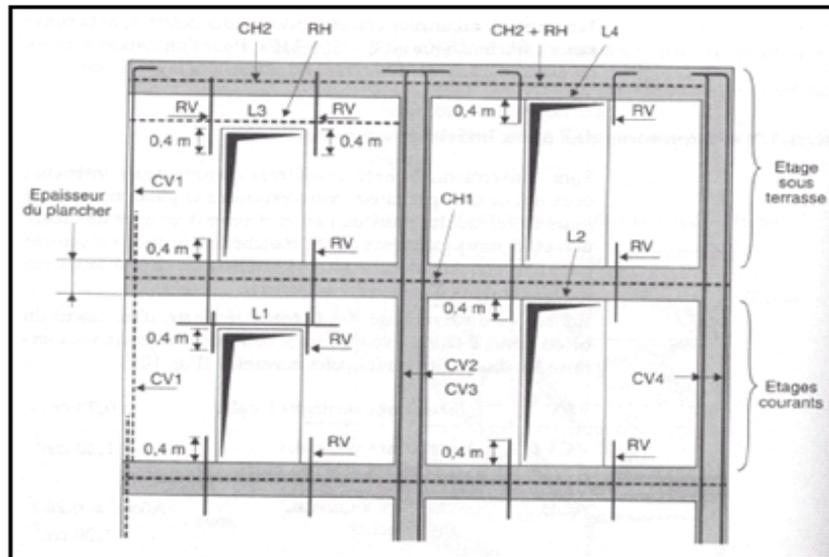
Voiles intérieurs

-Chaînages :

- CV : 1,20 cm² → 2HA10
- CH : 1,20 cm² → 2HA 10

-Liaison entre étages et renforts locaux:

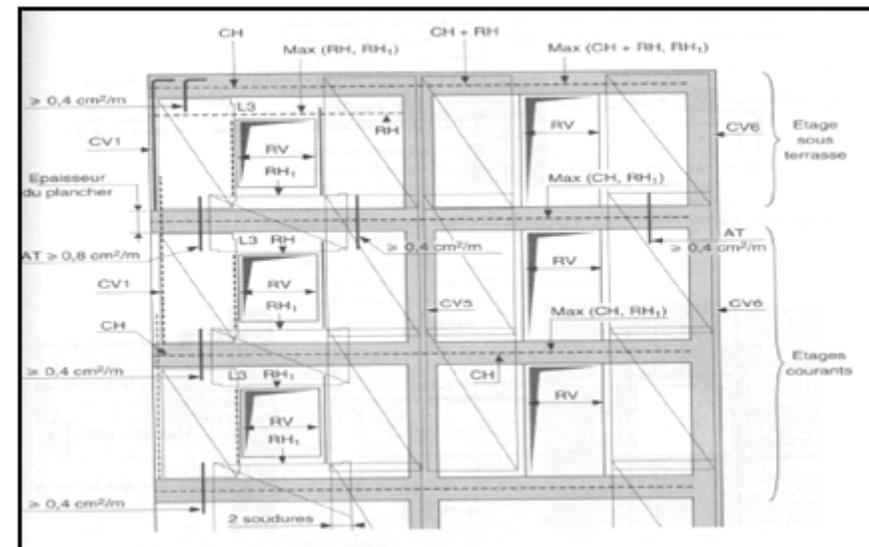
- RV : 0,70 cm²
- RH : 0,70 cm²



Voiles extérieurs

Armatures voiles intérieurs +

- Encadrement vertical ouvertures : 0,70 cm² → 2HA8
- Encadrement horizontal ouvertures : 0,80 cm² - → 2HA8
- Renfort sous terrasse cumulé à CH : 1,9 cm² → 3HA10
- Armatures de peau AH et AV (face extérieure):
 AH : 1 cm²/ml espacement max de 33 cm
 AV : 0,5 cm²/ml espacement max de 50 cm



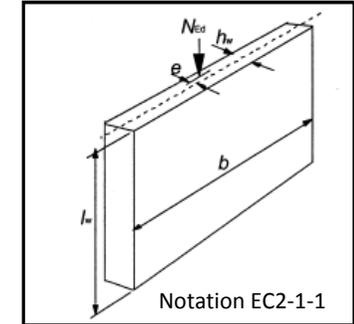
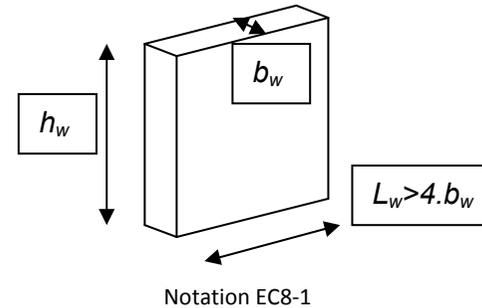
VOILES BETON ARME

BAEL91 modifié 99 + DTU 23-1	EC2-1-1 (classe de ductilité limitée DCL selon EC8-1) Recommandations professionnelles et DTU 23-1
<p>-Conditions : $N_u \geq N_{u_{lim}}$ et/ou $V/(a.b) \geq 0,05.f_{c28}$</p> <p>-Dispositions minimales de ferrailage : Idem dispositions voiles non armés avec résultats des calculs en sus ou armatures mini suivantes .</p> <p>-Treillis soudé de peau $A_{v_{min}} \geq 0,5/2 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$ $A_{h_{min}} \geq 1/2 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$ Soit 1 ST10 /face (intérieurs ou extérieurs)</p> <p>-Armatures verticales : $\rho_v = A_v/(a.b) = 0,5/a.b \geq \text{Max}\{0,001 ; 0,0015.500.(1 \text{ inter ou } 1,4 \text{ en rive}).(3.\sigma_{au}/\sigma_{lim}-1)/f_e$ avec a épaisseur du mur et d largeur de bande de calcul si charges non uniformément réparties</p> <p>-Armatures horizontales : $A_h/100.a \geq \text{Max}\{0,001 ; 2.\rho_v/3\}$</p> <p>- Armatures transversales : Epingles diamètre 6 si aciers verticaux reprenant compression $N_u \leq 20$ mm sinon 8 mm. $e = 25$ cm si diamètres verticaux ≤ 12 mm et ≤ 15 diamètres verticaux sinon</p>	<p>-Conditions : $N_{Ed} > N_{Rd12} = \eta.f_{cd}.h_w.b.(1-2.e/h_w)$ $k.V_{Ed}/A_{cc} > f_{c,vd} = \sqrt{(f_{ctd}^2 + \sigma_{cp}.f_{ctd})}$ si $\sigma_{cp} \leq \sigma_{cplim}$ (majorité des cas nous concernant)</p> <p>-Dispositions minimales de ferrailage (valables pour voiles $h_w \leq 25$cm sinon au prorata épaisseur) :</p> <p>-Verticalement (2nd lit vers centre voile): $0,04.A_c/2 > A_{s/\text{face}} > A_{svmin} = 0,001.[1+2.(N_{ed}-N_{Rd12})/(N_{Rd6}-N_{Rd12})]/2 \geq 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (peau qui doit être doublée à la base voile sous plancher terrasse pour voiles façade ou pignon) N_{Rd6} dépend prise en compte effet 2nd ordre, résistance de la section comprenant les aciers de flexion composée au 2nd ordre $s \leq \text{min}\{3.h_w ; 40 \text{ cm}\}$</p> <p>-Horizontalement : $A_{shmin}/\text{face} = 0,25/2.A_{svmin}$</p> <p>Armatures valables pour voiles $h_w \leq 25$cm sinon au prorata épaisseur</p> <p>-Transversalement : Si $A_{sv} > 0.2.A_c$ Espacement $s \leq \text{Min}\{20.\Phi_L ; h_w ; 40 \text{ cm}\}$</p> <p>-Effort tranchant :</p> <p>-Chaînaiges : $1,5 \text{ cm}^2$ soit 2 HA 10 verticalement pour tout bord libre débouchant sur murs extérieurs (façade ou pignon)</p> <p>-Encadrement ouvertures : 1 cm^2 de chaque côté ouvertures avec ancrage 50 diamètres mini</p>

VOILES BETON ARME en Classe de ductilité moyenne DCM selon EC8-1

-Conditions :

Recommandés dans les zones de sismicité modérée à forte (3 à 5)
 Epaisseur mini : $\text{Max}\{15 \text{ cm} ; h_w/20\}$ avec h_w comme hauteur libre entre étages



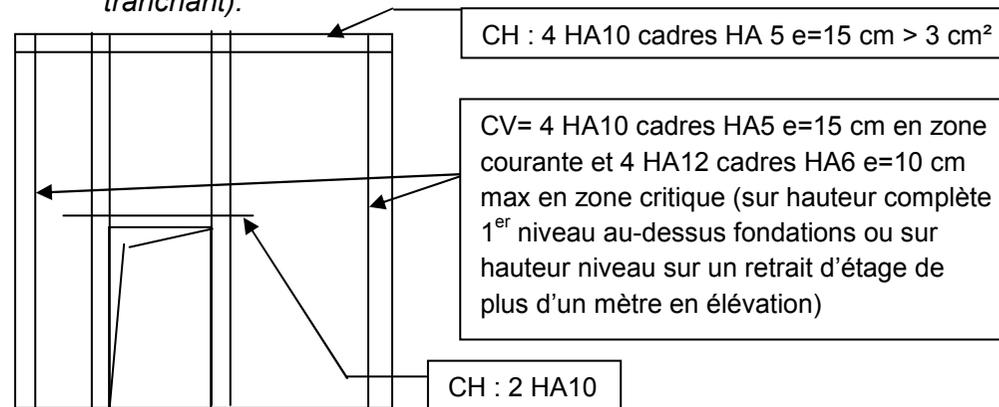
Mur dont le comportement repose sur « les non linéarités géométriques engendrées par la fissuration et sa longueur, provoquant un soulèvement des masses portées par le mur. ». Ce type de mur ne peut donc se déformer convenablement et dissiper de l'énergie de manière ductile. Sa rupture sera de type fragile (sensible à l'effort tranchant d'où une circonscription aux éléments de grandes dimensions), il s'agit d'un élément résistant et non ductile (incapable de fortes déformations). Structure dont la période est $\leq 0,5 \text{ s}$ sinon mur ductile.

$$L_w = \text{Max} \{4 \text{ m} ; 2 \cdot h_w/3\}$$

$$V_{Ed} = V(1+q)/2$$

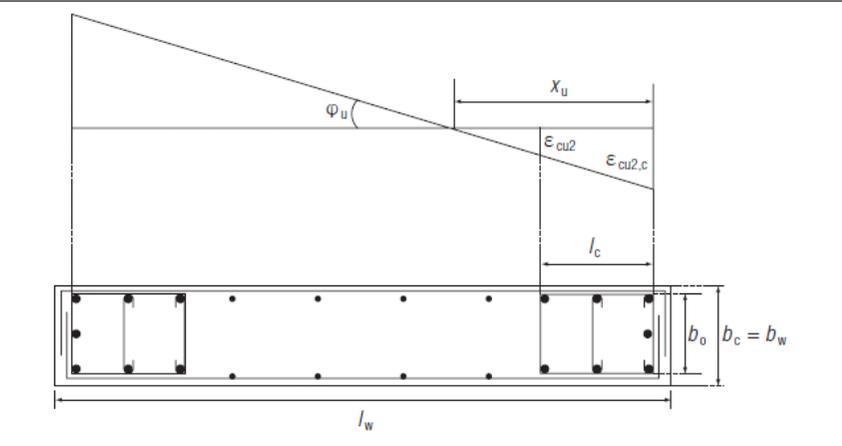
- Dispositions minimales de construction (en plus de la vérification à la flexion composée et à l'effort tranchant):

Voiles de grandes dimensions peu armés



+ quadrillage de peau horizontal de 1 cm^2 ($e_{max} = 33 \text{ cm}$) et $0,5 \text{ cm}^2$ vertical ($e_{max} = 50 \text{ cm}$) soit au minimum en pratique un ST10/face

+ chaînages horizontaux au croisement de chaque mur et chaque plancher sont de au moins $1,5 \text{ cm}^2$ (2 HA10)

	<p>sur une longueur d'au moins $0,28 \cdot \text{distance entre les deux murs adjacents}$ + les armatures de flexion composée (verticales) doivent être 1)- Maintenues entre chaque face par des épingles transversales de diamètre égal au $\max\{6 \text{ mm} ; \Phi_L/3\}$-2)-Rejetées aux rives du mur sur une longueur = $\text{Max}\{b_w ; 3 \cdot \sigma_{cm} \cdot b_w / f_{cd}\}$ avec σ_{cm} = valeur moyenne de contrainte du béton dans zone comprimée. Les diamètres des barres verticales seront égaux au minimum à ceux des chaînages prévus dans CV. + attente pied de voiles pignon ou façade sous plancher terrasse : $0,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit en pratique au minimum 5 HA8/ml soit $2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$</p>
<p>Voiles ductiles</p>	<p>Mur de dimensions relativement faibles lui permettant des déformations et déplacements importants (déformations dans les rotules plastiques) dissipant l'énergie emmagasinée. Rupture par flexion à surveiller et renforts à mettre en place pour assurer une ductilité locale. Ductilité locale assurée par mise en place en certaines zones précises d'armatures transversales dites de confinement devant respecter règles strictes.</p> <p>-Vérification à la flexion composée et principalement à l'effort tranchant (effort tranchant sollicitant multiplié par 1,5 pour sécurité accrue évitant toute rupture fragile).</p> <p>-Hauteur de la zone critique à la base du voile : $\text{Max}\{L_w ; h_w/6\}$ avec h_w hauteur du voile (L_w mini cas courants = $4 \cdot 0,18 = 0,72 \text{ m}$ et $h_w/6 = 3/6 = 0,50 \text{ m}$)</p> <p>-Longueur confinée d'abouts de voile L_c: $\text{Max}\{0,15 \cdot L_w ; 1,5 \cdot b_w ; x_u \cdot (\epsilon_{cu2} / \epsilon_{cu2,c})\} \rightarrow 0,15 \cdot 0,72 = 0,108 \text{ m} ; 1,5 \cdot 0,18 = 0,27 \text{ m}$, L_c sera donc au minimum supérieure à $0,27 \text{ m}$</p> <p>-Largeur de la bande confinée de rive $b_w = \text{Max}\{20 \text{ cm} ; h_s/15 \text{ si } L_c \leq \text{Min}\{2 \cdot b_w ; 0,2 \cdot L_w\} ; h_s/10 \text{ si } L_c > \text{Max}\{2 \cdot b_w ; 0,2 \cdot L_w\}\} \rightarrow L_{c\text{mini}} = 0,27 \text{ m} < 0,2 \cdot 0,72 = 0,144 \text{ m}$ donc la largeur de la bande confinée sera si besoin au minimum de $3/15 = 0,20 \text{ m}$.</p>  <p>The diagram illustrates the cross-section of a wall of length l_w and height h_w. It shows the strain distribution under ultimate load, with a neutral axis depth x_u and a rotation angle ϕ_u. The strain in the concrete at the top is ϵ_{cu2} and at the bottom is $\epsilon_{cu2,c}$. The length of the confined zone at the base is l_c. The width of the confined zone is b_0, which is equal to b_w. The diagram also shows the reinforcement layout, including vertical bars and transverse ties.</p>

Le terme $x_u \cdot (\epsilon_{ccu2} / \epsilon_{cu2,c})$ dépend de la densité d'armatures prévue lors du dimensionnement des armatures de confinement comme indiqué au paragraphe 5.4.3.2.2 de l'EC8-1 pour les poteaux et est tributaire des armatures de confinement prévues dans la zone concernée.

-Armatures de confinement :

- Longitudinalement (flexion composée) selon EC2-1-1 :

Espacement maximal des barres longitudinales (sur la hauteur du mur) tenues par les armatures de confinement : 20 cm

Longitudinalement : $0,005 \cdot A_c = 0,005 \cdot L_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 0,27 \cdot 0,2 = 3 \text{ cm}^2$ soit 4HA10 mais tous les 20 cm donc 6 HA10 sur 27 cm (4,71 cm²).

- Transversalement (confinement):

Si $v_d = N_{Rd} / (A_c \cdot f_{cd}) < 0,15$ ou $< 0,20$ et $q \cdot 0,85$ alors le calcul des armatures de confinement peut être conforme à l'EC2-1-1 sinon :

Les armatures de confinement sont données par la formule suivante :

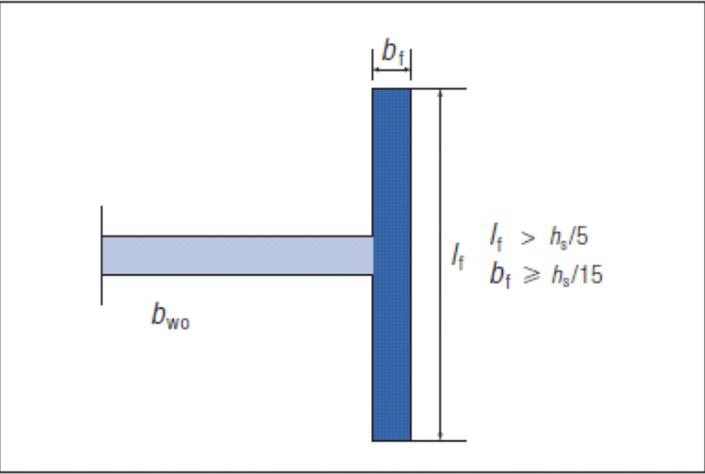
$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \eta_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_0 - 0,035$ dépendant du moment de flexion en présence, de l'effort normal réduit v_d , du coefficient de ductilité et du rapport mécanique des armatures verticales d'âme.

Rapport mécanique ω_{wd} des armatures de confinement = Volume armatures confinement/volume noyau confiné. $f_{yd} / f_{cd} \geq 0,08$

Diamètre minimum : 6 mm (cadres doivent présenter angle d'ancrage de 135° mini et longueur de retour d'ancrage de 10 diamètres soit $10 \cdot 0,6 = 6 \text{ cm}$) espacés de $\text{Min}\{b_0/2 ; 17,5 \text{ cm} ; 8 \cdot d_{bL}\}$ avec b_0 dimension minimale du noyau de compression du voile (20 cm – 2,5*2 cm d'enrobage = 15 cm soit 7,5 cm d'espacement de armatures transversales de confinement sur une hauteur minimale de 72 cm de haut en prenant un mur d'épaisseur 20 cm, cette longueur diminuera donc avec une épaisseur pouvant descendre jusqu'à 18 cm dans les cas raisonnablement rencontrés) et d_{bL} diamètre mini des armatures longitudinales soit $10 \cdot 8 \text{ mm} = 8 \text{ cm}$.

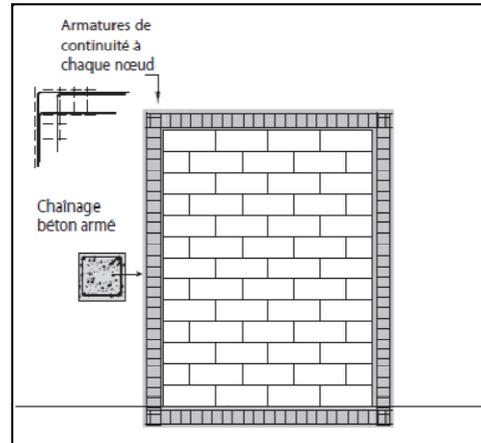
On aura donc une section minimale d'armatures de confinement (transversales) de $0,28 \cdot (1/0,065) = 4,3 \text{ cm}^2/\text{m}$

Le confinement des membrures perpendiculaires aux voiles étudiés n'est pas nécessaire si un voile perpendiculaire au voile étudié en ses rives présente une largeur de $b_f \geq h_s/15$ (20 cm pour une hauteur de niveau de 3 m) et une longueur $l_f \geq h_s/5$ (60 cm de longueur pour une hauteur de niveau de 3 m)



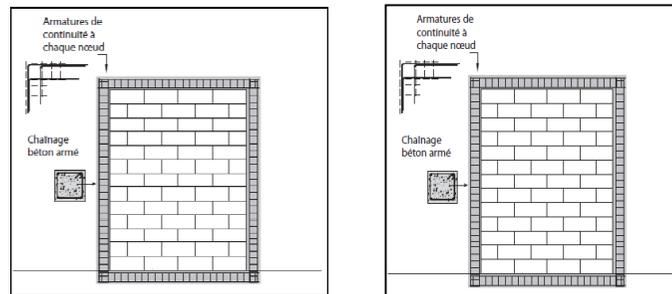
MURS MACONNERIE CHAINES (ou CONFINES selon EC6) selon DTU, EC6-1-1 et EC8-1

Murs maçonnerie selon DTU 20-1 liés au BAEL 91



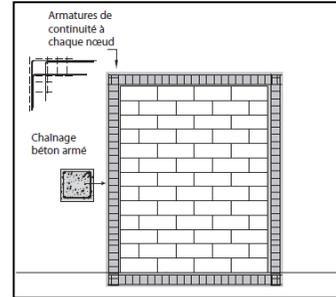
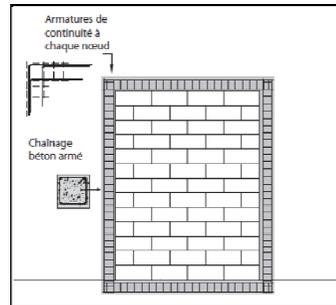
- Blocs de béton creux, alvéolés ou pleins ou briques terre cuite pour habitat BBC selon avis technique CSTB : épaisseur mini = 15 cm
- Disposition des chaînages : délimitation de chaque panneau d'au plus 20 m² de surface
- Section des chaînages : blocs dits « d'angle » de 14 cm de côtés remplis de béton. Verticaux appelés « raidisseurs Ra » et horizontaux « chaînages CH »
- CV : 2 HA10 sur la hauteur voile tous les 5 mètres
- CH : 3 HA10 (sous terrasse) et 2 HA 10 courant

Murs maçonnerie « confinée » selon EC6-1-1 §8.4 EC6-1



- Blocs des groupes 1, 2 ou 3. Dans la pratique le groupe 3 est retenu (blocs de béton creux) épaisseur 15 ou 20 cm.
- Espacement maximum de 4 m des chaînages tant horizontalement que verticalement soit 16 m²
- Section des éléments de confinement autrement dit les section de béton des chaînages : 0,02 m² avec une dimension mini de 15 cm dans le plan du mur
- CV : chaînages verticaux : chaque about de murs, encadrant chaque ouverture de surface supérieure à 1,5 m²
- Section mini : $\text{Max}\{0,8\% \text{ section de béton de confinement soit } 0,8 \cdot 0,02 / 100 = 2 \text{ cm}^2 ; 2 \text{ cm}^2\}$ avec cadres de diamètre 6 mm espacés de 30 cm maximum → 3HA10
- CH : à chaque plancher avec les mêmes sections tant béton qu'acier

Murs maçonnerie selon EC8-1



- Blocs de groupe 3. Dans la pratique le groupe 3 est retenu (blocs de béton creux) épaisseur 20 cm.
- Maçonnerie chaînée q_{mini} de comportement = 2,5
- Espacement maximum de 5 m des chaînages verticalement et 4 m horizontalement soit 20 m²
- Joints remplis de mortier
- Section des éléments de confinement autrement dit les section de béton des chaînages : avec des dimensions minis de 150x150 cm²
- CV : chaînages verticaux : à chaque abouts de murs, encadrant chaque ouverture de surface supérieure à 1,5 m², à chaque intersection de mur de la structure si le plus proche chaînage se situe à plus d'1,50 m de l'intersection considérée
Section mini : $\text{Max}\{3\text{cm}^2 ; 1\% \text{ section chaînage}\}$
→ 4 HA10 cadres HA5 e= 15 cm maximum
- CH : au niveau des fondations ou au niveau du plancher bas du Vide Sanitaire si celui-ci est situé à au plus 1,2 m de la sous-face des fondations, à chaque plancher avec les mêmes sections tant béton qu'acier
- Recouvrement de 60 diamètres minimum

D'après les données brutes recueillies ci-dessus dans les codes de calculs et divers ouvrages les exposant nous pouvons déjà constater que des différences importantes apparaissent entre les dispositions proposées par ces codes. Nous pouvons constater que sans calcul les différences pointent et que ces différences auront un coût différent que ce soit dans la mise en œuvre sur chantier ou du point de vue quantitatif de matériaux.

4.4.2 Comparaisons relatives entre les dispositions constructives des différents règlements de calculs

Après cet exposé brut des dispositions constructives des voiles en béton armé ou non et des murs de maçonnerie chaînée (confinée au sens de l'Eurocode 6-1-1). Nous allons étudier ci-dessous tant que faire se peut une comparaison relative des dispositions entre les anciennes réglementations et les nouvelles.

a. Voiles en béton :

Les dispositions prises en compte ci-dessus viennent bien sûr en plus des éventuelles armatures déterminées par les calculs (pour les armatures déterminées par calcul nous tenterons de déterminer les armatures minimales possibles, par exemple quand la limite est fixée à N_{Rd12} par l'Eurocode 2-1-1 pour un voile armé nous retiendrons un $N_{Ed} = N_{Rd12}$). (Au minimum nous retiendrons des voiles de 18 cm d'épaisseur pour une mise en œuvre soignée). La difficulté de ce genre d'exercice réside également dans le cas de dispositions constructives sur les données du projet ou demandant des calculs intermédiaires qui rendent difficiles une généralisation. Pour ces cas nous préciserons « Selon projet » afin d'éviter les cas trop particuliers.

Voiles « non armés »				
	BAEL-DTU 23-1- EC2-1 Voiles intérieurs		BAEL-DTU 23-1- EC2-1 Voiles extérieurs	
Elément de ferrailage	Type et nombre	Masse par unité (/m ou par /m²)	Type et nombre	Masse par unité (/m ou par /m²)
Chaînages horizontaux CH	2 HA10-étriers 5 mm e=30 cm	1,5 kg/ml	2 HA10-étriers 5 mm e=30 cm	1,5 kg/ml
Chaînages verticaux CV	2 HA10-étriers 5 mm e=30 cm	1,5 kg/ml	2 HA10-étriers 5 mm e=30 cm	1,5 kg/ml
Armatures de peau horizontales	Aucune obligation- En pratique un ST 10 au minimum centré dans épaisseur du voile	-	ST10 côté extérieur	1,87 kg/m²
Armatures de peau verticales	-	-	ST10 côté extérieur	1,87 kg/m²
Encadrement ouvertures horizontal (Linteaux)	2 HA8 ancrage 50.∅	0,62 kg + 1,05 kg/ml d'ouverture	2 HA8 ancrage 50.∅	0,62 kg + 1,05 kg/ml d'ouverture
Encadrement ouvertures vertical	2 HA8 Lg 0,8 m étriers 5 mm e=30 cm	1,62 kg/ml/ouverture	2 HA8 ancrage 50.∅	0,62 kg + 2,1 kg/ml/ouverture
Renforts locaux horizontaux RH	Sous terrasse : 4 HA10 étriers 5 mm e=30 cm -	3,47 kg/ml	Sous terrasse : 4 HA10 étriers 5 mm e=30 cm	3,47 kg/ml
Renforts locaux verticaux RV	Recouvrement ST10 0,4 m part et d'autre planchers	1,5 kg/ml	Recouvrement ST10 part et d'autre planchers	1,5 kg/ml

Voiles « armés »

Voiles « armés »											
	BAEL-DTU 23-1		EC2-1/DCL			EC8-1 Voiles de grandes dimensions peu armés			EC8-1 Voiles ductiles/DCM		
Elément de ferrailage	Type et nombre	Masse par unité (/m ou par /m ²)	Type et nombre	Masse par unité (/m ou par /m ²)	Comparaison / BAEL-DTU 23-1 non armé	Elément de ferrailage	Masse par unité (/m ou par /m ²)	Comparaison / BAEL-DTU 23-1 non armé	Elément de ferrailage	Masse par unité (/m ou par /m ²)	Comparaison / BAEL-DTU 23-1 non armé
Chaînages horizontaux CH	2 HA10-étriers 5 mm e=30 cm	1,5 kg/ml	2 HA10-étriers 5 mm e=30 cm	1,5 kg/ml	-	4 HA10 cad HA5 e=15 cm	3,23 kg/ml	+ 115%	3 HA10 en rive par face (0,05.Ac)	1,85 kg/ml/rive	+23 %
Chaînages verticaux CV	2 HA10-étriers 5 mm e=30 cm	1,5 kg/ml	2 HA10-étriers 5 mm e=30 cm	1,5 kg/ml	-	RDC :4 HA12 cad HA6 e=10 cm Courant : 4 HA10 cad HA5 e=15 cm	RDC: 4,7 kg/ml Courant: 3,23 kg/ml	RDC: + 147% Courant: + 49%	3 HA10 en rive par face (0,05.Ac)	1,85 kg/ml/rive	+23 % + 319% (avec confinement sur hauteur zone critique)
Armatures de peau horizontales	ST10/face	1,87 kg/m²	ST10/face	1,87 kg/m²	+ 50% (Ext)	ST10/face	1,87 kg/m²	+ 50% (Ext)	ST10/face	1,87 kg/m²	+ 50% (Ext)
Armatures de peau verticales	ST10/face	1,87 kg/m²	ST10/face	1,87 kg/m²	+ 50% (Ext)	ST10/face	1,87 kg/m²	+ 50% (Ext)	ST10/face	1,87 kg/m²	+ 50% (Ext)
Calcul mini horizontal	$\rho_H = \text{Max}\{0,001 ; 2 \cdot \rho_v / 3\}$	Selon projet	$A_{shmin} = \text{Min}(0,25 \cdot A_{sv} ; 0,001$	ST15C 2,2 kg/m²	++	$A_{shmin} = \text{Min}(0,25 \cdot A_{sv} ; 0,001$	ST15C 2,2 kg/m²	++	$A_{shmin} = \text{Min}(0,25 \cdot A_{sv} ; 0,001$	ST15C 2,2 kg/m²	++

Calcul mini vertical	$\rho_v = \text{Max}\{0,001 ; 0,0015.500.(1 \text{ inter ou } 1,4 \text{ en rive}).(3.\sigma_u/\sigma_{lim} - 1)/f_e\}$	Selon projet	$A_{svmin} = 0,001.A_c.(1 + 2.\left(\frac{N_{Ed} - N_{Rd12}}{N_{Rd6} - N_{Rd12}}\right))$	1,3 cm²/m² (h_w = 18 cm, L_w = 18*4 = 0,72 m) soit ST15C 2,2 kg/m²	++	$A_{svmin} = 0,001.A_c.(1 + 2.\left(\frac{N_{Ed} - N_{Rd12}}{N_{Rd6} - N_{Rd12}}\right))$	1,3 cm²/m² (h_w = 18 cm, L_w = 18*4 = 0,72 m) soit ST15C 2,2 kg/m²	++	$A_{svmin} = 0,001.A_c.(1 + 2.\left(\frac{N_{Ed} - N_{Rd12}}{N_{Rd6} - N_{Rd12}}\right))$	1,3 cm²/m² (h_w = 18 cm, L_w = 18*4 = 0,72 m) soit ST15C 2,2 kg/m²	++
Armatures transversales	Epingles diamètre 6 si aciers verticaux reprenant compression Nu ≤ 20 mm sinon 8 mm. e= 25 cm si diamètres verticaux ≤ 12 mm et ≤ 15 diamètres verticaux sinon	Selon projet	Si A _{sv} > 0,02.A _c alors espacement s _t ≤ Min[20.Ø _L ; h; 400 mm]	Selon projet car Ned dépend des actions	-	Si A _{sv} > 0,02.A _c alors espacement s _t ≤ Min[20.Ø _L ; h; 400 mm]	Selon projet	-	HA6 mini e = Min [$\frac{b_0}{2}$; 17,5 cm; 8.Ø _{Lg} (7,5 cm pour voile h _w =20cm et c=2,5 cm, 6,5 cm pour h _w = 18 cm pour h _{cr} mini = 0,72 m et L _c = 0,27 m)	3,2 kg (sur 0,72 m de h_{cr})	Voir plus haut avec chaînages
Armatures effort tranchant	Vérification en flexion composée par le calcul	Selon projet et armatures verticales en place	$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{0,08.\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}.bw.\sin(\alpha)$ Avec s ≤ s _{tmax} = 0,75.d.(1 + cot α)	0,8 cm²/ml HA 6 e= 20cm soit 0,45 kg/ml (bw=0,18m et d = Lw = 0,72)	++	$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{0,08.\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}.bw.\sin(\alpha)$ Avec s ≤ s _{tmax} = 0,75.d.(1 + cot α)	0,8 cm²/ml HA 6 e= 20cm soit 0,45 kg/ml (bw=0,18m et d = Lw = 0,72)	++	$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{0,08.\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}.bw.\sin(\alpha)$ Avec s ≤ s _{tmax} = 0,75.d.(1 + cot α)	0,8 cm²/ml HA 6 e= 20cm soit 0,45 kg/ml (bw=0,18m et d = Lw = 0,72)	++
Encadrement ouvertures horizontales (Linteaux)	Int : 2 HA8 ancrage 50.Ø Ext : 2 HA8 ancrage 50.Ø	0,62 + 1,05 kg/ml d'ouverture	Int : 2 HA8 ancrage 50.Ø Ext : 2 HA8 ancrage 50.Ø	0,62 + 1,05 kg/ml d'ouverture	-	2 HA10	2,12 kg/ml d'ouverture	+ 102%	Int : 2 HA8 ancrage 50.Ø Ext : 2 HA8 ancrage 50.Ø	0,62 + 1,05 kg/ml d'ouverture	-
Encadrement	Int : 2 HA8 Lg	Int : 1,62	Int : 2 HA8 Lg 0,8 m	Int : 1,62	-	RDC :4 HA12 cad	RDC: 9,4	+ 348%	Int : 2 HA8 ancrage	0,62 + 2,1	-

ent ouverture s vertical	0,8 m Ext : 2 HA8 toute hauteur de l'ouverture	kg/ouverture Ext : 0,62 + 2,1 kg/ml d'ouverture/ouv erture	Ext : 2 HA8 toute hauteur de l'ouverture	kg/ouverture Ext : 0,62 + 2,1 kg/ml d'ouverture/ouv erture		HA6 e=10 cm Courant : 4 HA10 - cad HA5 e=15 cm	kg/ml de hauteur du mur/ouvertu re Courant: 6,46 kg/ml/ouver ture	<i>(toute hauteur niveau)</i>	50.Ø Ext : 2 HA8 ancrage 50.Ø	kg/ml/ouver ture	
Renforts locaux horizonta ux RH	Sous terrasse : 4 HA10 étriers 5 mm e=30 cm -	3,47 kg/ml	Sous terrasse : 4 HA10 étriers 5 mm e=30 cm -	3,47 kg/ml	-	Sous terrasse : 4 HA10 étriers 5 mm e=30 cm -	3,47 kg/ml	-	Sous terrasse : 4 HA10 étriers 5 mm e=30 cm -	3,47 kg/ml	-
Renforts locaux verticaux RV	Recouvremen t ST10 0,4 m part et d'autre planchers	1,5 kg/ml	Recouvrement ST10 part et d'autre planchers	1,5 kg/ml	-	Recouvrement ST10 part et d'autre planchers	1,5 kg/ml	-	Recouvrement ST10 part et d'autre planchers	1,5 kg/ml	-

b. Analyse des tableaux

Le but de ces tableaux est double. Tout d'abord nous permettre en interne d'avoir une vue d'ensemble des différentes dispositions constructives et des conséquences induites sur le projet et d'autre part selon les types de conception qui seront adoptés pour le projet, en fonction des résultats nous pourrions transmettre à nos clients des ratios leur permettant l'établissement de leurs prix lors d'appels d'offres. Cette première étape nous permet d'avoir un regard comparatif objectif entre ce que nous appliquions auparavant et ce qui peut être demandé selon les futurs calculs de sollicitations sismiques. Ce travail est mené en ayant en tête qu'un jour ou l'autre nous serons amenés à étudier un projet concerné par les dispositions les plus drastiques telles que celles données pour les voiles de grandes dimensions ou les voiles ductiles (pour des projets en zone 3 à 5). Comme nous avons pu le constater il est parfois difficile de donner des ratios fixes car ces derniers peuvent dépendre des actions considérées (il est évident qu'il n'est pas possible de réaliser certains calculs pour une réponse simple à un appel d'offres), de l'expérience (des ratios liés aux actions habituellement non traitées comme les efforts tranchants sont plus difficiles à cerner) et des méthodes proposées (dispositions constructives absolues plus pratiques que des dispositions relatives passant par des calculs intermédiaires).

Si nous reprenons notre réflexion sur l'impact technico-économique de ces changements réglementaires nous pouvons comprendre de ce tableau les raisons de notre travail. Lors de la mise en application des règles parasismiques l'arrêté du 22/10/2010 prévoyait une période de transition de 2 ans (Octobre 2010-31 Octobre 2012 dans les faits 01/05/2011-31/10/2012) durant laquelle il serait possible aux bureaux d'études de pratiquer les règles PS92 combinées aux règles BAEL91. Les règles PS92, contrairement à l'Eurocode 8-1, ne comprenaient qu'une seule classe ductilité équivalente à la classe DCM de l'Eurocode 8-1. Nous voyons bien ici l'intérêt que représente la possibilité laissée par l'Eurocode 8-1 d'utiliser une classe de ductilité limitée. Les chaînages verticaux des voiles de grandes dimensions et des voiles ductiles présentent un poids d'armatures supérieur pour les encadrements d'ouvertures de 350% à celui appliqué dans les voiles non armés habituellement traités dans les projets courants ! L'Eurocode 8-1 recommande de n'utiliser cette classe de ductilité limitée seulement dans les zones de sismicité faible (zone 2) mais notre lecture de la réglementation nous impose de vérifier qu'effectivement cette classe DCL est effectivement largement suffisante et d'un point de vue comportement mais également intéressante du point de vue économique. Parallèlement à ces arguments nous devons être capables également d'une part de justifier l'absence d'utilisation des dispositions constructives « emblématiques » laissées dans le sillage des règles PS92 et d'autre part tenter de maîtriser ces méthodes pour de futurs projets dans des

zones présentant des accélérations de référence plus importantes avec l'impossibilité d'utiliser la classe limitée pour les ouvrages en béton.

c. Murs de maçonnerie

Maçonnerie chaînée ou « confinée »

	BAEL-DTU 20-1		EC6-1			EC8-1 Partie 9		
<i>Élément de ferrailage</i>	<i>Type et nombre</i>	<i>Masse par unité (/m ou par /m²)</i>	<i>Type et nombre</i>	<i>Masse par unité (/m ou par /m²)</i>	<i>Comparaison au DTU20-1</i>	<i>Élément de ferrailage</i>	<i>Masse par unité (/m ou par /m²)</i>	<i>Comparaison au DTU20-1</i>
Chaînages horizontaux étages courants CH	2 HA 10 étriers HA5 e=30 cm	1,5 kg/ml	Section béton 15 x 15 – 3 HA10 cadres HA6 e=30 cm	2,81 kg/ml	+ 88%	Section béton 15 x 15 – 4 HA10 cadres HA5 e=15 cm mini	3,23 kg/ml	+ 115%
Chaînages verticaux CV	2 HA 10 étriers HA5 e=30 cm	1,5 kg/ml	Section béton 15 x 15 – 3 HA10 cadres HA6 e=30 cm	2,81 kg/ml	+ 88%	Section béton 15 x 15 – 4 HA10 cadres HA5 e=15 cm mini	3,23 kg/ml	+ 115%
Chaînages horizontaux sous terrasse CH1	4 HA 10 cadres HA6 e=30 cm	2,81 kg/ml	-	-	-	-	-	-
Surface maximale de panneau sans chaînages	20 m²	-	16 m²	-	-	20 m²	-	-
Encadrement ouvertures horizontal	-	-	-	-	-	Section béton 15 x 15 – 4 HA10 cadres HA5 e=15 cm mini	3,23 kg/ml	++
Encadrement ouvertures vertical	-	-	Section béton 15 x 15 – 3 HA10 cadres HA6 e= 30 cm mini toute hauteur niveau autour ouverture surface > 1,5 m²	2,81 kg/ml	++	Section béton 15 x 15 – 4 HA10 cadres HA5 e=15 cm mini toute hauteur niveau autour ouverture surface > 1,5 m²	3,23 kg/ml	++
Recouvrements minis	50 ø	-	Selon projet (cf. EC 2-1)	-	-	60 ø	-	+ 20%

Si l'Eurocode 8-1 permet l'utilisation d'une classe de ductilité limitée lors de la conception d'ouvrages en béton, la maçonnerie chaînée qui est mise en place sur tous les chantiers passant par un bureau d'études, ne bénéficie pas de ce traitement, au contraire. Le tableau ci-dessus nous indique que non seulement le paragraphe 9.5.3 de l'Eurocode 8-1 impose des dispositions constructives très largement supérieures à celles du DTU20-1 : + 115% pour les chaînages mais que l'Eurocode 6-1 impose également une quantité minimale d'armatures largement supérieure aux règles précédentes (+ 88% par rapport au DTU20-1). Ces dispositions sévères concernant le type de maçonnerie très largement le plus répandu dans notre secteur d'activités doit être pris en compte bien sûr par les bureaux d'études d'exécution mais également par les bureaux d'études de conception ou du moins les bureaux d'études effectuant les pré-études, c'est-à-dire les phases du projet courant de l'esquisse (ESQ) à la phase de consultation des entreprises (DCE). En effet la plupart des entreprises ne disposent pas d'outils de veille réglementaire et encore moins de personnel détaché à l'étude des nouvelles réglementations de calculs. Il est donc du devoir du bureau d'études chargé de la conception du projet d'attirer l'attention des entreprises lors de l'établissement du CCTP (Cahier des Clauses Techniques Particulières) sur les modifications de ratios d'aciers qui interviendront pour les projets soumis aux nouvelles réglementations (qu'il s'agisse de projets parasismiques ou comme nous l'avons vu de maçonnerie de projets « statiques »).

4.4.3 Rappel et comparatif des dispositions constructives concernant les poutres et poteaux selon les différentes réglementations

Bien que nous ayons choisi d'étudier les systèmes de contreventement par murs de maçonnerie et voiles en béton nous allons décrire ici à titre informatif les dispositions constructives liées au aux poteaux et aux poutres.

POTEAUX

BAEL91 modifié 99	EC2-1-1 (classe de ductilité limitée DCL selon EC8-1)	EC8-1 (classe de ductilité limitée DCM)
<p>-Conditions :</p> <p>-Calculs :</p> $N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_t}{\gamma_s} \right]$ $A \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_c}$ <p>-Dispositions minimales de ferrailage :</p> <p>- Longitudinalement :</p> <p>$A_{min} = \text{Max} \{4\text{cm}^2/\text{ml de périmètre} ; 0,2 \cdot B/100\} \leq A \leq 5 \cdot B/100$</p> <p>Espacement max $s = \text{Max} \{40 \text{ cm} ; a+10\}$</p> <p>Avec a plus petite dimension section béton</p> <p>- Transversalement :</p> <p>$\Phi_t = \Phi_L/3 \leq 12 \text{ mm}$</p> <p>$s_t \leq \text{Min} \{40 \text{ cm} ; a+10 ; 15 \cdot \Phi_L\}$</p> <p>espacement en zone de recouvrement: $0,6 \cdot l_s$ pour cas courants (l_s pour chocs)</p> <p>recouvrement $l_r = 0,6 \cdot l_s$</p>	<p>-Conditions :</p> <p>Poteau soumis à effort concentré possibilité méthode simplifiée</p> <p>-Dispositions minimales de ferrailage</p> $N_{Rd} = k_n \cdot k_s \cdot \alpha [b \cdot h \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}] \quad (1)$ $A_s = \frac{1}{f_{yd}} \left[\frac{N_{Ed}}{k_n \cdot k_s \cdot \alpha} - b \cdot h \cdot f_{cd} \right]$ $N_{Rd} = k_n \cdot k_s \cdot \alpha \left[\frac{\pi \cdot D^2}{4} f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \right] \quad (3)$ $A_s = \frac{1}{f_{yd}} \left[\frac{N_{Ed}}{k_n \cdot k_s \cdot \alpha} - \frac{\pi \cdot D^2}{4} f_{cd} \right]$ <p>- Armatures longitudinales :</p> <p>$0,04 \cdot A_c$ et $0,08 \cdot A_c$ (zone de recouvrement) $\geq 0,10 \cdot N_{Ed}/f_{yd} \geq 0,002 \cdot A_c$</p> <p>$\Phi_{min} = 8 \text{ mm}$ soit au mini 4 HA 10 = $3,14 \text{ cm}^2$</p> <p>- Armatures transversales :</p> <p>Diam = max (6 mm ; $\Phi_{Lg}/4$)</p> <p>Espacement max = Min {20. Φ_{Lg} ; min (a ; b) ; 40 cm}</p> <p>Espacement réduit par facteur 0,6 sous poutre ou dalle sur une longueur égale à la plus grande dimension de la section du poteau</p> <p>Poteaux circulaires</p> <p>- Calculs :</p>	<p>-Conditions :</p> <p>Choix concepteur</p> <p>Si $\theta > 0,1$ alors dimensions section transversale poteau primaire \geq Distance point d'inflexion et extrémité poteau (si encasturé deux côtés majorité poteaux PS alors $L/20 = L/2/10$)</p> <p>-Calculs :</p> <p>Flexion déviée simplifiée si dans chaque direction = flexion simple/3</p> <p>Effort normal réduit $\leq 0,65$</p> <p>%age total armatures longi $0,01 \leq \rho_1 \leq 0,04$</p> <p>Au moins une armature intermédiaire entre angles</p> <p>$l_{cr} = \text{Max} \{h_c ; l_{cl}/6 ; 0,45\}$ (à partir extrémité section poteau)</p> <p>avec $h_c = \text{Max} \{a ; b\}$ et l_{cl} hauteur libre poteau</p> <p>Si $\frac{l_{cr}}{h_c} < 3$ alors zone critique toute hauteur poteau</p> <p>Confinement du noyau de béton :</p> $\omega_{wd} = \frac{\text{Volume armatures de confinement}}{\text{Volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0,08$ <p>-Dispositions minimales de ferrailage transversal :</p> <p>$\Phi \geq 6 \text{ mm}$</p>

		<p>Espacement mini $s \geq \text{Min}\{\frac{b_0}{2}; 17,5; 8 \cdot d_{bl}\}$</p> <p>Distance max entre barres longitudinales maintenues par armatures confinement = 20 cm</p> <p>Espacement déterminé selon Ec2-1-1 si $v_d < 0,2$ et $q \leq 2$</p> <p>-Nœuds poteaux-poutres §5.4.3.3 :</p> <p>≥ armatures poteaux</p> <p>Si connexion sur 4 côtés et largeur poutre ≥ $\frac{3}{4}$ dimension poteau parallèle à la section poutre alors espacement confinement armatures longitudinales peut être doublé/celles poteaux mais ≤ 15 cm</p> <p>Au moins une barre intermédiaire prévue entre angles poteaux doit être prévue dans le nœud.</p>
--	--	--

Poteaux (exemple d'un poteau de section carrée a x a = 20x20 de hauteur 3 m)

	BAEL		EC2-1-1			EC8-1 Partie 5 (DCM-On suppose que $\theta < 0,1$ et donc que $a=b=3/20=0,15$ m mini)		
<i>Elément de ferrillage</i>	<i>Type et nombre</i>	<i>Masse par unité (/m ou par /m²)</i>	<i>Type et nombre</i>	<i>Masse par unité (/m ou par /m²)</i>	<i>Comparaison au BAEL</i>	<i>Elément de ferrillage</i>	<i>Masse par unité (/m ou par /m²)</i>	<i>Comparaison au BAEL</i>
Section béton	$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{a^4}{12a^2}}} < 70$	-	Modèle simplifiée si $a \geq 15$ cm $\lambda < 120$	-	-			
Aciers longitudinaux	4 HA 12 en pratique (4cm ² /ml de contour de section = 4a/4 = a (m) cm ² pour section carrée et $\pi.D/4$ section circulaire)	124,3 kg/m³	4 HA10	86,45 kg/m³	-30,5 %	Pourcentage minimal d'armatures longitudinales = 0,01*0,2*0,2 m ² (= 0,01.a ² = 100.a (m).a(m) cm ² pour section carrée et 0,01*100*D* $\pi.D/4$ cm ² pour section circulaire)- Volume d'armatures mini = 0,08.f _{cd} .volume noyau béton/f _{yd} → 9,78.10 ⁻⁶ m ³ soit 7,63.10 ⁻⁵ T 4 HA10	100*a*124,3 kg/m³	-
Aciers transversaux	Cadres HA6 e=18 cm	18,6 kg/m³	Cadres HA6 e=20 cm	15,5 kg/m³	-16,7 %	Cadres HA6 e=20 cm sur 3 -0,5*2 =2 m	10,3 kg/m³	-16,7 %
Armatures de confinement	-	-	-	-	-	4 HA10 e _{max} = 20 cm-cadres HA6 e= 8. Φ_{bl} = 8 cm mini sur hauteur h _c /6 =3/6=0,5 m	14,5 kg/m³	++
Nœuds poteaux-poutres	-	-	-	-	-	Idem confinement poteau sur hauteur noeud	-	-
Recouvrements	Forfaitairement 50Φ	-	Selon projet (aciens)	-	+20%	Selon projet (aciens)	-	+20%

minis	= 0,6 m par barre (compris dans aciers longitudinaux)		comprimés) : 60Φ			comprimés) : 60Φ		
TOTAL		142,9 kg/m³		102 kg/m³	-28,7%		111,3 kg/m³ (sans armatures nœud et selon projet)	+

POUTRES		
BAEL91 modifié 99	EC2-1-1 (classe de ductilité limitée DCL selon EC8-1)	EC8-1 (classe de ductilité limitée DCM)
<p>-Conditions :</p> <p>-Calculs :</p> <p>-Dispositions minimales de ferrailage :</p> <p>- Longitudinalement :</p> <p>Non fragilité : $A_{smin} \geq 0,23 \cdot f_{t28} \cdot b_0 \cdot d / f_e$</p> <p>- Transversalement :</p> <p>$\Phi_t = \text{Min} \{ \Phi_L ; h/35 ; b/10 \}$</p> <p>$S_{tmax} = \text{Min} \{ 0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm} ; 15 \cdot \Phi_L \text{ si aciers comprimés} \}$</p> <p>Pourcentage mini : $\frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{F_e}{b_0} \geq 0,4 \text{ MPa}$</p>	<p>-Conditions :</p> <p>-Dispositions minimales de ferrailage :</p> <p>- Armatures longitudinales :</p> <p>Si maîtrise fissuration : $A_{smin} \cdot \sigma_s + \xi_1 \cdot A'_p \cdot \Delta_{sp} > k \cdot k_c \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$</p> <p>Avec</p> <p>$f_{ct,eff} = f_{ctm}$</p> <p>$A'_p$ = précontrainte dans section Ac,eff</p> <p>$h_{c,eff} = \text{Min} \{ 2,5(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 \}$</p> <p>$A_{s,min}$ non fragilité = $0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$ (béton $f_{ck}=25 \text{ MPa}$ et $f_{yd}=500 \text{ MPa}$ → $A_{s,min} / (b \cdot d) = 0,135\%$)</p> <p>- Armatures transversales :</p> <p>$\Phi_t = \Phi_L / 3$</p> <p>$A_{sw} / s \geq \rho_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha = \rho_w \cdot b_w = (0,08 \cdot v f_{ck}) / f_{yk}$</p> <p>$7 \text{ cm} < S_{tmax} \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$ (cadres, étriers, épingles)</p> <p>$7 \text{ cm} < S_{tmax} \leq 0,6 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$ (barres relevées)</p> <p>Si poutres $h > 25 \text{ cm}$ → $S_{tmax} = 0,9 \cdot d$</p> <p>Sens largeur : espacement aciers $s_{II} \leq \text{min} \{ 0,75 \cdot d ; 60 \text{ cm} \}$</p>	<p>-Conditions :</p> <p>-Calculs :</p> <p>Flexion + effort tranchant §5.4.3.1.1</p> <p>- Dispositions minimales de ferrailage :</p> <p>Longueur zone critique $L_{cr} = h_w$</p> <p>Si poutre supporte élément vertical interrompu (poteau) alors $L_{cr} = 2h_w$</p> <p>Pourcentage mini zone tendue toute longueur poutre : $\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ et donc pourcentage mini aciers dans zone comprimée = $\rho_{min} = 0,25 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$</p> <p>$\Phi_{confinement} = d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$</p> <p>Espacement : $s_t \leq \text{Min} \{ h_w/4 ; 24 \cdot d_{bw} ; 22,5 \text{ cm} ; 8 \cdot d_{bL} \}$</p> <p>1ère armature confinement située au plus 5 cm nu appui</p>

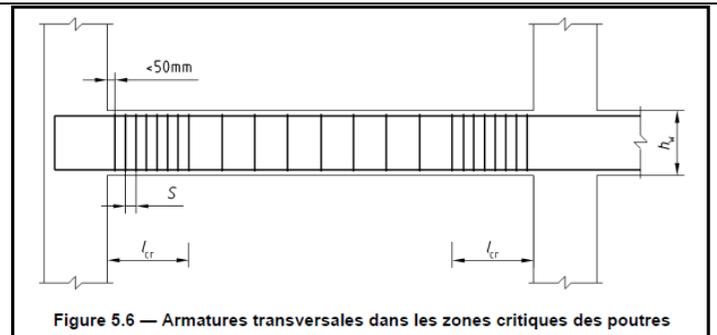


Figure 5.6 — Armatures transversales dans les zones critiques des poutres

Poutres (exemple d'une poutre de section $b \times h = 20 \times 40h$, résistance à la compression à 28 jours de 25 MPa)

Elément de ferrailage	BAEL		EC2-1-1			EC8-1 Partie 5 (DCM-On suppose que $\theta > 0,1$ et donc que $a=b/3/20=0,15$ m mini)		
	Type et nombre	Masse par unité (/m ou par /m ²)	Type et nombre	Masse par unité (/m ou par /m ²)	Comparaison au BAEL	Elément de ferrailage	Masse par unité (/m ou par /m ²)	Comparaison au BAEL
Section béton	-	-	-	-	-	Volume d'armatures mini = $0,08 \cdot f_{cd} \cdot \text{volume noyau béton} / f_{yd} \rightarrow 9,78 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$ soit $7,63 \cdot 10^{-5} T$	-	-
Aciers longitudinaux	Bas : $9,07 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2$ (en pratique 2 HA10 mini) Haut : (constructif cas courant) : 2 HA8	2,02 kg/ml	Bas : $9,07 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2$ (en pratique 2 HA10 mini) Haut : (constructif cas courant) : 2 HA8	2,02 kg/ml	-	Bas : $9,07 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2$ (en pratique 2 HA10 mini) Haut : (constructif cas courant) : 2 HA8	2,02 kg/ml	-
Aciers transversaux	Cadres HA6 e= 15 cm	1,68 kg/ml	Cadres HA6 e=32 cm	0,72 kg/ml	-57,1%	Cadres HA6 e=32 cm	0,72 kg/ml	-57,1%
Armatures de	-	-	-	-	-	Sur $L_{cr}=h_v=0,40$ m : cadres	0,96 kg/rive	++

confinement						HA6 e=10 cm		
Nœuds poteaux-poutres	-	-	-	-	-		-	-
Recouvrements minis	Forfaitairement 50Φ = 0,6 m par barre (compris dans aciers longitudinaux)	-	Selon projet	-	-	Selon projet	-	-
TOTAL		3,70 kg/ml		2,72 kg/ml	-26,5%		1,92 kg + 2,72 kg/ml	+

4.5 Etudes de cas de bâtiments réguliers en plan R+0 et R+3

Après avoir déterminé les incidences possibles sur les dispositions constructives des différents règlements, nous allons étudier ici des cas de bâtiments fréquemment rencontrés dans notre travail. Notre but étant de vérifier dans quelles mesures les dispositions seront suffisantes pour la zone 2 de faible sismicité. Nous allons débiter ce paragraphe par un commentaire relatif à la modélisation de bâtiments de faible hauteur (surtout les R+0) selon les méthodes modales et des forces latérales.

4.5.1 Etude des contreventements d'un bâtiment régulier en plan R+0

Le bâtiment présenté dans cette partie pourrait correspondre à un bâtiment de type foyer logement ou EHPAD (Etablissement d'Hébergement pour Personnes Agées et Dépendantes) d'une commune petite ou moyenne. Ce type de bâtiment est la plupart du temps conçu sur les mêmes principes architecturaux : R+0, toiture ardoises ou plancher terrasse, relative symétrie, structure en voiles béton armé ou murs de maçonnerie, impératifs thermiques et donc grandes ouvertures côtés Sud-Ouest ou Sud-Est. Nous avons repris ces principes dans l'exemple ci-dessous à l'exception de l'absence de symétrie des ouvertures car nous voulions effectuer tout d'abord des essais permettant la validation des calculs de géométrie de notre tableur Excel.

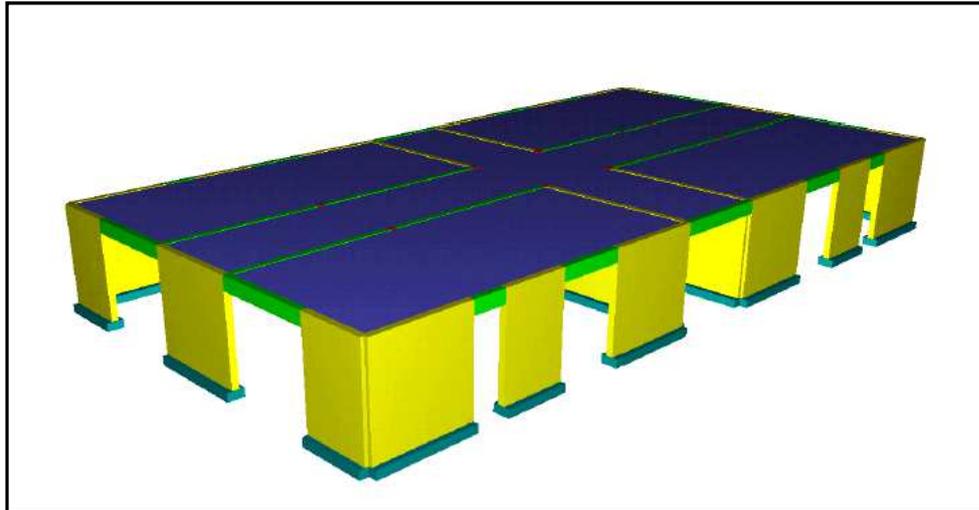


Figure 48 : Capture 3D R+0 régulier en plan

Comme nous pouvons le voir sur la capture d'écran ci-dessus nous avons sciemment négligé les allèges des fenêtres. La structure est composée de murs de façade en béton armé et comprend à l'intérieur une structure poteaux-poutres centrée dans la direction principale X et par 4 murs de refend selon Y.

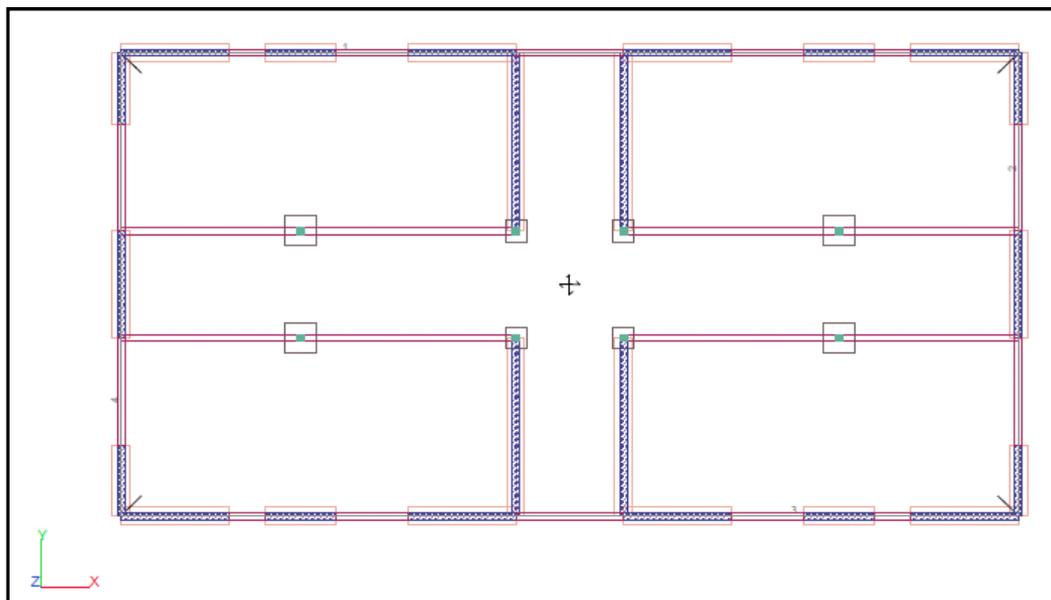


Figure 49 : Vue en plan R+0 régulier en plan

Tout d'abord nous allons étudier de manière détaillée son comportement sous sollicitations sismiques puis, toujours sous sollicitations sismiques nous l'étudierons en intégrant des paramètres différents pouvant être rencontrés de manière courante, nous déterminerons ensuite les actions du vent sur ce type que nous comparerons aux résultats sous sollicitations sismiques.

4.5.1.1 Données du projet

Les données suivantes sont des données de base permettant de vérifier les résultats du tableur Excel. Les données sismiques notamment seront modifiées successivement pour tenter de déterminer les cas les plus défavorables et délimiter les contours d'études que nous serons susceptibles de rencontrer dans les différents projets rencontrés. Nous prendrons comme base le R+0 avec plancher haut en béton armé et dallage en plancher bas. Dans un premier temps nous allons détailler les données de base du projet puis nous tenterons d'extrapoler les résultats obtenus à d'autres paramètres sismiques à l'aide d'un tableur.

Longueur selon X : 25 m

Longueur selon Y : 13 m

Zone de sismicité 2, sol de classe A, catégorie d'importance du bâtiment III, coefficient topographique 1.

Zone de vent 3

Catégorie de bâtiment (EC0) : A (Foyer de vie soit résidentiel)

Charges permanentes :

Eléments structurels:	Béton armé	2,5 T/m ³
Revêtements de sol plancher bas :	Carrelage + chape mortier	0,1 T/m ²
Revêtement plancher haut :	Etanchéité :	0,012 T/m ²

Charges d'exploitation :

Plancher bas :	Circulations :	0,25 T/m ²
	Chambres :	0,15 T/m ²
Plancher terrasse inaccessible :		0,050 T/m ²

Résistance caractéristique du béton à la compression $f_{ck} = 25$ MPa

Cette configuration simple et la régularité du bâtiment en élévation nous permettent d'utiliser la méthode des forces latérales. Les calculs relativement simples proposés par cette méthode se prêtent aisément à l'utilisation d'un

tableur Excel. Nous allons tout d'abord étudier ce projet manuellement en le modélisant sous la forme d'un oscillateur simple comme nous l'avons exposé précédemment. Nous pourrons ensuite comparer ces résultats à ceux obtenus à l'aide du tableur Excel.

4.5.1.2 Calcul manuel des sollicitations sismiques par la méthode modale (oscillateur simple)

- Module instantané du béton fissuré (selon EC8-1) :

$$[22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}]/2 = 11000 \cdot [(f_{ck}+8)/10]^{0,3} \text{ soit } 15740 \text{ MPa}$$

- Coefficient de comportement q : 1,5 (DCL)
- Coefficient de combinaison des charges d'exploitation :

$$\Psi_{Ei} = \Psi_{2i} \cdot \varphi = 0,3 \cdot 0 = 0$$

La seule charge d'exploitation située au dessus des fondations ou soubassement rigide en l'absence de vide sanitaire (VS) est située sur le plancher terrasse inaccessible soit $\varphi=1$ et $\Psi_{2i}=0$ (toiture).

Choix des contreventements : la méthode des forces latérales nous impose une longueur maximale de voile de $0,9 \cdot H$ soit $0,9 \cdot 3 = 2,7$ m de long pour le présent projet. D'autre part l'Eurocode 8-1 demande que les éléments secondaires ne dépassent pas « plus de » 15 % la rigidité latérale des éléments primaires. Ici les critères d'utilisation de la méthode des forces latérales sont remplis.

Le calcul des masses totales (calcul de F_b effort tranchant à la base du bâtiment) et « actives » (masses des différents niveaux considérés) est donné par le tableau ci-dessous :

	Eléments	Matériaux	Densité /m3 ou /m2	Epaisseur (m)	Longueur-portée (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Surface (m²)	Q (T/m²)	Nbre	G (T)	Q (T)	G active	Q active
N1 (RdC si VS) R+0	Voiles	BA	2,5	0,2	66		3				99	0	49,5	
		Maçonnerie	1,5									0		
Phi=0,5 si indépendants et 0,8 si corrélés	Poteaux		2,5		0,2	0,2	3			8	2,4	0	1,2	
Psi=0,3 si résidentiel et 0,6 si réunions	Poutres		2,5		11	0,2	0,4			4	3,52	0	3,52	
PsiEi=psi2*phi	PH Haut	BA	2,5	0,2	25	13		325	0,1		162,5	0	162,5	
0		Poutrelles-hourdis 16+4	0,265					0			0	0	0	
	Revêtement	Carrelage	0,06					0			0	0	0	
		Chape						0			0	0	0	
		Cloisons	0,05					0			0	0	0	
		Autre						0			0	0	0	
										Σ	267,42	0	216,72	0
Toiture														
	Zinc		0,03											
phi=1	Ardoises		0,08											
psi=0	Plancher terrasse	BA	2,5											
		Poutrelles-hourdis	0,265											
	Revêtement	Complexe étanchéité	0,012		13	25		325			3,9			
		Végétalisé	0,1		0	0		0			0			
										Σ	3,9	0	0	0
											Masse totale		Masses actives	
											271 T		217 T	

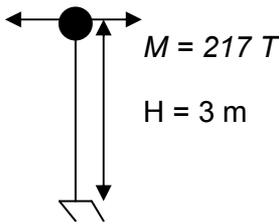
Masse totale du bâtiment M_T :

$M_T = G + \Psi_{Ei}.Q$ comprenant masses éléments situés au-dessus surface fondations ou soubassement rigide

$$M_T = 277 \text{ T}$$

Modélisation des masses « actives » ou « excitables » :

On soustrait à M_T la masse des $\frac{1}{2}$ voiles inférieurs que l'on considère encastrés au sol et ne participant pas à la réponse du modèle.



Calcul des inerties équivalentes au système de voiles (cumul des inerties des voiles dans chaque direction principale en négligeant l'inertie des poteaux) :

Afin de comparer au mieux la méthode modale à la méthode des forces latérales nous allons nous borner aux conditions d'utilisation de cette dernière à savoir que la longueur des murs de contreventement ne dépassera pas $0,9.H$ soit $2,7 \text{ m}$. Nous pouvons limiter ces longueurs si la participation des voiles dits secondaires (ne servant pas de contreventement) ne dépassent pas de plus de 15% la rigidité latérale des éléments principaux).

$$\text{Selon X : } I_Y = 3,16 \text{ m}^4$$

$$\text{Selon Y : } I_X = 2,5 \text{ m}^4$$

Equation d'équilibre fondamentale de la dynamique en calcul spectral :

$$M.\ddot{X} + C.\dot{X} + K.X = -M.V.S_d(T)$$

Avec V vecteur de direction du séisme, ici direction horizontale (selon X ou Y)

Vecteur propre λ :

$$\text{Selon X : } \lambda_X = \frac{12.E.I}{L^3.M} = 12*15740000*3,16/(3^3*217) = 101870$$

$$\text{Selon Y : } \lambda_Y = \frac{12.E.I}{L^3.M} = 12*15740000*2,5/(3^3*217) = 80594$$

Pulsation ω :

$$\text{Selon X: } \omega_X = \sqrt{\lambda} = \sqrt{\frac{K}{M}} = 319 \text{ rad/s}$$

$$\text{Selon Y: } \omega_Y = \sqrt{\lambda} = 284 \text{ rad/s}$$

Période T :

$$\text{Selon X: } T_X = \frac{2\pi}{\omega_X} = 0,02 \text{ s}$$

$$\text{Selon Y: } T_Y = \frac{2\pi}{\omega_Y} = 0,022 \text{ s}$$

Pseudo-accélération :

Sans palier prolongé

$$\Gamma_X = S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,7 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \left[\frac{2}{3} + 0,02 / 0,03 \cdot \left(\frac{2,5}{1,5} - \frac{2}{3} \right) \right] = 1,12 \text{ m/s}^2$$

$$\Gamma_Y = S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,7 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \left[\frac{2}{3} + 0,022 / 0,03 \cdot \left(\frac{2,5}{1,5} - \frac{2}{3} \right) \right] = 1,18 \text{ m/s}^2$$

Avec palier:

$$S_d(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S / q = 0,7 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 2,5 / 1,5 = 1,4 \text{ m/s}^2$$

Déplacements :

$$\text{Selon X: } \frac{\Gamma_X}{\omega_X^2} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m (avec palier : } 1,38 \cdot 10^{-5} \text{ m)}$$

$$\text{Selon Y: } \frac{\Gamma_Y}{\omega_Y^2} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m (avec palier : } 1,74 \cdot 10^{-5} \text{ m)}$$

Efforts sismiques :

$$\text{Selon X: } M \cdot \Gamma_X = 271 \cdot 1,04 = 303 \text{ kN (avec prise en compte du palier : } 379,5 \text{ kN)}$$

$$\text{Selon Y: } M \cdot \Gamma_Y = 271 \cdot 0,873 = 319,5 \text{ kN}$$

Soit un effort représentant environ $\frac{F_x}{M_T} = \frac{30,3}{271} = 11\%$ de la masse totale du bâtiment.

En considérant le palier nous observons une augmentation de 25% des efforts à répartir dans les voiles et l'effort obtenu représente alors $\frac{F_x}{M_T} = \frac{38}{271} = 14\%$ de la masse totale.

4.5.1.3 Calcul selon méthode des forces latérales sous tableur informatique :

Nous allons maintenant traiter ce projet par la méthode des forces latérales, les caractéristiques du bâtiment s'y prêtant par le fait de la régularité en élévation automatiquement vérifiée pour les R+0 et la période estimée ci-dessus à 0,02 s pour le max entre $4.T_c = 0,8$ s (sol classe A) et 2 s.

Après avoir renseigné les données du projet nous obtenons les caractéristiques géométriques suivantes :

Coordonnées Centre de Gravité (Centre des masses Ms X ou Y / S):	XG=	12,52	m
	YG=	6,50	m
Centre de torsion CERIB:	X _{CdT} =	12,50	m
	Y _{CdT} =	6,50	m

$r_x = \sqrt{\frac{\text{somme}(x_{gr}-x_{CT})^2 E_{iy} + (y_{gr}-y_{CT})^2 E_{ix}}{\text{somme}(E_{iy})}}$	11,21	$r_x^2 > l_s^2 + e_0 x^2?$	OK	critère complémentaire pour modèles plans orthogonaux
$r_y = \text{divisé par somme}(E_{ix}) =$	9,99	$r_y^2 > l_s^2 + e_0 y^2?$	OK	
$l_s = \text{racine}(l^2 + b^2) / 12$	8,13	$r_x > l_s?$	OK pour rigidité en torsion selon x	
Rayon de giration en plan		$r_y > l_s?$	OK pour rigidité en torsion selon y	
Selon x	OK--> Régulier en plan et Majoration de torsion par delta 0,6			
Selon y	OK--> Régulier en plan et Majoration de torsion par delta 0,6			
REGULARITE EN PLAN?	Critères excentricité en plan OK--> Vérifier retraits en plan et utilisation torsion supplémentaire par delta 0,6			

Vérification de la condition sur la période fondamentale :		$T1 \leq \min(4 \cdot Tc; 2)$
Classe de sol sélectionnée :	Classe A	
Type de spectre élastique sélectionné :	Type 2	
Valeur de Tb:	0,03 s	
Valeur de Tc:	0,20 s	
Valeur de Td	2,50 s	
La période fondamentale doit être inférieure à $\min(4Tc; 2)$:	0,8 s	
Hauteur du bâtiment :	3 m	
La hauteur du bâtiment est inférieure à 40m		
$T1 = Ct \cdot H^{(3/4)}$		
Pour les bâtiments contreventés par des murs en béton ou en maçonnerie :		
$Ct = 0,075 / (Ac)^{(1/2)}$		
Ac : aire effective des sections des murs de contreventement au 1er niveau		
Suivant X, Ct =	0,029	
Suivant Y, Ct =	0,032	
Type de contreventement sélectionné :	murs en béton ou maçonnerie	
La valeur de Ct est donc prise égale à :	0,032	
Donc T1 =	0,07 s	
Condition sur la période fondamentale vérifiée		

Figure 50 : Caractéristiques géométriques, vérification des critères de régularité et période obtenue par la méthode des forces latérales sous tableur Excel

Avant d'aller plus avant dans la présentation des résultats nous pouvons constater que le bâtiment est bien considéré comme régulier en plan et que la période fondamentale déterminée à l'aide est sensiblement différente de la période obtenue manuellement ($T_x = 0,0176$ s et $T_y = 0,0115$ s). Il convient donc tout d'abord d'essayer d'expliquer cette différence. La méthode des forces latérales proposent le calcul suivant pour la période fondamentale : $\frac{0,075}{\sqrt{A_c}} \cdot H^{\frac{3}{4}}$ avec A_c représentant une inertie modifiée des éléments de contreventement parallèles à la direction de la sollicitation sismique étudiée ($A_c = \sum \left(A_i \cdot \left(0,2 + \left(\frac{Lw_i}{H} \right)^2 \right) \right)$) alors que l'étude modale de l'oscillateur simple nous donne $1 = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{K}{M}}}$. La méthode des forces latérales ne tient donc pas compte de la masse du système (alors que le matériau est pris en compte, lui, par le coefficient C_t dans la méthode des forces latérales) d'où une différence notable entre les deux résultats. Le spectre de calcul horizontal de l'Eurocode 8-1 présente une

branche ascendante entre 0 et T_B où la valeur de $S_d(T)$ est proportionnelle à la période fondamentale et donc augmente quand T augmente puis un palier entre T_B et T_C (entre 0,03 s et 0,2 s). La méthode des forces latérales est donc plus sécuritaire toute proportion gardée.

Une attention particulière devra être portée sur les bâtiments de période supérieure à T_C c'est-à-dire de 0,2 s à 0,45 s selon la classe du sol pour les spectres de type 2 (zone 1 à 4). Pour les sols de classe A et B couramment rencontrés la limite T_C est fixée de 0,2 à 0,25 s. En dehors de ces fourchettes (2 s maximum pour l'utilisation autorisée de la méthode des forces latérales) les valeurs de $S_d(T)$ décroissent et donc les valeurs des périodes déterminées par la méthode modale deviennent sécuritaires.

a. Sollicitations sismiques

L'effort total appliqué à la base du bâtiment (effort tranchant de base) est obtenu par la formule $F_b = S_d(T).M.\lambda$ comme vu précédemment. Ensuite cet effort est réparti dans les voiles au pro-rata de leur rigidité. Ceci revient au $F = \Gamma.M$ de la méthode modale pour un oscillateur simple.

Le palier sécuritaire nous permet d'obtenir des efforts relativement proches entre les deux méthodes même si les périodes déterminées ne sont pas égales ($T_{MFL} \approx 3 \cdot T_{modale}$). Nous pouvons noter également que la méthode des forces latérales place directement le curseur sur le palier d'accélération du fait de la surestimation de la période fondamentale.

Nous obtenons donc comme effort tranchants de base :

$F_{bx} = F_{by} = 379,4 \text{ kN}$ qui sont très supérieurs à l'effort obtenu par l'analyse de l'oscillateur simple (190 kN).

Soit un effort sollicitant représentant environ $\frac{F_x}{M_T} = \frac{37,9}{271} = 14 \%$ de la masse totale du bâtiment.

Cet effort est à répartir dans les contreventements du bâtiment au prorata de leur rigidité afin de pouvoir étudier leur comportement en situation sismique. Ce cheminement vers les contreventements se fera grâce au diaphragme

« supposé » rigide (hypothèse de base de tout calcul sismique). Dans le cas d'un diaphragme de toiture cette rigidité du plan des entrants sera donc à justifier comme nous l'avons vu dans le paragraphe concernant les diaphragmes de toiture. Dans le cas d'un R+0 c'est l'effort tranchant de base F_b qui sera à répartir dans le diaphragme.

Dans notre cas nous avons choisi un bâtiment régulier en plan et donc l'Eurocode 8-1 ne nous impose la prise en compte d'une torsion additionnelle que par l'intermédiaire du coefficient $\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$ comme vu précédemment. Pour le projet présent cela représente une augmentation d'environ 30% des efforts sismiques par rapport à la répartition brute dans les contreventements de l'effort tranchant de base.

Nous obtenons ainsi pour chaque voile :

Tableau XXIV: Efforts tranchants en tête des voiles de contreventement dus aux sollicitations sismiques

Voiles	Niveau 1	
	Direction X	Direction Y
1	49.6	2.0
2	22.8	1.5
3	49.6	2.0
4	49.6	2.0
5	22.8	1.5
6	49.6	2.0
7	49.6	2.0
8	22.8	1.5
9	49.6	2.0
10	49.6	2.0
11	22.8	1.5
12	49.6	2.0
13	1.2	27.5
14	1.6	59.8
15	1.2	27.5
16	1.6	59.8
17	1.6	59.8
18	1.6	59.8
19	1.6	59.8
20	1.2	27.5
21	1.6	59.8
22	1.2	27.5
	502.4	490.4

b. Vérification et dimensionnement des voiles

Afin d'étudier le comportement de ces voiles en béton armé selon l'Eurocode 2-1-1 nous devons déterminer pour chacun les efforts normaux repris. Pour cela nous effectuons une descente de charges classique. Les efforts normaux sont ensuite pondérés pour en faire l'étude à l'ELU. Les coefficients utilisés pour l'ELUA sont égaux à 1.

Tableau XXV: Efforts normaux sur voiles de contreventement R+0 (toiture inaccessible) MN/ml

		G ELUA	$\Psi 2.Q$ ELUA	G + $\Psi 2*Q$ ELUA
1	Rdc	0,013	-	0,013
2	Rdc	0,013	-	0,013
3	Rdc	0,013	-	0,013
4	Rdc	0,013	-	0,013
5	Rdc	0,013	-	0,013
6	Rdc	0,013	-	0,013
7	Rdc	0,013	-	0,013
8	Rdc	0,013	-	0,013
9	Rdc	0,013	-	0,013
10	Rdc	0,013	-	0,013
11	Rdc	0,013	-	0,013
12	Rdc	0,013	-	0,013
13	Rdc	0,003	-	0,003
14	Rdc	0,003	-	0,003
15	Rdc	0,003	-	0,003
16	Rdc	0,003	-	0,003
17	Rdc	0,003	-	0,003
18	Rdc	0,003	-	0,003
19	Rdc	0,003	-	0,003
20	Rdc	0,003	-	0,003
21	Rdc	0,003	-	0,003
22	Rdc	0,003	-	0,003

Nous pouvons vérifier à présent les voiles de contreventement selon l'Eurocode 2-1-1 et constater ainsi l'incidence des sollicitations sismiques sur leur ferrailage. Pour ce faire, nous avons créé un tableur informatique afin d'éviter les possibles erreurs de calculs dues au nombre important de voiles. Ce tableur suit strictement les étapes de calcul développées dans le paragraphe 3.2.1 de la présente étude. Pour rappel : un voile non-armé doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$- \lambda < 86$$

$$- N_{ed} < N_{Rd,12}$$

$$- \tau_{cp} \leq f_{cvd}$$

Ces calculs doivent être menés en trois sections (au moins deux) du voile : tête du voile, mi-hauteur et au pied du voile.

Dans un premier temps nous pouvons nous référer aux abaques déterminées pour des cas très désavantageux dans le paragraphe 3.2.1. Afin d'obtenir un ordre de grandeur de l'effort tranchant maximal V_{Rd} à partir des abaques nous devons déterminer pour chacun des voiles la section comprimée $A_{cc} = b_w \cdot (h_w - 2 \cdot e_{tot})$ étudiées dans notre exemple. Pour notre exemple nous avons retenu un excentrement de 3,33 cm ce qui correspond à la définition du point d'application de la résultante du plancher sur appui telle qu'énoncée en calcul élastique par les recommandations professionnelles.

Tableau XXVI: V_{Rd} obtenus par lecture des abaques du paragraphe 3.2.1 en fonction de la section comprimée de voile A_{cc}

Voile	$A_{cc} = b_w \cdot (h_w - 2 \cdot e_{tot})$ (m ²)	V_{Rd} par abaques (kN)	Efforts tranchants obtenus par méthode des forces latérales selon X (MFL en kN)	Efforts tranchants obtenus par méthode des forces latérales selon Y (MFL en kN)
1	0,25	Env 480 kN	49.6	2.0
2	0,19	Env 370 kN	22.8	1.5
3	0,25	Env 480 kN	49.6	2.0
4	0,25	Env 480 kN	49.6	2.0
5	0,19	Env 370 kN	22.8	1.5
6	0,25	Env 480 kN	49.6	2.0
7	0,25	Env 480 kN	49.6	2.0
8	0,19	Env 370 kN	22.8	1.5
9	0,25	Env 480 kN	49.6	2.0
10	0,25	Env 480 kN	49.6	2.0
11	0,19	Env 370 kN	22.8	1.5
12	0,25	Env 480 kN	49.6	2.0
13	0,32	Env 615 kN	1.2	27.5
14	0,43	Env 825 kN	1.6	59.8
15	0,32	Env 615 kN	1.2	27.5
16	0,43	Env 825 kN	1.6	59.8
17	0,43	Env 825 kN	1.6	59.8
18	0,43	Env 825 kN	1.6	59.8
19	0,43	Env 825 kN	1.6	59.8
20	0,32	Env 615 kN	1.2	27.5
21	0,43	Env 825 kN	1.6	59.8
22	0,32	Env 615 kN	1.2	27.5

Cette première approche nous montre que les contreventements choisis pour ce R+0 pourront être considérés comme non armés. Le calcul d'un voile complet à l'aide de notre tableur nous donne les résultats suivants :

Tableau XXVII : Tableur de vérification des conditions du voile béton non armé

Voiles non armés? Si efforts compression vérifiés avec NRdx et efforts tranchants avec $\tau_{cp} \leq f_{cvd}$			1
b=	m	Longueur mur	2,70
h _w =	m	Epaisseur mur	0,20
L _w =	m	Hauteur mur	3,00
β=		Coefficient fonction raideur	1,00
L ₀ =	m	Lgueur flambement = L _w .β	3,00
λ=		Elancement = L ₀ .(√12)/h _w	51,96
λ > 86?		Si λ < 86 : voile non armé envisageable	Voile non armé envisageable
λ _{lim} =		Elancement limite = 20.A.B.C/(√n)	121,24
λ > λ _{lim} ?		Si oui effets 2nd ordre à prendre en compte	Effets 2nd ordre négligés
V _{Ed} =	MN	Effort latéral appliqué (ELU ou ELUA) PS coef 1	0,05
M _{ved} =	MN. m	Moment engendré par effort latéral V _{Ed}	
M _{Ed} =	MN. m	Moment éventuel en tête de voile	0,14
M _{edTot} =	MN. m	M _{VEd} +M _{Ed}	0,14
N _{Ed} =	MN/ m	Effort normal linéaire appliqué en tête du mur (voiles + étages sups)	0,013
N _{ed ponctuel} =	MN	Effort normal transformé ponctuel (voiles + étages sups)	0,034
N _{ed excen} =	MN/ m	Effort normal linéaire excentré (plancher immédiatement sup)	0,000
N _{ed exc ponctuel} =	MN	Effort normal exc transformé ponctuel (plancher immédiatement sup)	0,000
N _{edtot} =	MN	Somme Ned (verticale axe) + Nede (excentré)	0,034
Ppre voile=	MN	Poids propre mur base du voile	0,041
Exploitation linéaire=	MN/ m	Charge exploitation linéaire pondérée ELUA	0,000
Effort normal agissant ELUA (pas de pondération G et pondération Q<1,5) ponctuel	MN	G_{tot}+ψ_{2i}.Q*L_w+ppre mur ELUA (PS)	0,07
e ₀ =	m	Excentrement application effort normal tête voile (cf tableau calcul excentrements ci-dessus)	0,03
N _{EdII} ELUA=	MN	Effort Normal sous plancher	0,034
N _{EdI} ELUA=	MN	Effort normal milieu mur = N _{EdII} + Ppre 1/2mur	0,054
N _{ed} ELUAIII=	MN	Effort normal bas mur = N _{EdII} + ppre mur	0,074
e ₁ =	m	Excentrement M _{ed} /N _{ed}	4,29
e _i =	m	Max [L ₀ /400;0,02]	0,02
e _{tot} =	m	e ₀ + e _i	0,05
e _{tot ctv} =	m	e ₁ + e _i	4,31
M _{G0} =	MN. m	(e ₁ +e _i).N _{edtot}	0,146
M _{ua} =	MN. m	M _{G0} + N _{ed} .(d-b/2)	0,182
μ _{bc} =			0,494
μ _{cu} =			0,009

$\mu_{bc} > \mu_{cu}$?		Si oui section partiellement comprimée	Section partiellement comprimée
$\alpha_u =$			0,01
$z_c =$	m	Bras de levier	2,43
$1/r_0 =$		$\epsilon_d / (0,45 \cdot d)$	0,0023
$n =$		$N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd})$	0,06
$w =$		$A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$	0,03
$\eta =$		$1 + w$	1,03
$\eta_{bal} =$		0,4	0,40
$K_r =$		$(\eta - n) / (\eta - \eta_{bal}) \leq 1$?	1
$\beta_{courbure} =$		$0,35 + f_{ck} / 200 - 1 / 150$	0,47
$K_\phi =$		$1 + \beta_{courbure} \cdot \phi_{ef}$ avec $\phi_{ef} = 2$	1,94
$1/r =$	m-1	Courbure = $K_r \cdot K_\phi \cdot 1/r_0$	0,0044
$e_2 =$	m	$1/r \cdot L_0^2 / c$	0,0040
$M_2 =$	MN. m	$N_{ed} \cdot e_2$	0,00013
$M_{0Ed} =$	MN. m	$M_{Ed1} = M_{edtot}$	0,145
$M_{Ed2} =$	MN. m	$M_{Ed1} + M_2$	0,145
$M_{Ed2} / M_{Ed1} = ?$	%	Si < XX% alors négligeables	100,09
$N_{RdII} =$	MN	Effort Normal Résistant sous plancher = $b \cdot h_w \cdot f_{cd}$	9,39
$1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{tot} / h_w) - 0,02 \cdot L_0 / h_w$		Calcul pour non armé avec $e_{tot} = e_0 + e_i$ (si $e_0 > 0,15$ ou $\lambda > 40$ alors utiliser 0,026 à la place de 0,02)	0,14
$1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{tot} / h_w) - 0,02 \cdot L_0 / h_w < 1 - 2 \cdot e_{tot} / h_w$?			OK
$N_{RdI} =$	MN	Effort Normal Résistant 1/2 mur = $b \cdot h_w \cdot f_{cvd} \cdot [1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{tot} / h_w) - 0,02 \cdot L_0 / h_w]$ (effets 2nd ordre ϕ compris)	1,34
$N_{RdIII} =$	MN	Effort Normal Résistant pied mur = $b \cdot h_w \cdot f_{cd} \cdot (1 - 2 \cdot (e_0 + e_i) / h_w)$ (seuls effets 1er ordre e_0 + géométrique e_i mais pas ϕ (effets 2nd ordre))	4,39
$N_{RdII} > N_{EdII}$?			OK : Contrainte de compression tête de voile vérifiée
$N_{RdI} > N_{EdI}$?			OK : Contrainte de compression mi-hauteur vérifiée
$N_{RdIII} > N_{EdIII}$?			OK : Contrainte de compression base du voile vérifiée
$A_{cc} =$	m ²	Aire comprimée mur = $b \cdot (h_w - 2 \cdot (e_0 + e_i))$	0,25
$\sigma_{cplI} =$	MPa	Contrainte de compression N_{edII} / A_{cc} tête de voile	0,13
$\sigma_{cpl} =$	MPa	Contrainte de compression N_{edI} / A_{cc} mi-hauteur	0,21
$\sigma_{cplIII} =$	MPa	Contrainte de compression N_{edIII} / A_{cc} base du voile	0,29
$k =$		Coef $k = 1,5$	1,50

$\tau_{cp} =$	MPa	Contrainte de cisaillement $k \cdot V_{Ed} / A_{cc}$	0,29
$\sigma_{c,lim} =$	MPa	Contrainte limite compression = $f_{cd} - 2\sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})}$	7,74
$f_{cvd} =$ $\sigma_{cp} \leq ? \sigma_{c,lim} ?$	MPa	Si oui $f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$ Si non $f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd} - ((\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim})/2)^2}$ avec f_{cvd} = résistance au cisaillement et compression simultanés	1,39
$\tau_{cp} \leq f_{cvd} ?$		Si oui Mur non armé possible Si non Mur à armer	OK: Effort tranchant vérifié
Mur armé ou non armé?		Si contraintes de compression vérifiées, si effort tranchant vérifié, si élancement < 86)	MUR NON ARME

$$\lambda < 86 ?$$

$$\lambda = 51,96 < 86$$

$$N_{ed} < N_{Rd,12} ?$$

$$\text{Tête du voile : } N_{Rd,12} = 0,034 \text{ MN} < 9,39 \text{ MN}$$

$$\frac{1}{2} \text{ Hauteur : } N_{Rd,12} = 0,054 \text{ MN} < 1,34 \text{ MN}$$

$$\text{Pied du voile : } N_{Rd,12} = 0,074 \text{ MN} < 4,39 \text{ MN}$$

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd} ?$$

$$0,29 \text{ MPa} < 1,39 \text{ MPa}$$

Nous pouvons donc considérer que pour cet exemple (R+0 avec toiture en béton armé et contreventements en voiles béton) les sollicitations sismiques ne modifient pas les usages puisque les voiles non armés pourront être préconisés sans risque d'aggravation du comportement de la structure, en outre les spécifications retenues dans les recommandations professionnelles sont quasiment identiques aux spécifications du DTU 23-1.

c. Déplacements

Les déplacements obtenus par la méthode des forces latérales sont de fait supérieurs à ceux obtenus par la méthode modale : $1,95 \cdot 10^{-4}$ m pour $1 \cdot 10^{-5}$ m avec la méthode modale.

4.5.1.4 *Extrapolations pour le projet R+0 régulier en plan*

Cet exemple nous montre que pour une masse relativement élevée (pour un R+0) nous obtenons au final des sollicitations sismiques ne nécessitant pas la mise en place d'une part de murs armés et donc encore moins de dispositions relatives à la classe DCM (à mettre en parallèle aux dispositions des règles PS92).

Nous restons cependant liés aux paramètres déterminés pour cet exemple. Nous allons donc effectuer quelques extrapolations à l'aide de la méthode des forces latérales comprenant des variations de paramètres de sol, matériaux et toiture. Ceci nous permettra de visualiser plus globalement l'effet du séisme sur notre exemple. Nous allons tenter d'en tirer des valeurs remarquables ou des ratios pouvant aider au prédimensionnement notamment.

Dans les tableaux ci-dessous les efforts F_b ne comprennent pas l'influence de la torsion qui est prise en compte au moment de la répartition dans les murs de contreventement au cas par cas selon les critères évoquées dans l'exposé de la méthode.

Tableau XXVIII : Résultats d'exploitation méthode des forces latérales (MFL) pour projet type R+0 régulier en plan avec plancher terrasse

		Zone 2					Zone 3 <small>(Attention à titre informatif)</small>					
		Classe de sol					Classe de sol					
Toiture	Type de ctvt	Efforts	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
		Sd(T _x) m/s ²	1.40	1.89	2.10	1.89	2.40	2.20	2.97	3.30	2.97	3.78
		Sd(T _y) m/s ²	1.40	1.89	2.10	1.89	2.40	2.20	2.97	3.30	2.97	3.78
Plancher terrasse béton armé <i>T_x = 0,07 s</i> <i>T_y = 0,07</i> <i>H = 3 m</i>	Béton armé <i>Masse totale = 271 T</i> <i>Masse active = 217 T</i> <i>q=1,5</i>	<i>F_{bx} (kN) et F_{bx}/M_{totale}</i>	502	678	754	678	863	789	1066	1184	1065	1355
			18%	24%	27%	24%	31%	28%	38%	43%	38%	49%
		<i>F_{by} (kN) et F_{by}/M_{totale}</i>	490	662	736	661	842	771	1040	1156	1039	1323
			18%	24%	27%	24%	30%	28%	38%	42%	38%	48%
		<i>F_{bx}/ΣIx</i>	158	214	237	214	272	249	336	373	336	427
		<i>F_{by}/ΣIy</i>	155	209	232	208	265	243	328	364	328	417
		<i>Déplacement selon x (10⁻² cm)</i>	1.16	1.57	1.74	1.57	1.99	1.82	2.46	2.74	2.46	3.13
		<i>Déplacement selon y (10⁻² cm)</i>	1.16	1.57	1.74	1.57	1.99	1.82	2.46	2.74	2.46	3.13
		<i>Voiles à armer? O/N</i>	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
	Maçonnerie <i>Masse totale = 237 T</i> <i>Masse active = 207 T</i> <i>q=2</i>	Sd(T _x) m/s ²	1.05	1.42	1.58	1.47	1.82	1.65	2.23	2.48	2.32	2.86
		Sd(T _y) m/s ²	1.05	1.42	1.58	1.47	1.82	1.65	2.23	2.48	2.32	2.86
		<i>F_{bx} (kN) et F_{bx}/M_{totale}</i>	323	436	484	454	560	507	685	761	713	881
			14%	18%	20%	19%	24%	21%	29%	32%	30%	37%
		<i>F_{by} (kN) et F_{by}/M_{totale}</i>	315	426	473	443	547	495	669	743	696	860
			13%	18%	20%	19%	23%	21%	28%	31%	29%	36%
		<i>F_{bx}/ΣIx</i>	102	137	153	143	177	160	216	240	225	277
		<i>F_{by}/ΣIy</i>	99	134	149	140	172	156	211	234	219	271
		<i>Déplacement selon x (10⁻² cm)</i>	1.16	1.57	1.74	1.63	2.01	1.82	2.46	2.74	2.56	3.16
<i>Déplacement selon y (10⁻² cm)</i>	1.16	1.57	1.74	1.63	2.01	1.82	2.46	2.74	2.56	3.16		
<i>Dispositions minimales</i>	o	o	o	o	o	o	CHz	CHz	CHz	CHz		

Tableau XXIX : Résultats d'exploitation méthode des forces latérales (MFL) pour projet type R+0 régulier en plan avec toiture 1 versant zinc

Toiture	Type de ctvt	Efforts	Zone 2					Zone 3 <small>(Attention à titre informatif)</small>				
			Classe de sol					Classe de sol				
			A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
Plancher souple-toiture zinc <i>T_x = 0,13 s</i> <i>T_y = 0,13 s</i>	Béton armé Masse totale = 120 T Masse active = 70 T q=1,5	Sd(T _x) m/s ²	1.40	1.89	2.10	2.24	2.52	2.20	2.97	3.30	3.52	3.96
		Sd(T _y) m/s ²	1.40	1.89	2.10	2.24	2.52	2.20	2.97	3.30	3.52	3.96
		<i>F_{bx} (kN) et F_{bx}/M_{totale}</i>	218	295	327	349	393	343	463	514	549	617
			18%	24%	27%	29%	33%	28%	38%	43%	46%	51%
		<i>F_{by} (kN) et F_{by}/M_{totale}</i>	213	288	320	341	383	335	452	502	536	603
			18%	24%	27%	28%	32%	28%	38%	42%	45%	50%
		<i>F_{bx}/ΣIx</i>	69	93	103	110	124	108	146	162	173	195
		<i>F_{by}/ΣIy</i>	67	91	101	107	121	105	142	158	169	190
		<i>Déplacement selon x (10⁻² cm)</i>	3.84	5.18	5.76	6.14	6.91	6.04	8.15	9.05	9.66	10.86
		<i>Déplacement selon y (10⁻² cm)</i>	3.84	5.18	5.76	6.14	6.91	6.04	8.15	9.05	9.66	10.86
	Voiles à armer? O/N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
	<i>Effort en tête de voile selon X (T/ml)</i>	1.30	1.75	1.94	2.07	2.33	2.04	2.75	3.06	3.26	3.67	
	<i>Effort en tête de voile selon Y (T/ml)</i>	0.67	0.91	1.01	1.08	1.21	1.06	1.43	1.59	1.69	1.91	
	Maçonnerie Masse totale = 81 T Masse active = 50 T q=2	Sd(T _x) m/s ²	1.05	1.42	1.58	1.68	1.89	1.65	2.23	2.48	2.64	2.97
		Sd(T _y) m/s ²	1.05	1.42	1.58	1.68	1.89	1.65	2.23	2.48	2.64	2.97
		<i>F_{bx} (kN) et F_{bx}/M_{totale}</i>	110	148	165	176	198	173	233	259	276	311
			14%	18%	20%	22%	24%	21%	29%	32%	34%	38%
		<i>F_{by} (kN) et F_{by}/M_{totale}</i>	107	145	161	172	193	168	227	253	270	303
			13%	18%	20%	21%	24%	21%	28%	31%	33%	38%
		<i>F_{bx}/ΣIx</i>	35	47	52	55	62	54	73	82	87	98
<i>F_{by}/ΣIy</i>		34	46	51	54	61	53	72	80	85	96	
<i>Déplacement selon x (10⁻² cm)</i>		3.84	5.18	5.76	6.14	6.91	6.04	8.15	9.05	9.66	10.86	
<i>Déplacement selon y (10⁻² cm)</i>		3.84	5.18	5.76	6.14	6.91	6.04	8.15	9.05	9.66	10.86	
Dispositions minimales EC8-1 §9?	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui		
<i>Effort en tête de voile selon Y (T/ml)</i>	0.65	0.88	0.98	1.04	1.17	1.02	1.38	1.54	1.64	1.84		
<i>Effort en tête de voile selon X (T/ml)</i>	0.34	0.46	0.51	0.54	0.61	0.53	0.72	0.80	0.85	0.96		

Tableau XXX : Résultats d'exploitation méthode des forces latérales (MFL) pour projet type R+0 régulier en plan avec toiture 2 versants ardoises

Toiture	Type de ctvt	Efforts	Zone 2					Zone 3 <small>(Attention à titre informatif)</small>				
			Classe de sol					Classe de sol				
			A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
Plancher souple-toiture ardoises <i>T_x = 0,18 s</i> <i>T_y = 0,18 s</i>	Béton armé Masse totale = 145 T Masse active = 94 T q=1,5	Sd(T _x) m/s ²	1.40	1.89	2.10	2.24	2.52	2.20	2.97	3.30	3.52	3.96
		Sd(T _y) m/s ²	1.40	1.89	2.10	2.24	2.52	2.20	2.97	3.30	3.52	3.96
		<i>F_{bx}</i> (kN) et <i>F_{bx}</i> / <i>M_{totale}</i>	263	355	395	421	474	414	559	621	662	745
			18%	24%	27%	29%	33%	28%	38%	43%	46%	51%
		<i>F_{by}</i> (kN) et <i>F_{by}</i> / <i>M_{totale}</i>	257	347	386	411	463	404	545	606	646	727
			18%	24%	27%	28%	32%	28%	38%	42%	45%	50%
		$F_{bx}/\sum I_x$	83	112	124	133	149	130	176	196	209	235
		$F_{by}/\sum I_y$	81	109	121	130	146	127	172	191	204	229
		Déplacement selon x (10 ⁻² cm)	6.74	9.09	10.10	10.78	12.13	10.59	14.29	15.88	16.94	19.05
		Déplacement selon y (10 ⁻² cm)	6.74	9.09	10.10	10.78	12.13	10.59	14.29	15.88	16.94	19.05
	Voiles à armer? O/N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
	Effort en tête de voile selon X	1.56	2.11	2.35	2.50	2.81	2.46	3.32	3.69	3.93	4.42	
	Effort en tête de voile selon Y	0.81	1.10	1.22	1.30	1.46	1.28	1.72	1.92	2.04	2.30	
	Maçonnerie Masse totale = 106 T Masse active = 75 T q=2	Sd(T _x) m/s ²	1.05	1.42	1.58	1.68	1.89	1.65	2.23	2.48	2.64	2.97
		Sd(T _y) m/s ²	1.05	1.42	1.58	1.68	1.89	1.65	2.23	2.48	2.64	2.97
		<i>F_{bx}</i> (kN) et <i>F_{bx}</i> / <i>M_{totale}</i>	144	194	215	230	258	226	305	338	361	406
			14%	18%	20%	22%	24%	21%	29%	32%	34%	38%
		<i>F_{by}</i> (kN) et <i>F_{by}</i> / <i>M_{totale}</i>	140	189	210	224	252	220	297	330	352	397
			13%	18%	20%	21%	24%	21%	28%	31%	33%	38%
		$F_{bx}/\sum I_x$	45	61	68	72	81	71	96	107	114	128
$F_{by}/\sum I_y$		44	60	66	71	80	69	94	104	111	125	
Déplacement selon x (10 ⁻² cm)		6.74	9.09	10.10	10.78	12.13	10.59	14.29	15.88	16.94	19.05	
Déplacement selon y (10 ⁻² cm)		6.74	9.09	10.10	10.78	12.13	10.59	14.29	15.88	16.94	19.05	
Dispositions minimales EC8-1 §9?	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui		
Effort en tête de voile selon Y (T/ml)	0.85	1.15	1.28	1.36	1.53	1.34	1.81	2.01	2.14	2.41		
Effort en tête de voile selon X (T/ml)	0.44	0.60	0.67	0.71	0.80	0.70	0.94	1.05	1.11	1.25		

Nous constatons un saut dans les accélérations de la classe C à la classe D pour le bâtiment contreventé par voiles béton et supportant plancher-terrasse, ceci s'explique par le fait que pour ces classes de sol le palier est repoussé à une valeur de T_B plus forte (0,1 s pour la classe D et donc une période supérieure aux périodes rencontrées pour notre bâtiment aux alentours de 0,07s). Nous pouvons constater également que pour le dernier cas (toiture ardoises) la hauteur du bâtiment augmente (pente du versant de toiture oblige) et nous approchons pour les classes de sol A et B des valeurs limites de T_c et donc de la limite de fourchette de périodes du palier du spectre. Un bâtiment de plus grandes dimensions (ce qui arrive fréquemment dans les limites d'élanement mais surtout dans la limite de retrait acceptée soit 35 m de long pour un bâtiment de maçonnerie) pourra donc présenter une masse supérieure et selon sa régularité une pulsation plus faible qui rapprochera sa période de la limite du palier.

Nous pouvons nous poser la question également de savoir si le passage en catégorie IV de ce type de bâtiment peut demander des mesures complémentaires à celles minimales prévues par l'Eurocode 8-1.

Tableau XXXI : Comparaison accélération bâtiment R+0 maçonnerie ($q = 2$) régulier en plan de catégorie III et IV (cas de plancher terrasse béton car présentant en « zone 3 DCL » des compléments de dispositions constructives à prévoir)

Classe de sol	Accélération zone 2 catégorie III ($\gamma_I=1,2$) (m/s^2)	Accélération zone 2 catégorie III ($\gamma_I=1,4 = 1,17*1,2$) (m/s^2)	Accélération zone 3 catégorie III ($\gamma_I=1,2$) (m/s^2)
A	1,05	1,23	1,65
B	1,42	1,66	2,23 (CH à renforcer)
C	1,58	1,85	2,48 (CH à renforcer)
D	1,47	1,72	2,32 (CH à renforcer)
E	1,82	2,13	2,86 (CH à renforcer)

La case verte présente une accélération qui pourrait prêter à questionnement du fait qu'en zone 3 pour un sol de classe A $S_d(T) = 1,65 m/s^2$ nous n'avons pas de dispositions à prévoir et pour un sol de classe B nous avons $S_d(T) = 2,23 m/s^2$ avec un chaînage de plancher insuffisant. L'accélération de notre bâtiment

en catégorie IV sur sol de classe E devrait donc être étudiée de plus près en phase de conception.

Même si les conditions étudiées sont idéales au sens parasismique du terme, les trois tableaux précédents permettent de vérifier plusieurs points importants :

- Les dispositions constructives sont suffisantes en zone 2
- Les déplacements sont très inférieurs à l'ancien minimum fixé par les règles PS 92 à savoir 4 cm dans les zones de faible sismicité.
- Les voiles béton ne « demandent » pas d'armatures supplémentaires par rapport aux projets non soumis à la réglementation sismique (le ferrailage minimum des voiles non armés du BAEL et DTU 23-1 est suffisant)
- Ratios intéressants :
 - Les efforts tranchants de base représentent 8 à 15% de la masse totale du bâtiment pour la maçonnerie et 14 à 25 % pour le béton selon la classe de sol (influence sur $S_d(T)$).
 - Le ratio effort total sur inertie au sol des contreventements ($F_b/\sum I$) variant de 25 à 220 permet (ici) un bon comportement du système de contreventement
 - Les efforts en tête de voile seront comparés aux efforts du vent dans le paragraphe suivant
 - A titre purement informatif, en ne modifiant que la zone de sismicité (de 2 à 3) nous pouvons constater que les efforts n'entraînent pas d'armatures supplémentaires aux dispositions constructives des Eurocodes 2 et 6 (sachant que la classe DCM est fortement recommandée en zone 3 sur les projets de catégorie III et IV).

4.5.1.5 Calcul des effets du vent selon l'Eurocode 1-1-4

Afin de faire écho au paragraphe 3.2.4 concernant le calcul au vent selon l'Eurocode 1 1-4 nous allons comparer l'influence du vent d'une part et du séisme d'autre part sur notre cas type de R+0.

Nous allons comparer les efforts sismiques des tableaux ci-dessus (pour un sol de classe A minorateur d'efforts) aux efforts de vent vus dans le paragraphe 3.2.4 pour les R+0 (mêmes dimensions) contreventés par murs béton ou maçonnerie:

Tableau XXXII : Comparaison des efforts de vents et des efforts sismiques pour le bâtiment type R+0 régulier en plan

	Type contreventement	Toiture	H	L au vent	Exposition	Vent en tête kN/m ²	Vent en pied kN pondérée	Force sismique Fb en pied (kN)	Vent en tête (kN)	Effort sismique en tête (kN)	Vent linéaire en tête (T/ml)	Effort sismique linéaire (T/ml)
R+0	BA	BA	3	25	Côte	0.68	77	502	38,5	502	0,15	rigide
	BA	BA	3	25	Bocage	0.47	52	490	26	490	0,10	rigide
R+0	Maçonnerie	Ardoises	5.5	25	Côte	0.79	163	144	81,5	144	0,18	0,58
	Maçonnerie	Ardoises	5.5	25	Bocage	0.47	96	140	48	140	0,11	0,56

Le tableau ci-dessus nous permet de répondre en partie à une question importante en zone 2 à savoir « Est-ce que les efforts sismiques sont plus importants que le vent en zone 2 ? ». En considérant que la résultante du vent s'applique à mi-hauteur du bâtiment nous pouvons transmettre à la tête de mur la moitié de cette résultante. Nous avons vu que les efforts parasismiques étaient eux appliqués aux masses en l'air. L'effort à reprendre en tête du mur sera donc l'effort tranchant de base pour un R+0 et l'effort sismique d'étage pour un minimum de R+1. L'effort sismique en tête est donc nettement supérieur au vent pour ce type de bâtiments. Les différences de sollicitations de vent entre les deux types de bâtiment proviennent de leur hauteur et de leur

masse qui rentrent en compte dans la méthode des forces. Si les efforts sur pignon sont habituellement traités il conviendra donc de surveiller les déformations du diaphragme de tête reprenant les efforts sur la façade lorsque celui-ci n'est pas en béton armé.

4.5.1.6 *Conclusions pour le bâtiment R+0 régulier en plan*

Concernant le béton nous avons pu constater dans notre exemple que les sollicitations sismiques ne modifient pas vraiment la réalité du chantier. Le calcul en classe DCL permettant de disposer de dispositions constructives identiques aux précédents règlements. Dans notre exemple la maçonnerie, elle, doit être surveillée plus sévèrement et notamment dans les situations de paramètres sévères (catégorie IV et sols médiocres). Nous rappelons le caractère régulier du bâtiment et la possibilité de variations des masses dans les projets.

La charpente sera un élément décisif de la conception comme nous l'a montré l'étude du vent. Qu'elle soit traditionnelle ou composée de fermettes elle devra jouer le rôle de diaphragme rigide et transmettre les sollicitations sismiques aux têtes des contreventements. Les efforts sismiques sont nettement supérieurs aux efforts du vent et des mesures constructives devront être mises en place par les charpentiers. Ceci soulève également la question de la participation en phase de conception des bureaux d'études monomatériaux sur laquelle nous reviendrons plus loin.

4.5.2 Bâtiment régulier en plan R+3 contreventé par des murs

Dans ce paragraphe, nous allons tenter de vérifier l'influence de la hauteur du bâtiment sur le comportement du système de contreventement par voiles précédent en zone 2. Tout d'abord nous allons effectuer cette vérification par un calcul modal « semi-manuel » (en nous aidant du logiciel libre de calcul formel Maxima pour les calculs de déterminant et résolution d'équations notamment) puis nous calculerons l'ensemble avec la méthode des forces latérales étant

donné la régularité en élévation du bâtiment. La hauteur de ce bâtiment (12 m en plancher terrasse et 14,5 m en toiture ardoises) n'est pas très fréquent au quotidien. Les projets rencontrés ne dépassent que rarement ce nombre de niveaux. Pour notre exemple manuel nous avons retenu un plancher terrasse en béton armé afin de faciliter la modélisation. Le fait est que nous atteignons ici l'extrême limite de l'utilisation des murs de maçonnerie et nous observons dans les études courantes que les entreprises s'engageant sur ce genre de bâtiments préfèrent généralement les voiles en béton banché à la maçonnerie. Pour les façades la technique courante est de monter les voiles de façade d'une traite et de disposer des boîtes d'attente au niveau de chaque plancher (les propriétés des boîtes d'attente sont reprises dans les documents de certification donnés sur le site de l'Association Française de Certification des Armatures du béton (AFCAB) (35)) afin de reprendre ces planchers à l'aide de suspentes disposées sur les prédalles. Le COPREC (organisation représentant les bureaux de contrôle dans les instances de normalisation ou de discussions de branche) a émis un avis défavorable sur l'utilisation de ces prédalles suspendues en zone sismique (voir Annexe XXX), cet avis est maintenu depuis 2008 malgré la publication de recommandations professionnelles de conception et de mise en œuvre (34) sur ce type de produits (cet ouvrage précise toutefois qu'il ne couvre pas les prédalles suspendues en zone sismique). Nous nous sommes donc « facilités » la tâche en choisissant un diaphragme parfaitement rigide en tête ce qui pourrait à la rigueur se retrouver dans un bâtiment de catégorie III de type bureaux pouvant accueillir plus de 300 personnes.

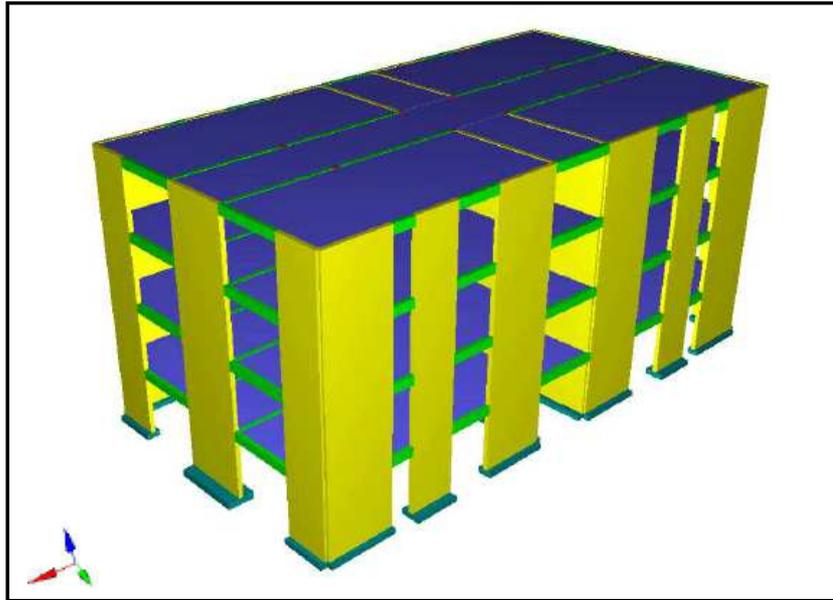


Figure 51 : Capture d'écran représentation 3D d'un bâtiment R+3 régulier en plan et élévation sous Arche Ossature™

4.5.2.1 Méthode modale manuelle

Les hypothèses précédentes sont conservées mais nous y ajoutons des étages pour obtenir un R+3 de résidence à étages indépendants ($\Psi_{Ei}=0,5*0,3$)

Le bâtiment étant régulier en plan nous pouvons le modéliser sous la forme d'une brochette comme suit :

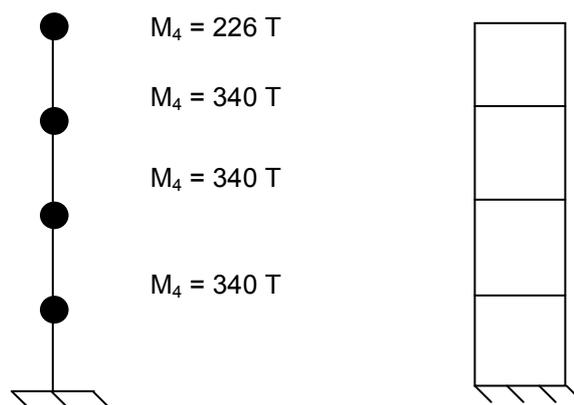


Figure 52 : Modélisation brochette du R+3 régulier en plan pour calcul modal

Soit :

Contreventement par voiles de béton

Hauteur d'étages : 3 m

Nombre de niveaux : 4

Masses actives = $340 \cdot 3 + 226 = 1246 \text{ T}$

Masse totale (au-dessus soubassement rigide selon Ec8-1) = 1297 T

Module instantané du béton fissuré (selon EC8-1) : $[22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}]/2$
 $= 11000 \cdot [(f_{ck}+8)/10]^{0.3}$ soit 15740 MPa

Inerties selon les deux directions principales :

Selon X : $I_Y = 3,16 \text{ m}^4$

Selon Y : $I_X = 2,5 \text{ m}^4$

	Eléments	Matériaux	Densité /m3 ou /m2	Epaisseur (m) ou nbre cm épaisseur chape	Longueur-portée (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Surface (m²)	Q exploitation (T/m²)	Nombre	G (T)	Qps(T)	Qstat (T/m²)	Qstat (T/ml)	G active	Q active	
N0 (VS ou RdC)	Voiles	BA	2.5	0.2	66		3				99	-			99	-	G active = Gt
		Maçonnerie	1.5	-	-		-				-	-			-	-	
	Phi=0,5 si indépendant	Poteaux	2.5	-	0.2		0.2	3		8	2.4	-			2.4	-	
	Psi=0,3 si résidentiel	Poutres	2.5	-	11		0.2	0.4		4	8.8	-			8.8	-	
	0.15	PH Haut	BA	2.5	0.2	25		13	325	0.25	162.5	12.19			162.5	12.19	
			Poutrelles-hourdis	0.265	-	-		-			-	-			-	-	
		Revêtement	Carrelage	0.06	-	25		13	325			19.5	-		19.5	-	
			Chape	0.02	3	25		13	325			19.5	-		19.5	-	
			Cloisons	0.05	-	25		13	325			16.25	-		16.25	-	
			Autre		-	-		-			-	-			-	-	
									Σ	327.95	12.19			327.95	12.19	340	
N1 (RdC si VS) R+0	Voiles	BA	2.5	0.2	66		3				99	-			99	-	G active = Gt
		Maçonnerie	1.5	-	-		-				-	-			-	-	
	Phi=0,5 si indépendant	Poteaux	2.5	-	0.2		0.2	3		8	2.4	-			2.4	-	
	Psi=0,3 si résidentiel	Poutres	2.5	-	11		0.2	0.4		4	8.8	-			8.8	-	
	0.15	PH Haut	BA	2.5	0.2	25		13	325	0.25	162.5	12.19			162.5	12.19	
			Poutrelles-hourdis 16+4	0.265	-	-		-			-	-			-	-	
		Revêtement	Carrelage	0.06	-	25		13	325			19.5	-		19.5	-	
			Chape	0.02	3	25		13	325			19.5	-		19.5	-	
			Cloisons	0.05	-	25		13	325			16.25	-		16.25	-	
			Autre		-	-		-			-	-			-	-	
									Σ	327.95	12.19			327.95	12.19	340	
N2 (R+1)	Voiles	BA	2.5	0.2	66		3				99	-			99	-	G active = Gt
		Maçonnerie	1.5	-	-		-				-	-			-	-	
	Phi=0,5 si indépendant	Poteaux	2.5	-	0.2		0.2	3		8	2.4	-			2.4	-	
	Psi=0,3 si résidentiel	Poutres	2.5	-	11		0.2	0.4		4	8.8	-			8.8	-	
	0.15	PH Haut	BA	2.5	0.2	25		13	325	0.25	162.5	12.19			162.5	12.19	
			Poutrelles-hourdis	0.265	-	-		-			-	-			-	-	
		Revêtement	Carrelage	0.06	-	25		13	325			19.5	-		19.5	-	
			Chape	0.02	3	25		13	325			19.5	-		19.5	-	
			Cloisons	0.05	-	25		13	325			16.25	-		16.25	-	
			Autre		-	-		-			-	-			-	-	
									Σ	327.95	12.19			327.95	12.19	340	
N3 (R+2)	Voiles	BA	2.5	-	-		-				-	-		-	-	-	G active = Gt
		Maçonnerie	1.5	-	-		-				-	-			-	-	
	Phi=0,5 si indépendant	Poteaux	2.5	-	-		-			8	-	-		-	-	-	
	Psi=0,3 si résidentiel	Poutres	2.5	-	-		-			4	-	-		-	-	-	
	0.15	PH Haut	BA	2.5	-	-		-	-	0.25	-	-		-	-	-	
			Poutrelles-hourdis	0.265	-	-		-			-	-		-	-	-	
		Revêtement	Carrelage	0.06	-	-		-			-	-		-	-	-	
			Chape	0.02	-	-		-			-	-		-	-	-	
			Cloisons	0.05	-	-		-			-	-		-	-	-	
			Autre		-	-		-			-	-		-	-	-	
									Σ	-	-			-	-	-	
N4 (R+3)	Voiles	BA	2.5	-	-		-				-	-		-	-	-	G active = Gt
		Maçonnerie	1.5	-	-		-				-	-			-	-	
	Phi=0,5 si indépendant	Poteaux	2.5	-	-		-				-	-			-	-	
	Psi=0,3 si résidentiel	Poutres	2.5	-	-		-				-	-			-	-	
	0.15	PH Haut	BA	2.5	-	-		-	-		-	-			-	-	
			Poutrelles-hourdis	0.265	-	-		-			-	-			-	-	
		Revêtement	Carrelage	0.06	-	-		-			-	-			-	-	
			Chape		-	-		-			-	-			-	-	
			Cloisons	0.05	-	-		-			-	-			-	-	
			Autre		-	-		-			-	-			-	-	
									Σ	-	-			-	-	-	
Toiture	Zinc		0.03	-	-		-		0.05		-	-			-	-	G active = Gt
	phi=1	Ardoises	0.08	-	-		-		0.05		-	-			-	-	
	psi=0	Plancher terrasse	BA	2.5	0.2	25		13	325	0.05	162.5	-			162.5	-	
			Poutrelles-hourdis	0.265	-	-		-			-	-			-	-	
		Voiles	BA	2.5	0.2	66		3			99	-			49.5	-	
			Maçonnerie	1.5	-	-		-			-	-			-	-	
		Poteaux	2.5	-	0.2		0.2	3		8	2.4	-			1.2	-	
	Si R+0 -->	Poutres	2.5	-	11		0.2	0.4		4	8.8	-			8.8	-	
		Revêtement	Complexe étar Végétalisé	0.012	-	25		13	325			3.9	-		3.9	-	
				0.1	-	-		-			-	-			-	-	
									Σ	276.6	-			225.9	-	226	
										Masse totale				Masses actives			
										1297 T				1246 T			

$$\begin{bmatrix} \frac{24 EI}{L^3} & -\frac{12 EI}{L^3} & 0 & 0 \\ -\frac{12 EI}{L^3} & \frac{24 EI}{L^3} & -\frac{12 EI}{L^3} & 0 \\ 0 & -\frac{12 EI}{L^3} & \frac{24 EI}{L^3} & -\frac{12 EI}{L^3} \\ 0 & 0 & -\frac{12 EI}{L^3} & \frac{12 EI}{L^3} \end{bmatrix}$$

Figure 53 : Matrice de rigidité généralisée sous Maxima™

Les valeurs de L étant constantes nous les avons nommées indifféremment selon les éléments.

Les calculs suivants porteront sur le comportement du bâtiment selon x uniquement.

- Recherche des valeurs propres λ selon x :

L'expression $K-\lambda.M$ est donnée dans la matrice ci-dessous :

$$\begin{bmatrix} 44211911 - 340 I & -22105955 & 0 & 0 \\ -22105955 & 44211911 - 340 I & -22105955 & 0 \\ 0 & -22105955 & 44211911 - 340 I & -22105955 \\ 0 & 0 & -22105955 & 22105955 - 226 I \end{bmatrix}$$

Figure 54 : Ecriture matricielle de la relation $K-\lambda.M$ sous Maxima™

Le déterminant de cette matrice 4x4 nous donne :

$$(\%o65) \ 8882704000 I^4 - 4334040561384800 I^3 + 657949687086274870920 I^2 - 31802824181295296779338806 I + 238801606623270248506624669955$$

$$\text{Soit } 8,89 \cdot 10^9 \cdot \lambda^4 - 4,33 \cdot 10^{15} \cdot \lambda^3 + 6,58 \cdot 10^{20} \cdot \lambda^2 - 3,18 \cdot 10^{25} \cdot \lambda + 2,39 \cdot 10^{29} = 0$$

D'où la résolution des valeurs propres λ :

$$8,89 \cdot 10^9 \cdot \lambda^4 - 4,33 \cdot 10^{15} \cdot \lambda^3 + 6,58 \cdot 10^{20} \cdot \lambda^2 - 3,18 \cdot 10^{25} \cdot \lambda + 2,39 \cdot 10^{29} = 0$$

Avec :

→ Selon X

$$\lambda_1 = 9132 \quad \rightarrow w_1 = \sqrt{\lambda_1} = 96 \text{ rad.s}^{-1}$$

$$\lambda_2 = 74179 \quad \rightarrow w_2 = \sqrt{\lambda_2} = 272 \text{ rad.s}^{-1}$$

$$\lambda_3 = 167064 \quad \rightarrow w_3 = \sqrt{\lambda_3} = 409 \text{ rad.s}^{-1}$$

$$\lambda_4 = 237543 \quad \rightarrow w_4 = \sqrt{\lambda_4} = 487 \text{ rad.s}^{-1}$$

Les vecteurs propres de la structure doivent respecter l'égalité suivante $(K - \lambda.M).\Phi = 0$.

Pour le mode 1 nous avons déterminé la pulsation $w_1 = 192 \text{ rad.s}^{-1}$ soit une période fondamentale de $T_1 = 2.\pi/(w_1) = 0,065 \text{ s}$ $T_b = 0,03 \text{ s} < T_1 < T_D = 0,2 \text{ s}$ pour un sol de classe A et $T_c = 0,08 \text{ s} < T_1 < T_D = 0,45 \text{ s}$ pour un sol de classe E. L'accélération correspondante sera déterminée à partir des valeurs palier du spectre de calcul.

$$(K - w_1^2.M).\Phi = (K - \lambda.M).\Phi = 0$$

$$\begin{bmatrix} 31656820 & -3684300 & 0 & 0 \\ -3684300 & 31656820 & -3684300 & 0 \\ 0 & -3684300 & 31656820 & -3684300 \\ 0 & 0 & -3684300 & 434724 \end{bmatrix}$$

Nous obtenons ensuite en normalisant par Φ_{11} :

$$\Phi_{11} = 1$$

$$\Phi_{12} = 1,86$$

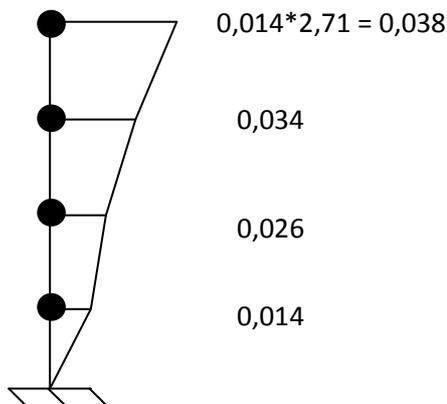
$$\Phi_{13} = 2,46$$

$$\Phi_{14} = 2,71$$

Nous pouvons maintenant généraliser les résultats par

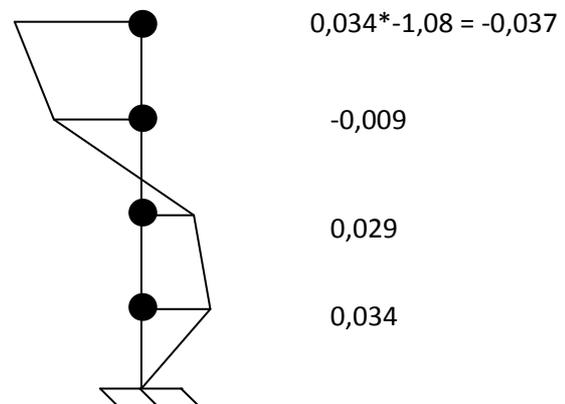
$$\frac{1}{(1; 1,86; 2,46; 2,71) \cdot \begin{pmatrix} 340 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 340 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 340 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 226 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 1 \\ 1,86 \\ 2,46 \\ 2,71 \end{pmatrix}}{1} = 0,014$$

nous obtenons donc finalement après généralisation les coordonnées des vecteurs propres des déformées modales:



Mode 1

$$T_x = 0,065 \text{ s}$$



Mode 2

$$T_x = 0,023 \text{ s}$$

➤ Vérification orthogonalité des modes :

$$\Phi_1^T \cdot M \cdot \Phi_2 = 0 ?$$

$$(0,014; 0,026; 0,034; 0,038) \cdot \begin{pmatrix} 340 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 340 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 340 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 226 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 0,034 \\ 0,029 \\ -0,009 \\ -0,037 \end{pmatrix} = -0,0036 \approx 0$$

➤ Facteur de participation :

Le facteur de participation va nous permettre de déterminer l'influence du mode 1 dans la masse excitée du bâtiment sous sollicitations sismiques :

$$P1 = \Phi_1^T \cdot M \cdot V :$$

$$(0,014; 0,026; 0,034; 0,038) \cdot \begin{pmatrix} 340 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 340 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 340 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 226 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix} = 33,75$$

$P_1 = 33,75$ et donc la masse concernée excitée selon la pulsation (période $T_1 = 0,065$ s) du mode fondamental est $P_1^2 = 33,75^2 = 1139,1$ T soit $\frac{1139,1}{1297} \cdot 100 = 88$ %.

D'après les critères de l'Eurocode 8-1 le calcul peut être poursuivi jusqu'à atteindre 90% de masse totale excitée ou être abandonné si le nombre de modes est supérieur à $3 \cdot \sqrt{n} = 3 \cdot \sqrt{3}$ modes soit 5 modes. Le facteur de participation pour le mode 2 est de $P_2 = 10$ et $P_2^2 = 100$ T soit 7,7% de la masse totale.

Les deux premiers modes de déformation représentent donc une masse excitée de $88 + 7,7 \approx 96\%$ de la masse totale, ce qui répond aux critères de l'Eurocode 8-1.

Nous allons poursuivre le calcul par la détermination des déplacements et des efforts conséquences du seul mode 1 de déformation.

➤ Détermination du coefficient de distribution et de la pseudo-accélération :

Coefficient de distribution :
$$\varphi_1 = P_1 \cdot \Phi_1 = 33,75 \cdot \begin{pmatrix} 0,014 \\ 0,026 \\ 0,034 \\ 0,038 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,47 \\ 0,88 \\ 1,15 \\ 1,28 \end{pmatrix}$$

Pseudo-accélération :
$$\Gamma_1 = R_d(T) \cdot \varphi_1 = S_d(T) \cdot \varphi_1$$

Pour un projet situé en zone 2, classe de sol E, catégorie III, coefficient topographique $\tau = 1$, de ductilité limitée et de période fondamentale de 0,065 s :

$$S_d(T_1) = a_{gr} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,7 * 1,2 * 1,8 * \left[\frac{2}{3} + \frac{0,065}{0,08} \cdot \left(\frac{2,5}{1,5} - \frac{2}{3} \right) \right] = 2,24 \text{ m/s}^2$$

Avec prolongement du palier :

$$S_d(T_1) = a_{gr} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,7 * 1,2 * 1,8 * \frac{2,5}{1,5} = 2,52 \text{ m/s}^2$$

Pour un projet sur sol de classe A la valeur de T1 correspond au palier du spectre de calcul :

$$S_d(T_1) = a_{gr} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,7 * 1,2 * 1 * \frac{2,5}{1,5} = 1,40 \text{ m/s}^2$$

D'où:

$$\Gamma_{1 \text{ classe A}} = 1,4 * \begin{pmatrix} 0,47 \\ 0,88 \\ 1,15 \\ 1,28 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,66 \\ 1,23 \\ 1,61 \\ 1,79 \end{pmatrix}$$

$$\Gamma_{1 \text{ classe E}} = 2,52 * \begin{pmatrix} 0,47 \\ 0,88 \\ 1,15 \\ 1,28 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,18 \\ 2,22 \\ 2,90 \\ 3,23 \end{pmatrix}$$

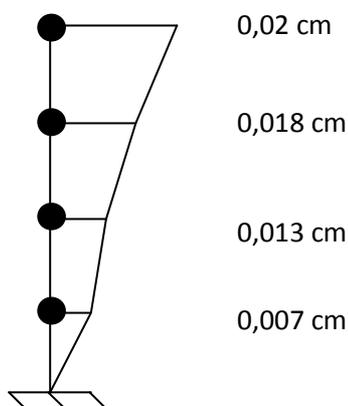
➤ Déplacements :

Les déplacements sont donnés par la relation suivante et dépendent de la

pseudo-pulsation : $d = \frac{\Gamma_1}{\omega_1^2}$ soit :

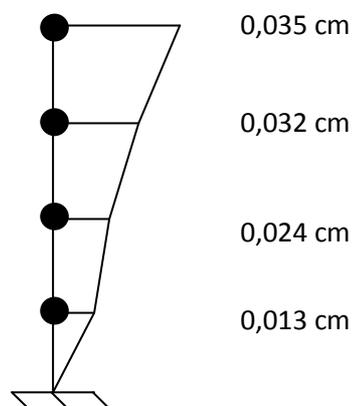
$$d_{\text{classe A}} = \begin{pmatrix} 7 \cdot 10^{-5} \\ 1,3 \cdot 10^{-4} \\ 1,8 \cdot 10^{-4} \\ 2 \cdot 10^{-4} \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$d_{\text{classe E}} = \begin{pmatrix} 1,3 \cdot 10^{-4} \\ 2,4 \cdot 10^{-4} \\ 3,2 \cdot 10^{-4} \\ 3,5 \cdot 10^{-4} \end{pmatrix} \text{ m}$$



Mode 1

Sol classe A



Mode 1

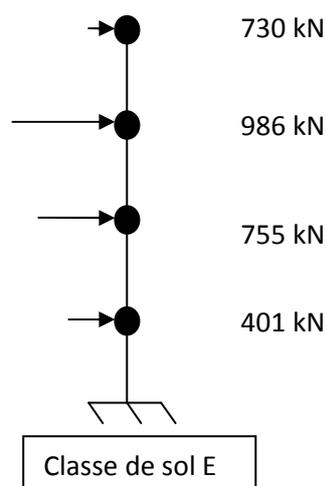
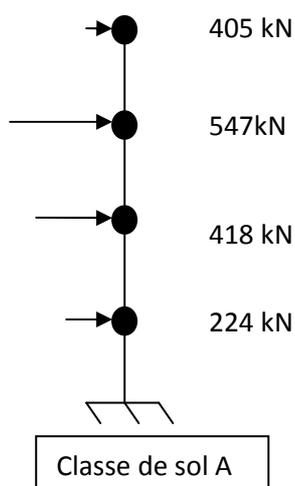
Sol classe E

➤ Efforts à chaque niveau :

Les efforts sont obtenus par la relation $F_{S1} = M \cdot \Gamma_1$ soit pour la classe de ductilité limitée :

$$F_{S1 \text{ classe A}} = \begin{pmatrix} 340 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 340 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 340 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 226 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 0,66 \\ 1,23 \\ 1,61 \\ 1,79 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 224 \\ 418 \\ 547 \\ 405 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

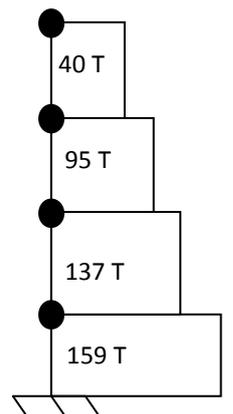
$$F_{S1 \text{ classe E}} = \begin{pmatrix} 340 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 340 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 340 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 226 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 1,18 \\ 2,22 \\ 2,90 \\ 3,23 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 401 \\ 755 \\ 986 \\ 730 \end{pmatrix} \text{ kN}$$



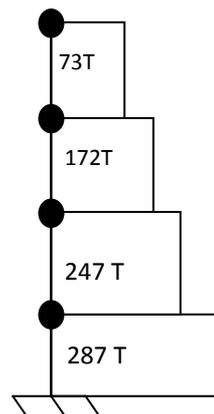
➤ Répartition des efforts tranchants dans les différents niveaux :

Nous obtenons donc un effort tranchant total de base égal à 1594 kN pour le sol de classe A et 2872 kN pour un sol de classe E.

Ces efforts sont à répartir dans chaque niveau afin de déterminer les efforts individuels que chaque élément de contreventement devra reprendre :



Classe de sol A



Classe de sol E

➤ Répartition des efforts dans les éléments de contreventement de l'étage :

Cette distribution s'effectue au prorata des inerties présentes dans les différents étages selon la même méthode que lors de l'étude du R+0 régulier en plan par la méthode des forces latérales. C'est pourquoi nous ne la détaillerons pas dans cet exemple de calcul manuel.

4.5.2.2 *R+3 régulier en plan par méthode des forces latérales*

Comme pour l'étude du bâtiment R+0 nous allons utiliser le tableur informatique afin de déterminer réglementairement les sollicitations sismiques imposés au bâtiment.

Les résultats propres à la structure sont donnés dans la figure ci-dessous :

Vérification de la condition sur la période fondamentale :		$T1 \leq \min(4 \cdot Tc; 2)$
Classe de sol sélectionnée :	Classe A	
Type de spectre élastique sélectionné :	Type 2	
Valeur de Tb:	0.03 s	
Valeur de Tc:	0.20 s	
Valeur de Td	2.50 s	
La période fondamentale doit être inférieure à $\min(4Tc; 2)$:	0.8 s	
Hauteur du bâtiment :	12 m	
La hauteur du bâtiment est inférieure à 40m		
$T1 = Ct \cdot H^{(3/4)}$		
Pour les bâtiments contreventés par des murs en béton ou en maçonnerie :		
$Ct = 0,075 / (Ac)^{(1/2)}$		
Ac : aire effective des sections des murs de contreventement au 1er niveau		
Suivant X, Ct =	0.069	
Suivant Y, Ct =	0.074	
Type de contreventement sélectionné :	murs en béton ou maçonnerie	
La valeur de Ct est donc prise égale à :	0.074	
Donc T1x =	0.47	s
Donc T1y =	0.47	s
Condition sur la période fondamentale vérifiée		

Figure 55 : Période fondamentale et efforts tranchants à la base du bâtiment R+3 régulier en plan (zone 2, sol de classe A et catégorie III)

Nous pouvons constater que la période propre déterminée par la méthode manuelle était $0,47/0,065 = 7$ fois inférieure à celle déterminée par la méthode des forces latérales. Comme nous l'avancions précédemment, dans le calcul de la période fondamentale, la méthode des forces latérales ne prend pas en compte les masses en jeu ni les caractéristiques intrinsèques du matériau (comme nous pouvons le faire à la main lorsque nous divisons par 2 le module d'élasticité instantané du béton pour tenir compte de l'état de fissuration du béton).

Les efforts tranchants se retrouvent donc après répartition dans chaque niveau dans les tableaux suivants selon la classe de sol adoptée:

Tableau XXXIII : Efforts tranchants à chaque étage pour notre exemple de R+3 régulier en plan sur sol de classe A

Niveaux	Fnx (kN)	Fnx pondéré	Fny (kN)	Fny
1	765	991	765	856
2	677	876	677	744
3	500	647	500	536
4	235	304	235	252

Tableau XXXIV : Efforts tranchants à chaque étage pour notre exemple de R+3 régulier en plan sur sol de classe E

Niveaux	Fnx (kN)	Fnx pondéré	Fny (kN)	Fny
1	2 633	3 411	2 633	2 947
2	2 329	3 017	2 329	2 563
3	1 721	2 229	1 721	1 845
4	808	1 047	808	866

Nous constatons ici aussi une nette différence entre les résultats déterminés par la méthode modale et la méthode des forces latérales notamment pour le sol de classe A. Ceci peut s'expliquer notamment par le fait que le calcul modal nous a donné une période fondamentale de 0,065 s qui nous donne une accélération qui se trouve de la classe A à la classe C sur le plateau T_B-T_C du spectre. La méthode des forces latérales nous donne elle une période fondamentale de 0,47 s qui se trouve hors plateau (courbe descendante la plupart du temps hormis un passage en classe D) et donc des accélérations moindres (1,4 m/s² pour 0,59 m/s² avec la méthode des forces latérales).

Enfin la répartition des efforts sismiques dans les voiles de contreventement nous donne les efforts tranchants suivants pour chaque voile en classe A:

Tableau XXXV : Efforts tranchants répartis par niveau et par voile (kN) pour un bâtiment R+3 voiles béton et plancher terrasse béton

Voiles	Niveau 1		Niveau 2		Niveau 3		Niveau 4	
	Direction X	Direction Y						
1	81.28	17.83	71.89	15.50	53.12	11.16	24.96	5.24
2	44.81	13.21	39.64	11.48	29.29	8.27	13.76	3.88
3	81.28	17.83	71.89	15.50	53.12	11.16	24.96	5.24
4	81.28	17.83	71.89	15.50	53.12	11.16	24.96	5.24
5	44.81	13.21	39.64	11.48	29.29	8.27	13.76	3.88
6	81.28	17.83	71.89	15.50	53.12	11.16	24.96	5.24
7	81.28	17.83	71.89	15.50	53.12	11.16	24.96	5.24
8	44.81	13.21	39.64	11.48	29.29	8.27	13.76	3.88
9	81.28	17.83	71.89	15.50	53.12	11.16	24.96	5.24
10	81.28	17.83	71.89	15.50	53.12	11.16	24.96	5.24
11	44.81	13.21	39.64	11.48	29.29	8.27	13.76	3.88
12	81.28	17.83	71.89	15.50	53.12	11.16	24.96	5.24
13	13.33	44.39	11.79	38.60	8.71	27.79	4.09	13.05
14	18.00	80.51	15.92	70.01	11.76	50.39	5.53	23.67
15	13.33	44.39	11.79	38.60	8.71	27.79	4.09	13.05
16	18.00	80.51	15.92	70.01	11.76	50.39	5.53	23.67
17	18.00	80.51	15.92	70.01	11.76	50.39	5.53	23.67
18	18.00	80.51	15.92	70.01	11.76	50.39	5.53	23.67
19	18.00	80.51	15.92	70.01	11.76	50.39	5.53	23.67
20	13.33	44.39	11.79	38.60	8.71	27.79	4.09	13.05
21	18.00	80.51	15.92	70.01	11.76	50.39	5.53	23.67
22	13.33	44.39	11.79	38.60	8.71	27.79	4.09	13.05
23	-	-	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-	-	-
26	-	-	-	-	-	-	-	-
27	-	-	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-	-	-	-
	991	856	876	744	647	536	304	252

Nous voyons bien ici que le nombre important de voiles permet une répartition des efforts relativement homogènes et donc les voiles ne sont pas fortement sollicités. Pour rappel nous avons d'après nos graphiques des efforts résistants au minimum de l'ordre de 300 kN. Nous en sommes donc loin.

Dans le paragraphe suivant nous allons étudier ce bâtiment avec différents paramètres sismiques afin d'observer le comportement des dispositions parasismiques minimales de chaînage pour les maçonneries et d'armatures pour les voiles béton.

4.5.2.3 Extrapolations pour le projet R+3 régulier en plan

De la même façon que dans la partie précédente nous allons tenter d'extrapoler les résultats à des paramètres sismiques différents (zone, sol) et étudier les résultats obtenus.

Nous allons reprendre les données constructives précédentes à savoir : murs de maçonnerie et béton banché ainsi que toitures terrasses, couverture ardoises et zinc.

Tableau XXXVI : Résultats d'exploitation méthode des forces latérales (MFL) pour projet type R+3 régulier en plan avec plancher terrasse en béton armé

Toiture	Type de cvtv	Efforts	Zone 2					Zone 3 <small>(Attention à titre informatif)</small>					
			Classe de sol					Classe de sol					
			A	B	C	D	E	A	B	C	D	E	
		Sd(T _x) m/s ²	0.59	1.00	1.77	2.24	2.39	0.93	1.56	2.78	3.52	3.75	
		Sd(T _y) m/s ²	0.59	1.00	1.77	2.24	2.39	0.93	1.56	2.78	3.52	3.75	
Plancher terrasse béton armé Tx = 0,47 s Ty = 0,47 s Hauteur 12 m	Béton armé Masse totale = 1297 T Masse active = 1246 T q=1,5	F _{bx} (kN) et	986	1414	2514	3183	3393	1549	2222	3950	5001	5332	
		F _{bx} /M _{totale}	8%	11%	19%	25%	26%	12%	17%	31%	39%	41%	
		F _{by} (kN) et	852	1222	2173	2751	2933	1339	1921	3414	4323	4609	
		F _{by} /M _{totale}	7%	9%	17%	21%	23%	10%	15%	26%	34%	36%	
		F _{bx} /ΣIx	311	445	792	1003	1069	488	700	1245	1576	1680	
		F _{by} /ΣIy	268	385	685	867	924	422	605	1076	1362	1452	
		Déplacement selon Y (10 ² cm)	1.36	1.95	3.46	4.39	4.68	2.13	3.06	5.44	6.89	7.35	
		Déplacement selon X (10 ² cm)	1.36	1.95	3.46	4.39	4.68	2.13	3.06	5.44	6.89	7.35	
		Voiles à armer?	N	N	N	N	N	N	N	A armer	A armer	A armer	
			Sd(T _x) m/s ²	0.44	0.75	1.33	1.68	1.79	0.69	1.17	2.08	2.64	2.81
			Sd(T _y) m/s ²	0.44	0.75	1.33	1.68	1.79	0.69	1.17	2.08	2.64	2.81
		Maçonnerie Masse totale = 1127 T Masse active = 1098 T q=2	F _{bx} (kN) et	649	930	1654	2094	2233	1019	1462	2599	3291	3508
	F _{bx} /M _{totale}		6%	8%	15%	18%	20%	9%	13%	23%	29%	31%	
	F _{by} (kN) et		560	804	1429	1809	1929	881	1263	2246	2843	3032	
	F _{by} /M _{totale}		5%	7%	13%	16%	17%	8%	11%	20%	25%	27%	
F _{bx} /ΣIx	204		293	521	660	703	321	461	819	1037	1105		
F _{by} /ΣIy	177		253	450	570	608	277	398	708	896	955		
Déplacement selon Y (10 ² cm)	1.54		2.20	3.91	4.96	5.28	2.41	3.46	6.15	7.79	8.30		
Déplacement selon X (10 ² cm)	1.54		2.20	3.91	4.96	5.28	2.41	3.46	6.15	7.79	8.30		
Dispositions minimales	o		o	Cisaillement + CV	CV + cisaillement + Chz	CV + cisaillement + Chz	o	CV + cisaillement	CV + cisaillement + Chz	CV + cisaillement + Chz	CV + cisaillement + Chz		

Tableau XXXVII : Résultats d'exploitation méthode des forces latérales (MFL) pour projet type R+3 régulier en plan avec toiture 1 versant zinc

Toiture	Type de ctvt	Efforts	Zone 2					Zone 3 (Attention à titre informatif)				
			Classe de sol					Classe de sol				
			A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
Plancher souple-toiture zinc Tx = 0,54 s Ty = 0,54 s Hauteur 13,5 m	Béton armé Masse totale = 1129 T Masse active = 1080 T q=1,5	Sd(T _x) m/s ²	0.52	0.87	1.55	2.24	2.09	0.81	1.37	2.43	3.52	3.29
		Sd(T _y) m/s ²	0.52	0.87	1.55	2.24	2.09	0.81	1.37	2.43	3.52	3.29
		F _{bx} (kN) et F _{bx} /M _{totale}	758	1280	1934	2796	2611	1192	2011	3039	4394	4103
			7%	11%	17%	25%	23%	11%	18%	27%	39%	36%
		F _{by} (kN) et F _{by} /M _{totale}	663	1119	1691	2446	2283	1042	1759	2658	3843	3588
			6%	10%	15%	22%	20%	9%	16%	23%	34%	32%
		F _{bx} /∑Ix	239	403	609	881	823	376	634	958	1385	1293
		F _{by} /∑Iy	209	353	533	771	719	328	554	837	1211	1131
		Déplacement selon x (10 ⁻² cm)	4.31	7.27	10.99	15.88	14.83	6.77	11.43	17.26	24.96	23.31
		Déplacement selon y (10 ⁻² cm)	4.31	7.27	10.99	15.88	14.83	6.77	11.43	17.26	24.96	23.31
	Voiles à armer? O/N	N	N	N	N	N	N	N	N	A armer	A armer	
	Effort en tête de voile selon Y (T/ml)	0.50	0.83	1.26	1.82	1.70	0.78	1.31	1.98	2.86	2.67	
	Effort en tête de voile selon X (T/ml)	0.26	0.43	0.65	0.95	0.88	0.40	0.68	1.03	1.49	1.39	
	Maçonnerie Masse totale = 971 T Masse active = 941 T q=2	Sd(T _x) m/s ²	0.39	0.65	1.16	1.68	1.57	0.61	1.03	1.83	2.64	2.47
		Sd(T _y) m/s ²	0.39	0.65	1.16	1.68	1.57	0.61	1.03	1.83	2.64	2.47
		F _{bx} (kN) et F _{bx} /M _{totale}	489	826	1248	1804	1685	769	1298	1961	2835	2647
			5%	8%	13%	18%	17%	8%	13%	20%	29%	27%
		F _{by} (kN) et F _{by} /M _{totale}	429	723	1093	1580	1475	673	1137	1717	2483	2318
			4%	7%	11%	16%	15%	7%	12%	18%	25%	24%
		F _{bx} /∑Ix	154	260	393	568	531	242	409	618	893	834
F _{by} /∑Iy		135	228	344	498	465	212	358	541	782	730	
Déplacement selon x (10 ⁻² cm)		5.02	8.46	12.79	18.49	17.27	7.88	13.30	20.10	29.06	27.13	
Déplacement selon y (10 ⁻² cm)		5.02	8.46	12.79	18.49	17.27	7.88	13.30	20.10	29.06	27.13	
Dispositions minimales EC8-1 §9? O/N	O	O	O	CV + cisaillement + CHz	CV + cisaillement + CHz	O	O	CV + cisaillement + CHz	CV + cisaillement + CHz	CV + cisaillement + CHz		
Effort en tête de voile selon Y (T/ml)	0,23	0,39	0,59	0,85	0,87	0,36	0,61	0,92	1,33	1,24		
Effort en tête de voile selon X (T/ml)	0,12	0,20	0,30	0,44	0,45	0,19	0,32	0,48	0,69	0,65		

Tableau XXXVIII : Résultats d'exploitation méthode des forces latérales (MFL) pour projet type R+3 régulier en plan avec toiture 2 versants ardoises

Toiture	Type de cvtv	Efforts	Zone 2					Zone 3 (Attention à titre informatif)				
			Classe de sol					Classe de sol				
			A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
Plancher souple- toiture ardoises <i>T_x = 0,59 s</i> <i>T_y = 0,59 s</i> <i>Hauteur 14,5 m</i>	Béton armé <i>Masse totale = 1158 T</i> <i>Masse active = 1108 T</i> <i>q=1,5</i>	Sd(T _x) m/s ²	0.48	0.81	1.43	2.24	1.93	0.75	1.27	2.25	3.52	3.04
		Sd(T _y) m/s ²	0.48	0.81	1.43	2.24	1.93	0.75	1.27	2.25	3.52	3.04
		<i>F_{bx}</i> (kN) et <i>F_{bx}/M_{totale}</i>	716	1209	1827	2858	2466	1126	1900	2871	4490	3876
			6%	10%	16%	25%	21%	10%	16%	25%	39%	33%
		<i>F_{by}</i> (kN) et <i>F_{by}/M_{totale}</i>	625	1055	1594	2494	2152	982	1658	2505	3919	3382
			5%	9%	14%	22%	19%	8%	14%	22%	34%	29%
		<i>F_{bx}/∑Ix</i>	226	381	576	900	777	355	599	905	1415	1221
		<i>F_{by}/∑Iy</i>	197	332	502	786	678	310	522	789	1235	1066
		Déplacement selon x (10 ² cm)	3.47	5.86	8.85	13.84	11.95	5.45	9.20	13.91	21.75	18.77
		Déplacement selon y (10 ² cm)	3.47	5.86	8.85	13.84	11.95	5.45	9.20	13.91	21.75	18.77
	Voiles à armer?	N	N	N	N	N	N	N	N	A armer	N	
	<i>Effort en tête de voile</i>	0,60	1,01	1,53	2,39	2,06	0,94	1,59	2,40	3,76	3,24	
	<i>Effort en tête de voile</i>	0,31	0,53	0,79	1,24	1,07	0,49	0,83	1,25	1,95	1,69	
	Maçonnerie <i>Masse totale = 996T</i> <i>Masse active = 966 T</i> <i>q=2</i>	Sd(T _x) m/s ²	0.36	0.60	1.07	1.68	1.45	0.56	0.95	1.69	2.64	2.28
		Sd(T _y) m/s ²	0.36	0.60	1.07	1.68	1.45	0.56	0.95	1.69	2.64	2.28
		<i>F_{bx}</i> (kN) et <i>F_{bx}/M_{totale}</i>	464	783	1183	1850	1597	729	1230	1859	2907	2509
			5%	8%	12%	18%	16%	7%	12%	19%	29%	25%
		<i>F_{by}</i> (kN) et <i>F_{by}/M_{totale}</i>	405	684	1033	1616	1395	637	1074	1624	2539	2192
			4%	7%	10%	16%	14%	6%	11%	16%	25%	22%
		<i>F_{bx}/∑Ix</i>	146	247	373	583	503	230	388	586	916	791
<i>F_{by}/∑Iy</i>		128	215	326	509	439	201	339	512	800	691	
Déplacement selon x (10 ² cm)		3.96	6.69	10.11	15.81	13.65	6.23	10.51	15.88	24.84	21.44	
Déplacement selon y (10 ² cm)		3.96	6.69	10.11	15.81	13.65	6.23	10.51	15.88	24.84	21.44	
Dispositions minimales	O	O	O	CV + cisaillemen + CHz	CV + cisaillemen + CHz	O	O	CV + cisaillemen + CHz	CV + cisaillemen + CHz	CV + cisaillemen + CHz		
EC8-1 §9? O/N												
<i>Effort en tête de voile</i>	0,34	0,57	0,87	1,36	1,17	0,53	0,90	1,36	2,13	1,84		
<i>Effort en tête de voile</i>	0,18	0,30	0,45	0,71	0,61	0,28	0,47	0,71	1,11	0,96		

Les résultats compilés ci-dessus nous montrent que ce type de bâtiment relativement lourd et moyennement élevé requiert une attention particulière en zone 2 principalement pour les bâtiments de maçonnerie. Pour les contreventements de béton cette remarque sera probablement valable pour des bâtiments de catégorie IV puisque si l'on compare les accélérations en zone 3 nécessitant d'armer les voiles et les accélérations de zone 2 pondérées du coefficient 1,17 ($\gamma_{\text{cat IV}} / \gamma_{\text{cat III}} = 1,4/1,2 = 1,17$) nous obtenons des accélérations proches de celles réclamant des voiles armés. Il y a donc *nécessité d'étudier ces bâtiments* sous l'angle parasismique et ne pas se reposer sur les dispositions constructives étant donné le caractère faiblement sismique de la zone. Pour information nous pouvons souligner également l'importance de la catégorie de bâtiment : si le bâtiment avait été scolaire nous aurions eu $\Psi_{Ei} = 0,6 \cdot 0,8 = 0,48$ soit chaque charge d'exploitation multipliée par 3 à chaque niveau par rapport à notre exemple avec une masse totale de 1367 T et une masse active de 1316 T certains voiles auraient été à armer en classe de la zone 2.

4.5.2.4 Calcul des effets du vent selon l'Eurocode 1-1-4

L'étude du bâtiment R+0 régulier en plan nous a montré la prédominance des sollicitations sismiques sur le vent. Nous allons effectuer la même démarche pour le bâtiment R+3 régulier en plan et en élévation.

Tableau XXXIX : Comparatif entre effets du vent et effets sismiques pour le R+3 régulier en plan (sol de classe A) et en élévation

	Type contreventement	Toiture	H	L au vent	Exposition	Vent en tête kN/m ²	Vent en pied kN pondérée	Force sismique Fb en pied (kN)	Vent en tête (kN)	Effort sismique en tête (kN)	Vent linéaire en tête de mur (T/ml)	Effort sismique linéaire en tête de mur (T/ml)
R+3	BA	BA	12	25	Côte	0,97	530	852	66	Rigide (296)	0,26	Rigide
	BA	BA	12	25	Bocage	0,47	253	852	32	Rigide (296)	0,13	Rigide
	Maçonnerie	Ardoises	14,5	25	Côte	0,97	530	464	66	61	0,26	0,24
	Maçonnerie	Ardoises	14,5	25	Bocage	0,47	253	464	32	61	0,13	0,24

Nous constatons ici un effort sismique de tête plus important du fait de la définition même des efforts par la méthode des forces latérales ($F_b = M.\lambda.S_d(T)$ et $F_i = F_b.z_i.m_i / \sum(z_i.m_i)$)

Dans un bâtiment à toiture souple il conviendra donc d'étudier en priorité les effets du vent pour la rigidification du diaphragme supérieur. Par contre on se rend compte en complétant la lecture par le Tableau XXXIX : Comparatif entre effets du vent et effets sismiques pour le R+3 régulier en plan (sol de classe A) et en élévation que l'influence du vent est inférieure au sismique dès lors que nous nous trouvons sur sol de classe B.

4.6 Etudes d'un R+0 irrégulier en plan et d'un R+2 irrégulier en plan et en élévation

Comme nous l'avons évoqué dans la partie précédente les bâtiments réguliers en plan selon l'Eurocode 8-1 se rencontrent très rarement du fait des contraintes architecturales d'une part et des critères de classement d'autre part. Bien souvent les projets de bâtiments rencontrés dans le secteur d'activité du bureau d'études et soumis à la réglementation parasismique sont des bâtiments

soit scolaires, sanitaires ou sociaux. Ils sont donc soumis par ailleurs à d'autres contraintes architecturales telles que l'apport de lumière ou la réglementation thermique (conditions sur les ouvertures dans les façades, types de matériaux utilisés, présence de ponts thermiques) qui sont des caractéristiques directement ressenties par l'utilisateur final et donc requièrent une attention particulière de la part des maîtres d'œuvre. Une des conséquences les plus immédiates de ces aspects est la difficulté d'obtenir une symétrie des contreventements sur les façades.

Nous allons tout d'abord étudier un bâtiment R+0 irrégulier en plan à murs de contreventement (en béton armé et maçonnerie chaînée courante) tout en restant régulier en élévation puis nous étudierons un bâtiment R+2 irrégulier en élévation.

Zone de sismicité 2, sol de classe A, catégorie d'importance du bâtiment III, coefficient topographique 1.

Zone de vent 3

Catégorie de bâtiment (EC0) : A

Coefficient de combinaison : $\Psi_{Ei} = \Psi_{2i} \cdot \phi = 0 \cdot 1 = 0$ (toiture)

Charges permanentes :

Eléments structurels :	Béton armé :	2,5 T/m ³
	Maçonnerie agglomérés creux :	1,5 T/m ³
	Toiture Support bois + zinc :	0,08 T/m ²
	Toiture ardoises :	0,1 T/m ²
Revêtements de sol RdC :	Carrelage + chape mortier :	0,1 T/m ²
Revêtement Haut RdC :	Etanchéité :	0,012 T/m ²

Charges d'exploitation :

Plancher bas :	Circulations :	0,25 T/m ²
	Chambres :	0,15 T/m ²
Plancher terrasse inaccessible :		0,050 T/m ²

Résistance caractéristique du béton à la compression $f_{ck} = 25$ MPa

Module instantané du béton fissuré (selon EC8-1) : $[22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}]/2 = 11000 \cdot [(f_{ck}+8)/10]^{0,3}$ soit 15740 MPa

Coefficient de comportement q : 1,5

Structure du bâtiment : Structure composée de voiles béton et poteaux-poutres, la distribution des contreventements n'est pas symétrique, méthode des forces latérales car R+0. Le système de contreventement retenu reste le système murs, les éléments poteaux-poutres seront classés en éléments

Comme nous avons pu le voir dans les chapitres précédents le paragraphe 4.3.3.1 alinéa (8) nous laisse cependant une deuxième chance de classer ce bâtiment comme régulier et de pouvoir ainsi limiter les calculs (moment de torsion global). Le paragraphe Eurocode 8-1 nous permet malgré tout :

- La hauteur du bâtiment est inférieure à 10 m
- Eléments de façade et cloisons bien répartis et relativement rigides ? En nous auto-contrôlant nous pouvons répondre que non
- Rigidité en plan des planchers suffisamment importante comparée à la rigidité latérale des éléments verticaux ? Nous avons un plancher béton pour l'exemple développé donc oui.
- Condition subsidiaire sur les rayons de torsion et rayons de giration :

En développant automatiquement le calcul sur tableur selon la méthode présentée plus haut nous obtenons le résultat suivant :

$r_x = \sqrt{[(\sum [(x_{gi}-x_{CT})^2 \cdot E \cdot I_y + (y_{gi}-y_{CT})^2 \cdot E \cdot I_x]) / \sum (E \cdot I_y)]}$	14.37	$r_x^2 > I_s^2 + e_0 x^2?$	OK
$r_y = \text{divisé par somme } (E \cdot I_x) =$	12.25	$r_y^2 > I_s^2 + e_0 y^2?$	OK

Nous avons un critère sur 3 des conditions complémentaires qui n'est pas vérifié donc le bâtiment ne peut être considéré comme régulier (même si la condition sur les rayons de torsions est, elle, vérifiée).

L'Eurocode 8-1 indique qu'il convient d'utiliser un modèle un modèle spatial en prenant en compte la torsion d'ensemble réelle et non forfaitairement par l'utilisation des coefficients δ des bâtiments réguliers ou moyennement réguliers en plan.

D'autre part nous pouvons également nous baser sur les commentaires prodigués par l'AFPS (30).concernant les critères sur les bâtiments dits moyennement réguliers.

b. Période fondamentale

- Période fondamentale :

Calculs réalisés conformément aux préconisations de l'EC8	
Vérification de la condition sur la période fondamentale :	$T1 \leq \min(4 \cdot Tc; 2)$
Classe de sol sélectionnée :	Classe A
Type de spectre élastique sélectionné :	Type 2
Valeur de Tb:	0,03 s
Valeur de Tc:	0,20 s
Valeur de Td	2,50 s
La période fondamentale doit être inférieure à $\min(4Tc; 2)$:	0,8 s
Hauteur du bâtiment :	3 m
La hauteur du bâtiment est inférieure à 40m	
$T1 = Ct \cdot H^{(3/4)}$	
Pour les bâtiments contreventés par des murs en béton ou en maçonnerie :	
$Ct = 0,075 / (Ac)^{(1/2)}$	
Ac : aire effective des sections des murs de contreventement au 1er niveau	
Suivant X, Ct =	0,040
Suivant Y, Ct =	0,046
Type de contreventement sélectionné :	murs en béton ou maçonnerie
La valeur de Ct est donc prise égale à :	0,046
Donc T1x =	0,09 s
Donc T1y =	0,10 s
Condition sur la période fondamentale vérifiée	

Figure 60 : Vérification de la condition de la méthode des forces latérales sur la période fondamentale pour le projet étudié avec voiles BA et plancher terrasse BA

Les périodes ainsi obtenues sont faiblement plus importantes que pour le cas précédent du bâtiment régulier en plan (pour rappel 0,07 s). Ceci est dû à la diminution de la raideur du bâtiment et de la valeur de Ct.

- Sollicitations sismiques à la base et répartition par élément :

Les efforts tranchants à la base du bâtiment dans les deux directions sont de $F_{bx} = F_{by} = 307$ kN. Nous allons répartir ces efforts dans les contreventements en prenant en compte la torsion amenée par l'irrégularité en plan du bâtiment. Pour cela nous utilisons la définition donnée par N. JURASZEK dans son étude pour le compte du CERIB (21) où l'effort est déterminé par l'addition de l'effort basique dans la direction considérée (bâtiment régulier), de l'effort tranchant supplémentaire créé par la torsion de niveau et enfin par l'effort tranchant créé par la torsion de niveau mais hors plan du voile considéré. Etant donné le caractère irrégulier de l'agencement des contreventements nous devons considérer les efforts d'une direction donnée comme la combinaison de l'effort dans cette direction et 0,3 fois l'effort déterminé dans l'autre direction principale ($E_{dx} + 0,3 \cdot E_{dy}$). Nous obtenons donc pour le R+0 irrégulier en plan :

Tableau XL : Comparaison des efforts sismiques (kN) dans chaque voile de béton du bâtiment R+0 irrégulier en plan et dans les voiles inchangés du R+0 régulier en plan étudié dans la partie concernée (6 voiles supprimés)

Voiles	Longueur	Irrégulier en plan		Régulier en plan	
		Direction X (kN)	Direction Y (kN)	Direction X (kN)	Direction Y (kN)
1	2.70	60,22	0,70	48,49	1,93
2	2.00	27,25	0,50	22,30	1,43
3	2.70	56,87	0,65	48,49	1,93
4	2.70	56,87	0,65	48,49	1,93
5	2.00	27,25	0,49	22,30	1,43
6	1.00	4,33	0,25	SO	SO
7	1.00	4,33	0,25	SO	SO
8	1.00	5,03	0,26	SO	SO
9	2.70	70,24	0,65	48,49	1,93
10	1.00	5,03	0,25	SO	SO
11	2.00	0,42	41,40	1,19	26,90
12	2.70	0,51	86,40	1,60	58,49
13	2.00	0,35	41,40	1,19	26,90
14	2.00	0,35	38,83	SO	SO
15	2.70	0,57	82,72	1,19	26,90
16	2.00	0,38	39,63	1,60	58,49
		320,00	335,03	SO	SO

Nous constatons au vu de ces résultats que pour une masse totale inférieure les voiles de contreventement du R+0 irrégulier en plan doivent subir des efforts en tête plus importants que dans le cas du bâtiment régulier en plan. Les voiles dans la direction Y ressentent d'avantage la suppression des 4 voiles de contreventement utilisés pour le R+0 régulier en plan.

- Efforts tranchant résistants des voiles béton V_{Rd} :

De la même manière que pour les cas précédents nous pouvons considérer les chargements des différents voiles ou les plus chargés et les comparer avec les différentes valeurs obtenues dans les graphiques :

Nous obtenons pour des longueurs variant de 1 m à 2,70 m (soit une section de béton comprimée de 0,094 m² à 0,254 m²)

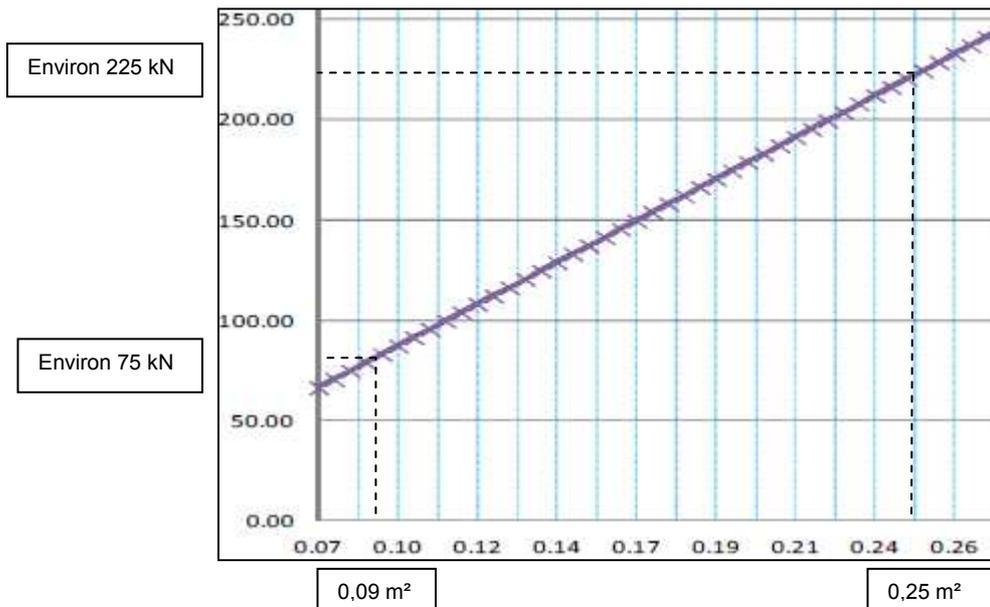


Figure 61 : Fourchette des valeurs de résistance au cisaillement pour un voile de béton avec section comprimée de 0,09 m² à 0,25 m²

Les résultats déterminés par la méthode des forces latérales sont donc largement favorables car très inférieurs aux résultats tabulés ci-dessus (Voile de 2,70 m sollicité par 83 kN pour un effort résistant d'environ 225 kN sur le graphique de la figure 29).

- Efforts normaux résistants des voiles béton N_{Rd12} :

La hauteur L_w des voiles étudiés est de 3 m, leur épaisseur de 20 cm et leur longueur varie de 1 à 2,70 m. Les efforts normaux rencontrés sont de l'ordre de 0,1 à 0,2 MN.

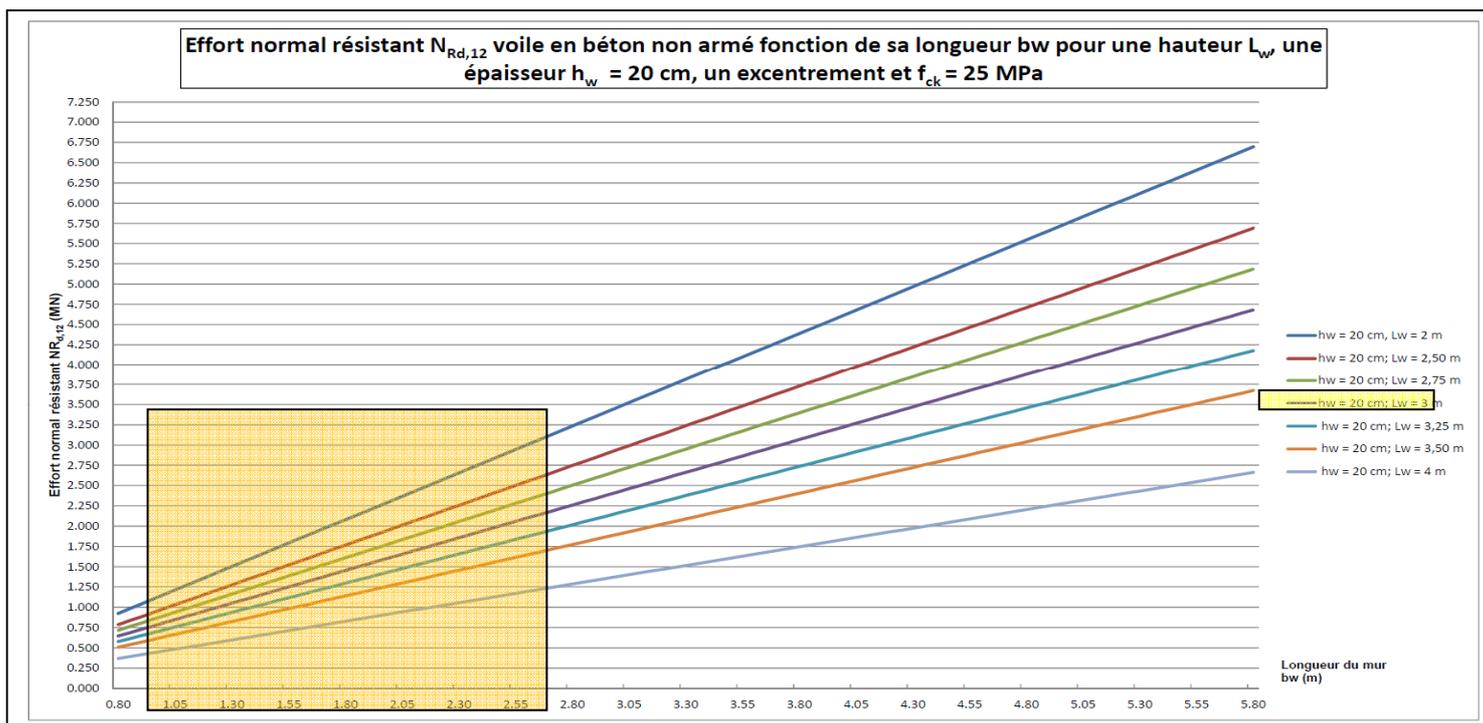


Figure 62 : Effort normal résistant $N_{Rd,12}$ pour un voile en béton non armé en fonction de sa longueur b_w et pour différentes épaisseurs h_w

Dans l'ordre de grandeur de ces longueurs nous obtiendrons au minimum un $N_{Rd,12}$ de 0,5 MN soit 2 fois plus que les sollicitations observées.

- Elancements :

A 3 mètres de hauteur l'élanement est égal à 51,96 soit nettement inférieur à 86.

Les 3 conditions des voiles non armés sont réunies pour ce projet. Il n'y a donc pas lieu d'armer ces voiles même si l'irrégularité en plan (et donc la torsion d'ensemble) a entraîné une augmentation des efforts.

4.6.1.3 Résultats compilés pour un R+0 avec différents types de toiture et de contreventement et traitement des diaphragmes souples (toitures ardoises et zinc)

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats observés pour ce même type de bâtiment R+0 irrégulier en plan avec des paramètres sismiques différents

Tableau XLI : Résultats d'exploitation méthode des forces latérales (MFL) pour projet type R+0 irrégulier en plan avec plancher terrasse en béton armé

Toiture	Type de cvtv	Efforts	Zone 2					Zone 3 (Attention à titre informatif)				
			Classe de sol					Classe de sol				
			A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
Plancher terrasse béton armé <i>T_x = 0,09 s</i> <i>T_y = 0,10 s</i> <i>Hauteur 3 m</i>	Béton armé <i>Masse totale = 243 T</i> <i>Masse active = 216 T</i> <i>q=1,5</i>	Sd(T _x) m/s ²	1.40	1.89	2.10	2.24	2.52	2.20	2.97	3.30	3.52	3.96
		Sd(T _y) m/s ²	1.40	1.89	2.10	2.24	2.52	2.20	2.97	3.30	3.52	3.96
		<i>F_{bx} (kN) et</i>	418	565	627	669	753	657	887	986	1052	1183
		<i>F_{bx}/M_{totale}</i>	17%	23%	26%	28%	31%	27%	37%	41%	43%	49%
		<i>F_{by} (kN) et</i>	428	578	642	685	770	672	908	1009	1076	1210
		<i>F_{by}/M_{totale}</i>	18%	24%	26%	28%	32%	28%	37%	41%	44%	50%
		<i>F_{bx}/∑Ix</i>	253	341	379	404	455	397	536	596	636	715
		<i>F_{by}/∑Iy</i>	259	349	388	414	466	406	549	610	650	732
		<i>Déplacement selon Y (10⁻²)</i>	2.34	3.16	3.51	3.74	4.21	3.68	4.96	5.51	5.88	6.62
		<i>Déplacement selon X (10⁻²)</i>	2.34	3.16	3.51	3.74	4.21	3.68	4.96	5.51	5.88	6.62
	<i>Voiles à armer?</i>	N	N	N	N	N	N	N	A armer	A armer	A armer	
	Maçonnerie <i>Masse totale = 223 T</i> <i>Masse active = 206 T</i> <i>q=2</i>	Sd(T _x) m/s ²	1.05	1.42	1.58	1.68	1.89	1.65	2.23	2.48	2.64	2.97
		Sd(T _y) m/s ²	1.05	1.42	1.58	1.68	1.89	1.65	2.23	2.48	2.64	2.97
		<i>F_{bx} (kN) et</i>	287	388	431	460	517	452	610	677	723	813
		<i>F_{bx}/M_{totale}</i>	13%	17%	19%	21%	23%	20%	27%	30%	32%	37%
		<i>F_{by} (kN) et</i>	294	397	441	470	529	462	624	693	739	832
		<i>F_{by}/M_{totale}</i>	13%	18%	20%	21%	24%	21%	28%	31%	33%	37%
		<i>F_{bx}/∑Ix</i>	174	234	261	278	313	273	368	409	437	491
		<i>F_{by}/∑Iy</i>	178	240	267	284	320	279	377	419	447	503
		<i>Déplacement selon Y (10⁻²)</i>	2.34	3.16	3.51	3.74	4.21	3.68	4.96	5.51	5.88	6.62
<i>Déplacement selon X (10⁻²)</i>		2.34	3.16	3.51	3.74	4.21	3.68	4.96	5.51	5.88	6.62	
<i>Dispositions minimales</i>	o	CHz	CHz	CHz	CV + cisaillement + CHz	CHz + cisaillement	CHz + cisaillement	CV + cisaillement	CV + cisaillement + CHz	CV + cisaillement + CHz		

Tableau XLII : Résultats d'exploitation méthode des forces latérales (MFL) pour projet type R+0 irrégulier en plan avec toiture 1 versant zinc

Toiture	Type de ctvt	Efforts	Zone 2					Zone 3 <small>(Attention à titre informatif)</small>				
			Classe de sol					Classe de sol				
			A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
Toiture zinc <i>T_x = 0,17 s</i> <i>T_y = 0,19 s</i> Hauteur 4,5 m	Béton armé Masse totale = 72 T Masse active = 45 T q=1,5	Sd(T _x) m/s ²	1.40	1.89	2.10	2.24	2.52	2.20	2.97	3.30	3.52	3.96
		Sd(T _y) m/s ²	1.40	1.89	2.10	2.24	2.52	2.20	2.97	3.30	3.52	3.96
		<i>F_{bx}</i> (kN) et <i>F_{bx}</i> /M _{totale}	126	170	189	201	227	198	267	297	317	356
			17%	23%	26%	28%	31%	27%	37%	41%	43%	49%
		<i>F_{by}</i> (kN) et <i>F_{by}</i> /M _{totale}	129	174	193	206	232	202	273	304	324	364
			18%	24%	26%	28%	32%	28%	37%	41%	44%	50%
		<i>F_{bx}</i> /∑I _x	76	103	114	122	137	120	161	179	191	215
		<i>F_{by}</i> /∑I _y	78	105	117	125	140	122	165	184	196	220
		Déplacement selon x (10 ⁻² cm)	7.59	10.24	11.38	12.14	13.65	11.92	16.09	17.88	19.07	21.46
		Déplacement selon y (10 ⁻² cm)	7.59	10.24	11.38	12.14	13.65	11.92	16.09	17.88	19.07	21.46
	Voiles à armer? O/N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
	Effort en tête de voile selon Y	0.79	1.06	1.18	1,24	1,39	1,21	1,64	1,82	1,94	2,19	
	Effort en tête de voile selon X	0.41	0.55	0.61	0,64	0,72	0,63	0,85	0,95	1,01	1,14	
	Maçonnerie Masse totale = 51 T Masse active = 35 T q=2	Sd(T _x) m/s ²	1.05	1.42	1.58	1.68	1.89	1.65	2.23	2.48	2.64	2.97
		Sd(T _y) m/s ²	1.05	1.42	1.58	1.68	1.89	1.65	2.23	2.48	2.64	2.97
		<i>F_{bx}</i> (kN) et <i>F_{bx}</i> /M _{totale}	68	92	102	109	123	107	144	161	171	193
			13%	17%	19%	21%	23%	20%	27%	30%	32%	37%
		<i>F_{by}</i> (kN) et <i>F_{by}</i> /M _{totale}	70	94	105	111	125	109	148	164	175	197
			13%	18%	20%	21%	24%	21%	28%	31%	33%	37%
		<i>F_{bx}</i> /∑I _x	41	56	62	66	74	65	87	97	103	116
<i>F_{by}</i> /∑I _y		42	57	63	67	76	66	89	99	106	119	
Déplacement selon x (10 ⁻² cm)		7.59	10.24	11.38	12.14	13.65	11.92	16.09	17.88	19.07	21.46	
Déplacement selon y (10 ⁻² cm)		7.59	10.24	11.38	12.14	13.65	11.92	16.09	17.88	19.07	21.46	
Dispositions minimales EC8-1 §9?	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O		
Effort en tête de voile selon Y	0.41	0.56	0.62	0.66	0.75	0.65	0.88	0.98	1.04	1.17		
Effort en tête de voile selon X	0.22	0.29	0.32	0.35	0.39	0.34	0.46	0.51	0.54	0.61		

Tableau XLIII : Résultats d'exploitation méthode des forces latérales (MFL) pour projet type R+0 irrégulier en plan avec toiture 2 versants ardoises

Toiture	Type de ctvt	Efforts	Zone 2					Zone 3 <small>(Attention à titre informatif)</small>				
			Classe de sol					Classe de sol				
			A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
Toiture ardoises $T_x = 0,22$ s $T_y = 0,25$ s Hauteur 5,5 m	Béton armé Masse totale = 100 T Masse active = 73 T $q=1,5$	Sd(T_x) m/s ²	1.13	1.89	2.10	2.24	2.52	1.77	2.97	3.30	3.52	3.96
		Sd(T_y) m/s ²	1.13	1.89	2.10	2.24	2.52	1.77	2.97	3.30	3.52	3.96
		F_{bx} (kN) et F_{bx}/M_{totale}	139 14%	233 23%	258 26%	276 28%	310 31%	218 22%	365 37%	406 41%	433 43%	487 49%
		F_{by} (kN) et F_{by}/M_{totale}	142 14%	238 24%	264 26%	282 28%	317 32%	223 22%	374 37%	415 41%	443 44%	498 50%
		$F_{bx}/\sum I_x$	84	141	156	167	187	132	221	245	262	294
		$F_{by}/\sum I_y$	86	144	160	170	192	135	226	251	268	301
		Déplacement selon x (10 ⁻² cm)	10.58	17.75	19.72	21.04	23.66	16.62	27.89	30.99	33.06	37.19
		Déplacement selon y (10 ⁻² cm)	10.58	17.75	19.72	21.04	23.66	16.62	27.89	30.99	33.06	37.19
		Voiles à armer? O/N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
		Effort en tête de voile selon Y (T/ml)	0,93	1,38	1,54	1,64	1,84	1,47	2,17	2,41	2,58	2,90
	Effort en tête de voile selon X (T/ml)	0,43	0,72	0,80	0,85	0,96	0,67	1,13	1,26	1,34	1,51	
	Maçonnerie Masse totale = 80 T Masse active = 63 T $q=2$	Sd(T_x) m/s ²	0.84	1.42	1.58	1.68	1.89	1.33	2.23	2.48	2.64	2.97
		Sd(T_y) m/s ²	0.84	1.42	1.58	1.68	1.89	1.33	2.23	2.48	2.64	2.97
		F_{bx} (kN) et F_{bx}/M_{totale}	83 10%	139 17%	154 19%	165 21%	185 23%	130 16%	218 27%	242 30%	259 32%	291 37%
		F_{by} (kN) et F_{by}/M_{totale}	85 11%	142 18%	158 20%	168 21%	189 24%	133 17%	223 28%	248 31%	265 33%	298 37%
		$F_{bx}/\sum I_x$	50	84	93	99	112	79	132	147	156	176
		$F_{by}/\sum I_y$	51	86	95	102	114	80	135	150	160	180
		Déplacement selon x (10 ⁻² cm)	10.58	17.75	19.72	21.04	23.66	16.62	27.89	30.99	33.06	37.19
		Déplacement selon y (10 ⁻² cm)	10.58	17.75	19.72	21.04	23.66	16.62	27.89	30.99	33.06	37.19
		Dispositions minimales EC8-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Effort en tête de voile selon Y (T/ml)		0.55	0.81	0.91	0.97	1.09	0.86	1.28	1.42	1.52	1.71	
Effort en tête de voile selon X (T/ml)	0.25	0.42	0.47	0.50	0.56	0.40	0.67	0.74	0.79	0.89		

Nous constatons que seul le bâtiment avec plancher terrasse sur maçonnerie peut demander des vérifications plus précises (avec l'exemple étudié) des dispositions constructives avec l'impact possible sur tous les critères de vérification. Les autres modes constructifs ne sont pas impactés et ce malgré l'absence de refends perpendiculaires à la façade.

Cela n'est évidemment pas représentatif puisque nous avons vu lors de l'étude des R+0 réguliers en plan qu'en zone 3 et pour les classes de sols B à E nous avons besoin de renforcer le chaînage horizontal de plancher. L'absence de mesures complémentaires dans notre exemple présent est due à la perte de masse que nous avons infligée à notre bâtiment afin de le rendre irrégulier. Il s'entend qu'un bâtiment plus important en dimensions (possible compte tenu des limites de retrait du béton avec des bâtiments de 35 m de long) et une masse supérieure nous aurions sans doute des murs plus sollicités et donc nécessitant des dispositions constructives complémentaires. D'autre part les périodes déterminées aussi bien pour le R+0 régulier en plan ou le R+0 irrégulier en plan nous montrent que les accélérations $S_d(T)$ déterminées correspondent toutes au palier du spectre de calcul (périodes comprises entre T_b et T_c quelles que soient les classes de sol pour un $S_d(T)$ constant égal à $2,5.a_g.S/q$). Ces résultats pourront donc être facilement comparés d'une classe de sol à l'autre en changeant notamment le paramètre γ_I affecté à a_{gr} pour donner a_g en fonction de la catégorie de bâtiment. Nous pouvons dresser le comparatif suivant en termes d'accélération pour le cas du R+0 Irrégulier en plan (plancher terrasse) :

Tableau XLIV : Comparaison accélération bâtiment R+0 irrégulier en plan de catégorie III et IV

Classe de sol	Accélération zone 2 catégorie III ($\gamma_I=1,2$) (m/s ²)	Accélération zone 2 catégorie IV ($\gamma_I=1,4 = 1,17*1,2$) (m/s ²)	Accélération zone 3 catégorie III ($\gamma_I=1,2$) (m/s ²)
A	1,05	1,23- ?	1,65
B	1,42	1,7	2,23
C	1,58	1,85	2,48
D	1,61	1,9	2,53
E	1,89	2,21	2,97

Il est malgré tout intéressant, à titre d'éclairage des recommandations de régularité, de se pencher sur les évolutions de différents résultats entre les deux modèles de R+0. Nous n'avons développé ici que deux modèles précis, le modèle irrégulier étant un « dérivé » du modèle régulier. Nous allons comparer plusieurs critères afin de montrer l'influence de l'irrégularité sur ces derniers. Le rôle de l'Ingénieur étant de prévoir pour des irrégularités plus prononcées, des bâtiments plus lourds, les conséquences sur le comportement du bâtiment.

Le tableau ci-dessous nous indique les différences notables de résultats entre le bâtiment R+0 régulier en plan et son « dérivé » irrégulier. Même si les valeurs dans l'absolue ne sont pas très importantes comme nous l'avons vu dans les paragraphes précédents, les évolutions relatives sont, elles, plus importantes et significatives. Nous sentons ici la complexité de comparer des modèles car bien que le bâtiment irrégulier en plan soit conçu à partir du modèle régulier, les masses changent et donc les efforts aussi. Les critères « géométriques » et les « ratios » ont donc été préférés aux valeurs numériques brutes.

Certains pourcentages élevés montrent bien que la régularité du bâtiment présente une influence majeure sur son comportement (nous sommes ici qu'en R+0 !). D'autre part il peut arriver que certains bâtiments soient beaucoup plus irréguliers que celui présenté.

Tableau XLV : Evolutions en pourcentage des résultats du bâtiment R+0 régulier à irrégulier en plan

Evolutions en pourcentage en passant de régulier à irrégulier pour modèles R+0 étudiés									
Type plancher	Matériaux voiles contreventement	Masses totales	Masses actives	Fb/M _{totale} classe A	Fb/M _{totale} classe E	Fb/I classe A	Fb/I Classe E	Déplacement (dépend de la géométrie bâtiment selon MFL) classe A	Déplacement (dépend de la géométrie bâtiment selon MFL) Classe E
Plancher terrasse	BA	-11%	-0,5%	Stable 17%	Stable 32%	+60%	+67%	+102%	+109%
	Maçonnerie	-6%	-0,5%	Stable 23%	Stable 23%	+71%	+77%		
Toiture zinc	BA	-41%	-36%	Stable 18%	Stable 32%	+10%	+10%	+98%	+98%
	Maçonnerie	-37%	-30%	Stable 13%	Stable 24%	+17%	+19%		
Toiture ardoises	BA	-31%	-22%	-4 à 14%	Stable 32%	+1%	+25%	+57%	+95%
	Maçonnerie	-25%	-16%	-4 à 10%	Stable 24%	+11%	+38%		

Ces données sont intéressantes car elles illustrent parfaitement l'influence de l'irrégularité d'autant plus lorsqu'il y a diminution de masses entre les deux modèles. Par exemple en considérant que le bâtiment irrégulier à toiture zinc et contreventement maçonnerie présente une perte de masse totale de 37% par rapport à notre bâtiment régulier, le bâtiment irrégulier présente une augmentation de 17% du rapport de la force sismique de base sur « l'inertie au sol » (emprise des murs de contreventement). Les déplacements sont largement supérieurs. Par contre la sollicitation de base reste proportionnelle à la masse du bâtiment ce qui est normal par la méthode des forces latérales en ayant une relation $F_b = S_d(T) \cdot \lambda \cdot M$ (λ restant le même pour 1 niveau et les périodes étant relativement proches pour la détermination de $S_d(T)$). Les sollicitations sont donc proportionnellement nettement plus importantes dès qu'une irrégularité est introduite dans le projet. Nous pourrions retenir les indicateurs tels que la proportion entre cet effort de base et la masse totale du bâtiment, dans les tableaux plus hauts par type de bâtiments nous avons constaté pour les projets des murs en béton qu'il y avait risque d'armer les murs lorsque nous côtoyons les 1000 kN/m^4 pour les bâtiments réguliers. Alors qu'en maçonnerie cette valeur se rapprochait plutôt de $400\text{-}500 \text{ kN/m}^4$ pour les chaînages verticaux et le cisaillement.

Si nous nous replaçons dans notre zone de sismicité 2 et dans les types de projets couramment rencontrés en R+0, nous nous apercevons que les compléments de calculs en plus des dispositions constructives prévues ne seront pas fréquents.

4.6.2 Etude de cas d'un bâtiment R+2 irrégulier en plan et en élévation

Nous allons traiter dans ce paragraphe du traitement d'un cas de bâtiment irrégulier en élévation.

L'Eurocode 8-1 impose que ces bâtiments soient étudiés obligatoirement selon la méthode modale (nous ne nous intéressons pas aux méthodes non linéaires). Cette méthode est applicable manuellement pour des bâtiments réguliers et relativement peu élevés du fait des nombreux calculs qu'elle induit (voir

paragraphe 3.5.3.1). Lorsque le bâtiment est irrégulier en élévation il est donc nécessaire de faire appel à un logiciel de modélisation 3D aux éléments finis afin de rendre compte correctement du comportement de la structure sous séisme.

Cet exposé nous permettra de présenter les points importants que nous faisons apparaître dans nos notes de calculs afin d'éviter les notes « brutes » dans lesquelles les informations intéressantes sont souvent difficiles à trouver.

4.6.2.1 Données du projet

Nous ne présenterons pas de tentative de généralisation des résultats comme pour les cas précédents étant donné le caractère particulier des projets de ce type. Cette remarque met en avant la limite de l'exercice de généralisation pour les projets parasismiques.

En zone 2, les irrégularités en élévation se rencontrent le plus souvent sur les bâtiments de type R+1 ou R+2 (scolaires ou sociaux). Pour cette étude nous avons choisi de conserver les bases architecturales précédentes. Nous allons utiliser le R+0 irrégulier en plan sur lequel nous allons positionner le modèle R+0 régulier avec les adaptations « statiques » nécessaires comme l'ajout de poteaux-poutres sous les porteurs des niveaux en élévation. Nous notons à titre informatif que la section 5 de l'Eurocode 8-1 concernant la classe DCM interdit la portance de murs structuraux par des poutres. Les voiles portés par des poutres ne peuvent être considérés comme des contreventements sauf justifications particulières que nous ne traiterons pas dans cette étude. Nous avons choisi volontairement de conserver la disposition des voiles des 1^{er} et 2^{ème} étages de la sorte qu'ils représentent plus de 15% de la raideur des voiles de contreventement qui eux sont continus des fondations au sommet de la structure.

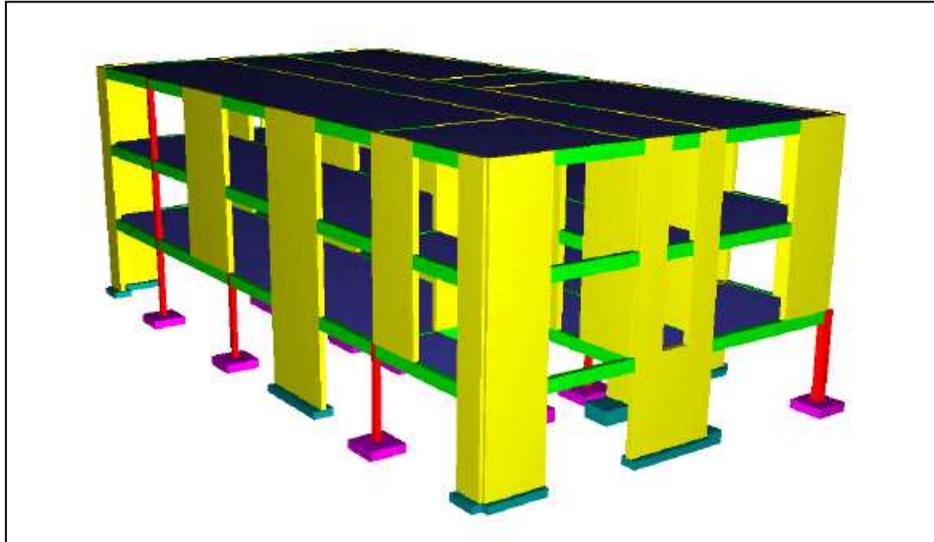


Figure 63 : Modélisation 3D Ossature™ d'un bâtiment R+2 irrégulier en élévation

Nous avons donc accentué le caractère irrégulier du bâtiment par l'introduction de voiles reposant sur des poutres aux étages comme le montrent les vues en plan des rez de chaussée et du 1er étage suivantes.

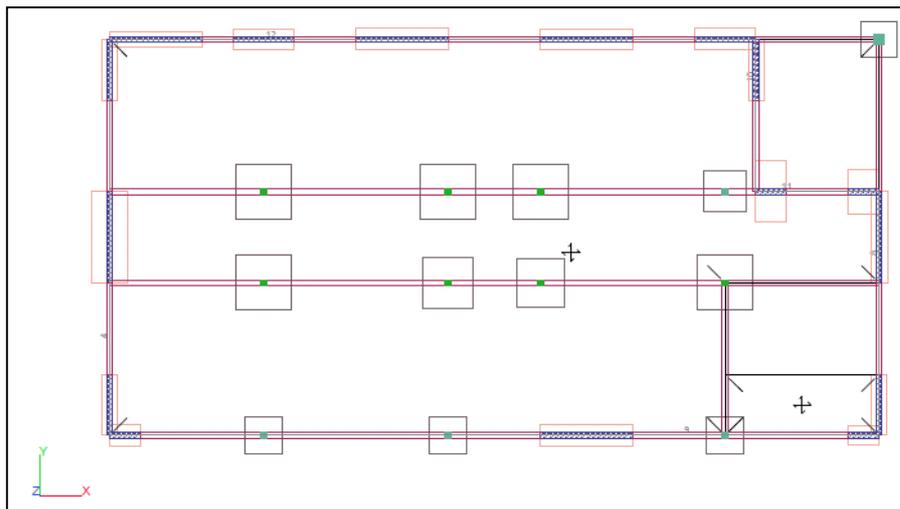


Figure 64 : Vue en plan RDC bâtiment R+2 irrégulier en élévation

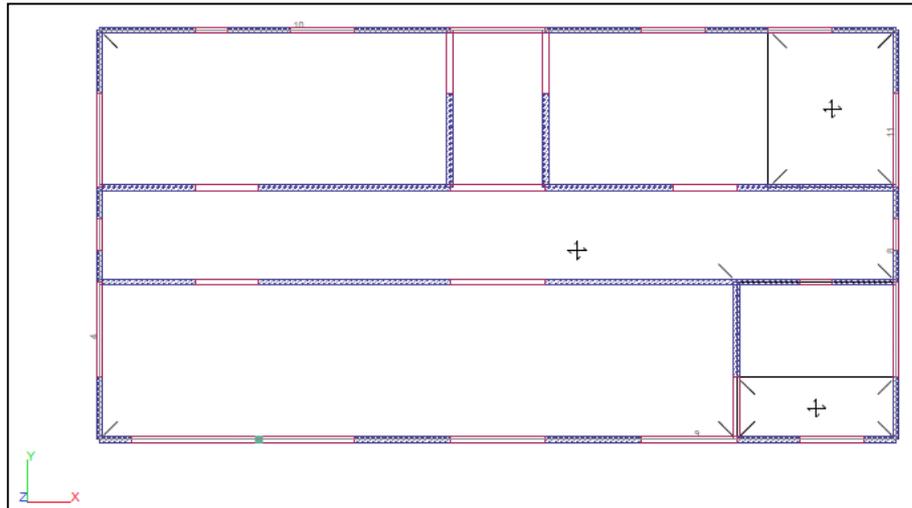


Figure 65 : Vue en plan niveau 1 bâtiment R+2 irrégulier en élévation

Avant de lancer une modélisation aux éléments finis et une étude sismique modale il est indispensable de vérifier la stabilité statique du modèle, ceci n'est pas l'objet de notre étude mais il est important de ne pas passer cette étape.

Une fois vérifié statiquement le modèle est traité par un logiciel d'éléments finis. Nous utilisons dans notre exemple le logiciel Advance 2012 de Graitec.

Le logiciel ne pouvant différencier les éléments principaux des éléments secondaires nous allons introduire des élasticités nulles dans les éléments secondaires afin d'annuler leur raideur et donc leur contribution à la résistance d'ensemble et conserver leur influence sur les masses.

Comme dans les cas précédents nous pouvons retenir un module d'élasticité diminué de moitié pour les éléments principaux (ce coefficient peut prendre d'autres valeurs selon l'élément étudié comme l'indique le guide de calcul selon l'Eurocode 8-1 de l'AFPS (30)).

Toutes les hypothèses doivent être renseignées classiquement (charges d'exploitation, climatiques...).

Les masses modales sont définies par les charges statiques lorsque le bâtiment est modélisé dans son intégralité :

$$G + \psi_2 \cdot \varphi \cdot Q$$

ψ_2 dépend de la catégorie du bâtiment

φ dépend de la possibilité de circulation entre étages (corrélés ou non, indépendants ou non)

Les combinaisons d'action à considérer pour l'étude sismique sont données par les Eurocodes 8-1 et 0 à savoir :

$$G + \psi_2 \cdot Q + A_{Ed}$$

A_{Ed} étant définie comme la combinaison des effets sismiques incluant une torsion d'ensemble par $E_x + 0,3 \cdot E_y$ (combinaisons de Newmark) ou combinaison quadratique $\sqrt{E_x^2 + E_y^2}$

Les options sismiques sont à définir selon le projet (catégorie, classe de sol etc).

Les options modales permettent de définir les masses à prendre en compte (combinaison des charges statiques dans le cas d'une modélisation du bâtiment réel, masses modales pour une modélisation simplifiée) ou le nombre de modes à considérer selon la structure étudiée.

Compte tenu du caractère irrégulier en élévation et notamment des murs en élévation reposant sur des poutres dans les niveaux (leur raideur dépasse les 15% de la rigidité des murs de contreventement (partant des fondations) nous allons considérer comme seuls éléments secondaires les poteaux qui de toute façon ne sont pas vraiment à même de participer de manière efficace à la résistance de la structure. Les poteaux pourront être « sortis » du modèle ou seront présents plutôt en tant que « fantômes » en leur imposant une rigidité minimale par l'intermédiaire d'un module d'élasticité longitudinale négligeable ($E=0,1$ MPa et donc $G = 0,05$ MPa). Les planchers béton seront caractérisés par un module d'élasticité « infini » afin de leur conférer le rôle de diaphragme rigide leur évitant de créer des modes de déformations « parasites ». Ci-dessous un exemple de mode parasite causé par un mur que nous avons tenté de passer en élément secondaire à rigidité nulle.

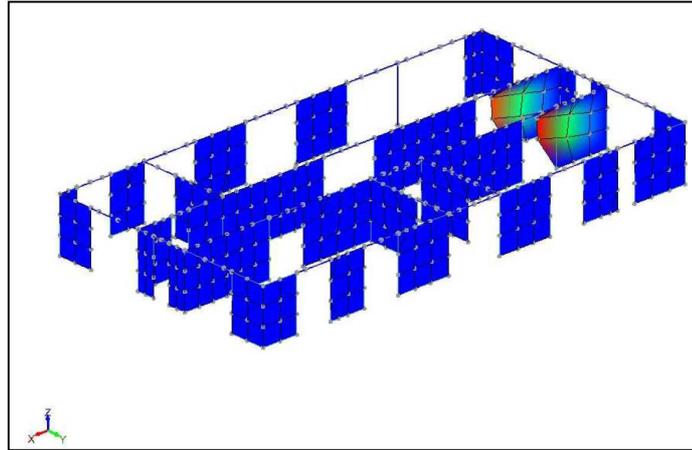


Figure 66 : Exemple d'un mode "parasite" provoqué par des voiles

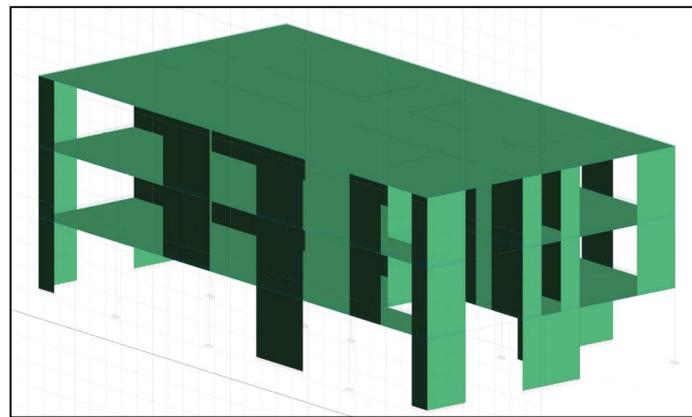


Figure 67 : Modèle 3D sous Advance Design™

Hypothèses :

Catégorie C : Ecole donc réunions : $\Psi_2=0,6$

Etages corrélés (sécurité) : $\varphi = 0,8$

Masses modales par combinaison charges statiques:

$$G + \psi_{E,j}.Q = G + 0,6*0,8.Q = G + 0,48.Q$$

Combinaisons sismiques ELUA :

$$G + A_{Ed} + \Psi_2.Q = G + A_{Ed} + 0,6.Q$$

4.6.2.2 Exploitation des résultats

a. Critères modaux

Nous constatons tout d'abord que la masse totale semble correctement prise en compte (957T).

Ci-dessous nous avons sélectionné les valeurs importantes pour la justification de notre bâtiment :

Tableau XLVI : Sélection de résultats modaux donnés par le logiciel Advance Design™ afin de souligner les respects des critères de l'Eurocode 8-1

Mode	Pulsation ω (Rad/s)	Période T (s)	Fréquence f (Hz)	Masses modales	
				X Tonnes (%)	Y Tonnes (%)
1	57.19	0.11	9.10	1.20 (0.13)	885.50 (92.56 > 90%)
2	73.25	0.09	11.66	927.74 (96.97 > 90%)	1.26 (0.13)
3	160.70	0.04	25.58	0.29 (0.03)	39.84 (4.16)
4	180.08	0.03	28.66	0.00 (0.00)	15.06 (1.57)
5	211.11	0.03	33.60	10.98 (1.15)	0.56 (0.06)
6 > 3v3	259.13	0.02 < 0,2 s	41.24	0.43 (0.04)	2.06 (0.22)
7	278.74	0.02	44.36	0.11 (0.01)	2.64 (0.28)
8	319.76	0.02	50.89	5.49 (0.57)	0.00 (0.00)
9	473.02	0.01	75.28	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)
10	473.03	0.01	75.28	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)
Résiduel (Recommandation de l'AFPS reprise sur anciennes règles PS92)				8.76 (0.92 < 10% OK)	9.67 (1.01 < 10% OK)
Total				956.70 (100.00)	956.70 (100.00)

Les critères modaux sont respectés. Le plus difficile à obtenir d'entre eux pour les bâtiments plutôt raides est le critère des 90% de masse totale excitée. Ici nous constatons que les 3 premiers modes sont prépondérants et ce malgré les irrégularités. Conserver les éléments secondaires en leur conférant une inertie nulle permet de retrouver la masse totale exacte. Il est donc important de préciser ici que respecter les critères de calculs n'est pas synonyme de bonne conception parasismique puisqu'en ne tenant très peu compte des recommandations de régularité les critères modaux peuvent être respectés. Les

captures d'écran ci-dessous illustrent les résultats obtenus pour les deux premiers modes.

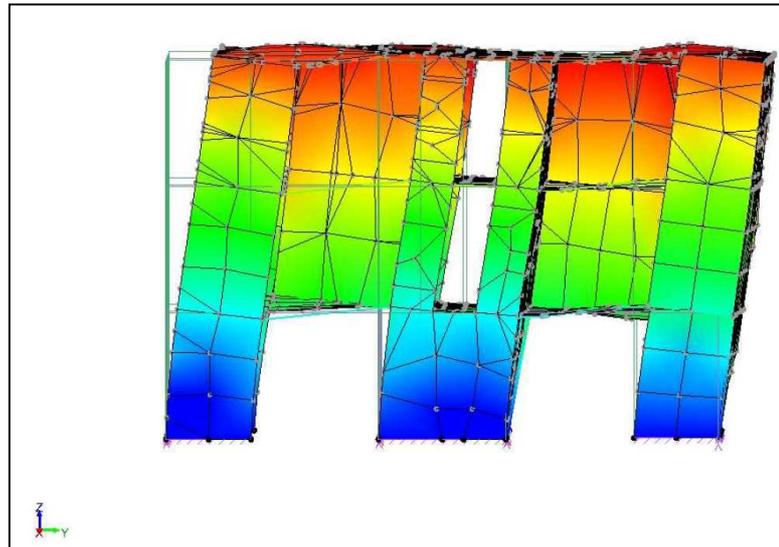


Figure 68 : Mode de déformation n°1 bâtiment R+2 irrégulier en élévation selon Y-Translation dominante-flexion avec 92% de masse excitée

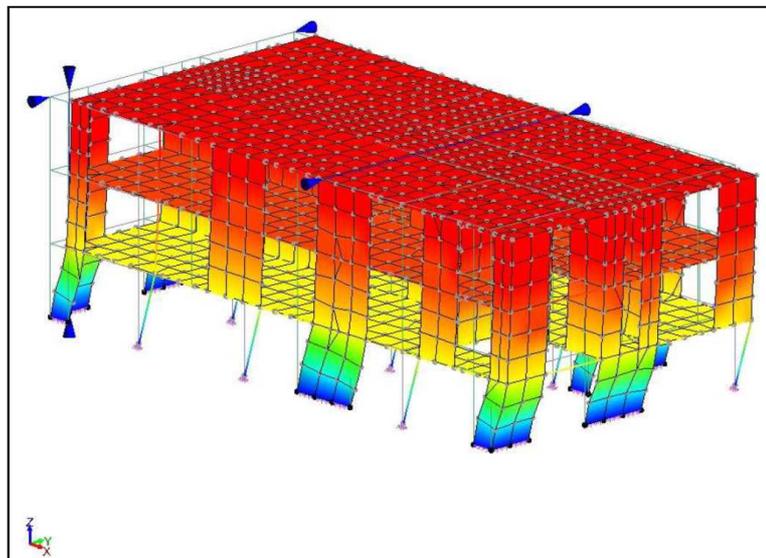


Figure 69 : Mode déformation n°2 (déformation selon X) bâtiment R+2 irrégulier en élévation-Flexion+torsion légère avec 97% de masse excitée

b. Déplacements

L'Eurocode 8-1 impose deux vérifications concernant les déplacements : les joints sismiques et les déplacements relatifs.

- Joints sismiques,

Les joints sismiques dépendent des déplacements du bâtiment sous sollicitations sismiques. Nous retiendrons dans un premier temps un joint sismique minimum de 4 cm en phase de conception (comme l'imposait les règles PS92). Nous rappelons que l'Eurocode 8-1 n'impose pas de largeur de joint minimum mais une largeur dépendant des déplacements déterminés par les calculs.

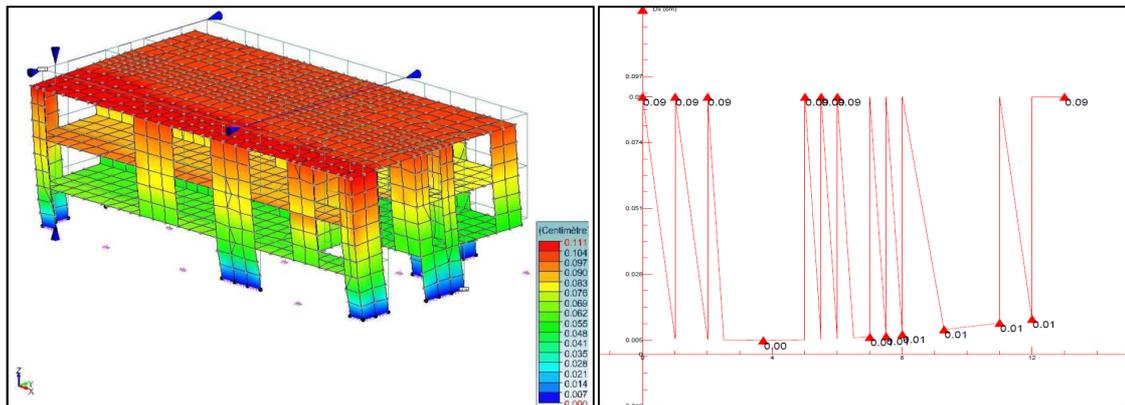


Figure 70 (gauche) : Déplacements enveloppe subis par la structure sous combinaisons sismiques

Figure 71 (droite) : Déplacement horizontal maximum en tête de bâtiment (cm)

Nous voyons ci-dessus que les déplacements maximum sont obtenus par déformations des diaphragmes. Afin de vérifier le bon choix ou non de la largeur de joint nous allons déterminer le déplacement en tête du bâtiment en considérant que le projet comprend les deux mêmes bâtiments d'une même propriété nous aurons donc : largeur $> \sqrt{d_a^2 + d_b^2} \approx 0,31$ cm soit $\ll 4$ cm retenus pour joint sismique.

- Déplacements relatifs :

Les déplacements relatifs entre étages tolérés dépendent de la présence ou non d'éléments non structuraux fragiles liés à la structure principale. La limite la plus sévère sera donc dans le cas où par exemple un bardage de verre est lié à la structure et dans ce cas le déplacement ne devra pas être supérieur à $\frac{0,005 \cdot h}{\nu} < d_r$ avec ν dépend de la catégorie d'importance du bâtiment et h la

hauteur d'étage. Dans notre cas $\nu = 0,4$ et $h = 3$ m soit $d_r < 0,0375$ m. Le tableau ci-dessous nous donne les valeurs de déplacement relatif entre étages :

Tableau XLVII : Déplacements relatifs entre étages

Nom Étage	N° Étage	Déplacement relatif x	Déplacement relatif y	Coefficient de réduction	Déplacement relatif admissible (cm)	Vérification
ETAGE3	3	0.00	0.02	0.40	3.75	Correct
ETAGE2	2	0.00	0.03	0.40	3.75	Correct
ETAGE1	1	0.01	0.04	0.40	3.75	Correct

c. Résultats complémentaires

- Les déplacements relatifs sont directement reliés à la notion d'effet P- Δ , effets du second ordre, comme nous l'avons vu précédemment. Nous devons prendre en compte ces effets lors du dimensionnement des éléments secondaires si l'inéquation suivante n'est pas vérifiée:

$$\theta \leq \frac{P_{tot.} \cdot d_r}{V_{tot.} \cdot h} \leq 0,10$$

Pour ceci nous devons prendre en compte les efforts verticaux et les efforts tranchants par niveau.

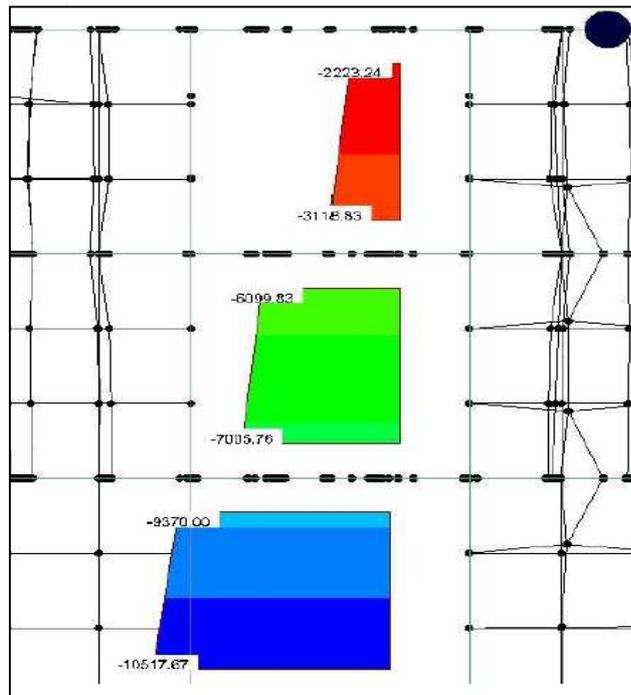


Figure 72 : Torseur effort normal par niveau sous combinaison ELS (G+Q) pour détermination P_{tot}

Ce qui nous donne après la compilation des torseurs :

Tableau XLVIII : Vérification de la nécessité d'étudier l'effet P-Δ dans étude bâtiment R+2 irrégulier en élévation

N° niveau	Haut eur (m)	dr selon X (cm)	dr selon Y (cm)	Ptot (kN)	Vtot selon X		Vtot selon Y		θx avec dr en m et mini de Vtot < 0,10 ?		θy avec dr en m et mini de Vtot < 0,10 ?	
					< 0	> 0	< 0	> 0				
0	3	0	0.02	9370	-334	334	-1216	1216	0.00000	0.00000	0.00051	0.00051
1	3	0	0.03	6100	-653	653	-205	205	0.00000	0.00000	0.00298	0.00298
2	3	0.01	0.04	2223	-247	247	-91	91	0.00030	0.00030	0.00326	0.00326

Il n'est donc pas nécessaire de prendre en compte les effets du second ordre car $\theta \leq 0,10$ à tous les niveaux dans le dimensionnement des éléments secondaires.

- Rigidité des diaphragmes :

Comme nous l'avons évoqué plus haut, il est parfois nécessaire de modéliser le diaphragme (surtout dernier niveau) par un diaphragme infiniment rigide afin d'éviter les nombreux modes de déformation parasites qui peuvent compliquer l'analyse. Il convient donc après modélisation de vérifier cette hypothèse de

diaphragme rigide. Pour ceci nous pouvons tirer du logiciel les sollicitations dans le diaphragme et vérifier ainsi sa bonne tenue.

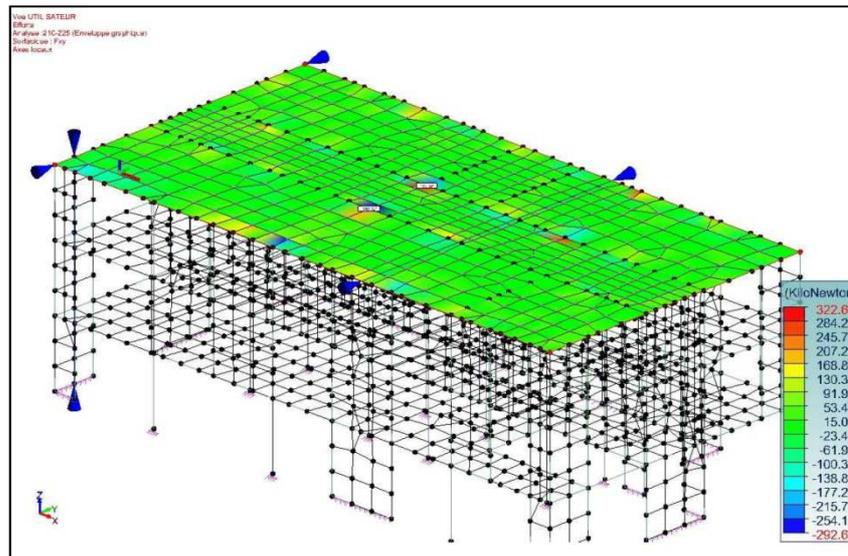


Figure 73 : Efforts tranchants dans plan local xy du diaphragme supérieur

Cette opération est à effectuer pour le cas surtout des diaphragmes toiture (sans diaphragme béton en plancher haut du niveau). Une fois les efforts déterminés on peut alors vérifier la résistance du diaphragme par comparaison avec son avis technique s'il s'agit d'un procédé soumis aux AT (exemples de nombreux procédés industriels en bois), par analogie avec le calcul de la poutre au vent du plan des entrants ou comme les diaphragmes béton tels que décrits par la Figure 34: Modélisation du fonctionnement des diaphragmes béton dans le Manuel de calcul selon l'Eurocode 8-1 par l'AFPS.

- Sortie des efforts par voiles :

Les voiles peuvent être également à vérifier si les sollicitations déterminées sont importantes. Les efforts dans chaque voile peuvent être isolés comme ci-dessous afin d'effectuer les vérifications nécessaires.

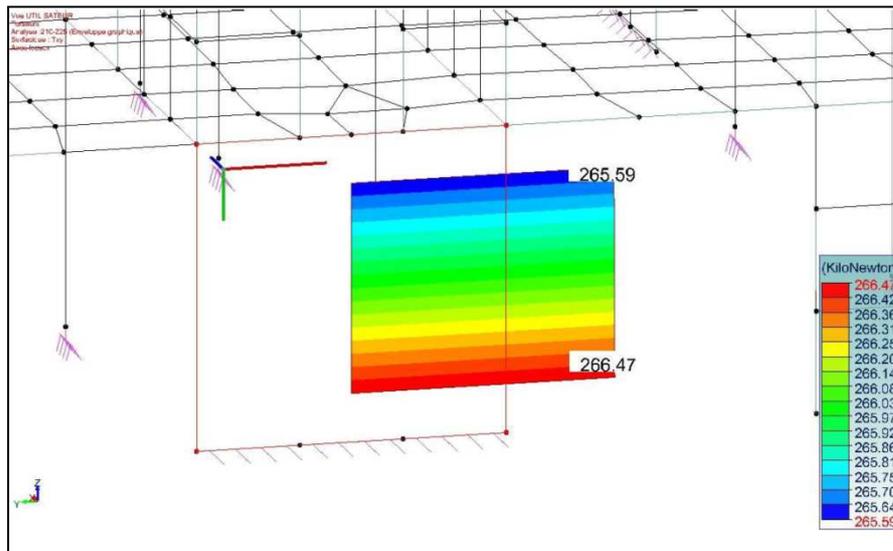


Figure 74 : Torseur de tranchant d'un voile dans son plan sous Advance Design™ pour le bâtiment irrégulier en élévation R+2

4.7 Cas particuliers et problèmes d'interprétation

Nous compléterons cette partie technique par l'exposé de quelques cas concrets d'étude ou de création que nous avons rencontrés et qui nous ont demandés des interprétations ou adaptations.

- Galerie technique sous rez de chaussée : si la galerie n'est pas prise dans l'excavation alors il convient de considérer un projet R+0 en R+1 du point de vue parasismique avec l'introduction en première masse active du plancher haut du vide sanitaire.
- Les joints parasismiques ne sont pas respectés par le charpentier. Contrairement aux joints de dilatation les joints parasismiques doivent être vides sur toute la hauteur. Il convient de signaler dans tous les lots du CCTP que le parasismique est à vérifier (au moins au début de l'application de ces règles). Le bureau de contrôle peut demander de justifier la solidarisation des blocs initialement indépendants. Nous avons été confrontés à ce cas : une des parties comprenaient un niveau de plus que les autres et il nous a donc fallu modéliser l'ensemble aux

éléments finis et effectuer une analyse modale complète ce qui n'était pas prévu dans nos honoraires bien évidemment.

- Si le bureau d'études est monomatériau, il convient de transmettre au charpentier les charges en tête des murs du dernier niveau si celui-ci ne forme pas un diaphragme rigide.
- Les modélisations sous logiciels aux éléments finis peuvent présenter un grand nombre de modes « parasites » si le modèle est simplement traduit en 3D sous analyse préalable de la structure (éléments primaires, secondaires, non structuraux, rigidité du diaphragme..). L'absence de maîtrise de ces preuves peut entraîner le non respect des critères modaux (même si le k-ième mode est relativement aisé à vérifier)

Lorsqu'un modèle tel que le nôtre, contreventé par des murs de raideurs beaucoup plus importantes que les poutres ou les poteaux (qui sont considérés en conséquence comme éléments secondaires) il est très fréquent de rencontrer des difficultés dans l'obtention du respect des critères concernant le pourcentage de masse totale excitée (90% ou tous les modes ou tous les modes excitant plus de 5% de la masse totale). Les éléments filaires comme les poutres et les poteaux présentent des différences de raideur telles avec les murs composant le système de contreventement qu'ils vont accaparer les premiers modes de déformation sans que cela ne représente le moindre intérêt pour l'étude du comportement global de la structure. Il en est de même pour les diaphragmes qui présenteront un nombre important de modes de déformation avant que la structure de contreventement soit concernée. Nous allons donc supprimer les éléments secondaires du modèle (pour les deux raisons évoquées plus haut) et rendre les diaphragmes infiniment rigides par la modification des propriétés mécaniques des matériaux. Ces éléments seront étudiés a posteriori en considérant les efforts appliqués aux diaphragmes (notamment les diaphragmes autres que le béton) et l'incidence de l'effet $P-\Delta$ sur la structure.

- Les structures poteaux poutres présentent des déplacements nettement plus importants que les projets contreventés par des murs ou voiles

- La plupart des murs porteurs en maçonnerie devront faire partie du contreventement afin d'éviter des justifications difficiles pour les éléments secondaires.
- L'Eurocode 8-1 demande comme unique condition à l'utilisation de la classe DCL que les armatures des éléments principaux soient de classe B500B (anciennement FeE 500-3). Lorsque la structure est contreventée par des voiles béton il convient de préciser que les treillis soudés soient constitués d'aciers B500B (se reporter au site Internet de l'AFCAB (35)). Ce point est important car ces produits sont beaucoup moins fréquents que les treillis soudés en B500A. Compte tenu des éléments de résultats déterminés plus haut il ne nous semble pas forcément opportun de demander la mise en place de treillis soudés B500B dans le ferrailage minimal des voiles non armés même si ceux-ci sont des éléments principaux...
- La plupart des rupteurs thermiques utilisés en grand nombre actuellement par les bureaux d'étude thermiques ne peuvent pas être placés dans des murs de contreventement (voir avis techniques délivrés par le CSTB (37))
- Calculer n'est pas concevoir et respecter des critères simples de conception peut éviter des demandes de justification des bureaux de contrôle pour aboutir bien souvent au constat que les limites des codes de calculs sont respectées.
- Une notice parasismique basée sur des critères modaux seuls ou évitant les joints parasismiques évidents peut être refusée.
- Les Nota des plans sont de plus en plus fournis et doivent être mis à jour régulièrement (attention la classe DCL n'existe pas en maçonnerie)
- Il existe encore de nombreux points d'application de l'arrêté du 22/10/2010 qui ne sont pas clairement définis. Qu'est ce que la définition d'un bâtiment sanitaire ou social en catégorie III ? Nous avons déjà eu à traiter des bâtiments de même destination sous une catégorie différente l'une de l'autre (maison médicale ? Maison médicale avec lits ? Banque

alimentaire ? Cabinet infirmières ? Bureau action sociale ? Pharmacie = commerce ou social/sanitaire ?)

- Une station d'épuration est elle à classer en catégorie IV ou I ? Est-ce que la ruine d'un tel ouvrage ne risque pas des conséquences sanitaires fâcheuses ? Les textes prévoient un choix final du maître d'ouvrage qui est rarement au fait de cette réglementation.

4.8 Conclusion de la partie 4

Cette partie technique de notre étude a permis de définir et cerner un certain nombre de points importants. Le calcul de dynamique des structures dont fait partie le génie parasismique ne constitue pas simplement un changement à adopter mais également une compétence à acquérir comme nous l'avons vu avec les principes de conceptions, les méthodes de calculs et les dimensionnements d'éléments selon des critères qui étaient auparavant très peu étudiés (torsion, tranchant des éléments primaires...). Nous avons pu constater l'importance des différents degrés de ductilité laissés au choix de l'ingénieur. Les règles PS92 préconisaient la classe de ductilité moyenne (DCM) comme seul mode de conception. Ce classement de la ductilité en degrés par l'Eurocode 8-1 est fondamental dans notre démarche. En effet de nombreux ouvrages traitant du Génie Parasismique existent. Les plus techniques abordent les justifications théoriques et leur application à des bâtiments relativement importants par l'application de dispositions constructives de la classe de ductilité moyenne ce qui, nous l'avons vu, est totalement surabondant et hors propos en zone 2. L'autre catégorie d'ouvrages se concentre sur les logements (PS-MI surtout (31)) en recommandant l'utilisation de telles ou telles dispositions constructives sans justification par le calcul or ce type de dispositions ne pourront être adoptées dans notre zone que pour des petits bâtiments scolaires respectant les critères de ces règles PS-MI (application rare). Il convenait donc dans cette partie de tracer les contours de cette classe de ductilité limitée dans la zone de faible sismicité.

A travers l'exposé des dispositions constructives nous avons montré les différences entre les anciennes règles et les nouvelles et à l'intérieur de ces dernières entre les différentes classes. Nous avons pu déterminer pour des cas courants les limites d'application de ces dispositions par des tableaux graphiques réalisés en interne. Les études de cas montrent que si la classe de ductilité moyenne est nettement surdimensionnante en zone 2 (faible sismicité), la classe de ductilité limitée demande une attention accrue dans certains cas et notamment pour la maçonnerie lors de projets lourds et irréguliers en plan ainsi que pour les projets à partir de R+2. La question de la prédominance du vent a été évoquée en montrant notamment qu'elle n'était pas vérifiée pour des projets de faible hauteur (majorité des cas). Nous notons que les exemples choisis donneront de bons indicateurs mais ne pourront constituer des conclusions systématiques comme le montre l'étude des projets irréguliers plans et en élévation. La faible sismicité de la zone 2 même si elle préserve le concepteur des dispositions de classe moyenne de ductilité nécessitera donc des compétences nettement accrues et une vigilance mesurée mais réelle. La zone 2 se situe donc entre deux eaux : justifications obligatoires (le dimensionnement à l'Eurocode 2 ne dispense pas des calculs des sollicitations sismiques par la méthode modale ou les forces latérales) mais majoritairement les dispositions constructives suffiront. Nous rappelons également que le bureau d'études Pierre Bertholom a opté pour une application la plus tôt possible des Eurocodes même si les projets parasismiques seront obligatoirement réalisés avec l'Eurocode 8-1 (et donc tous les Eurocodes) qu'à partir du 01/01/2014. Ce choix est motivé par 2 constats : les Eurocodes constituent un travail de mise à niveau très lourd à mettre en place (plus tôt il sera mis en chantier et plus doucement se fera l'application obligatoire) et la Bretagne n'a jamais été concernée jusqu'à présent par la réglementation parasismique, il ne nous paraissait donc pas judicieux de se lancer dans l'étude des règles PS92 pour seulement 14 mois (lors de ce choix la date d'application obligatoire était du 31/10/2012 et non le 01/01/2014). Nous allons étudier dans la partie suivante les conséquences de ces changements dans le quotidien du bureau d'études (organisation, économie ou relations avec les clients).

5 STRATEGIES DE DEVELOPPEMENT INTERNE ET EXTERNE DU BUREAU D'ETUDES

Nous avons étudié les différences techniques notables « d'application », entre les anciennes règles de calculs et les nouvelles réglementations combinées au paramètre parasismique sur les plans des études et sur le plan économique (ratios poids au mètre). Comme nous avons pu le voir ces changements obligatoires nécessitent des compétences nouvelles tant du point de vue des connaissances, des moyens (tableurs, logiciel aux éléments finis) et de l'organisation (conception en amont, notice parasismique, justifications supplémentaires). Nous l'évoquons dans l'introduction générale de cette étude, la réglementation parasismique ne se réduit pas aux calculs ou encore aux dispositions constructives adéquates mais elle nécessite également une façon de concevoir les projets différente des projets « statiques » et une formation spécifique. Afin d'appuyer ce propos nous retranscrivons ci-dessous un extrait du rapport de l'Inspection Générale de l'Environnement et du Conseil Général des Ponts et Chaussées commandé par les Ministères de l'Ecologie et du Développement Durable et de l'Equipement, du Transport, de l'Aménagement du Territoire, du Tourisme et de la Mer datant de MARS 2004 intitulé « Evaluation de l'application de la réglementation parasismique dans les départements des Alpes Maritimes, Isère, Pyrénées Atlantiques et Hautes Pyrénées » (38) :

VI-2 : FORMATION.

a) Formation initiale en écoles et en continue en entreprises :

Les architectes :

Outre les méthodologies de la construction qui ne sont abordées que de manière brève (une ou deux UER ...sur 6 années de formation) et toute théorique, la formation des architectes n'aborde que de façon allusive les règles spécifiques de construction en zone sismique. Les architectes français laissent généralement aux ingénieurs le soin de concilier leurs œuvres avec

les calculs de contraintes.

Faut-il séparer les fonctions d'architecte de conception et d'architecte d'opération, en exigeant la double responsabilité ? Sauf à exiger parallèlement un approfondissement des formations aux méthodes de construction, on peut douter de l'efficacité d'une telle mesure quand on observe un architecte d'opération sur chantier, se contentant une fois par semaine de vérifier son état d'avancement et sa conformité aux plans, plus rarement la qualité des chaînages....

les bureaux d'études et de contrôle :

L'enseignement dans les écoles d'ingénieurs mériterait une analyse approfondie. Des entretiens effectués, il résulte que, si leurs formations de base paraissent convenables, il y a inadéquation avec les réalités des chantiers bien que, dans les grands cabinets et les entreprises à bureaux d'études intégrés, l'actualisation des connaissances soit régulière par utilisation intelligente des crédits formation.

Mais pour que des ingénieurs bien formés soient efficaces, encore faut-il qu'ils interviennent de manière systématique et régulière. Or tous les professionnels interrogés se sont plaints de la faiblesse de leur rémunération - particulièrement les bureaux de contrôle - qui les conduit à n'assurer qu'une présence épisodique et brève sur les chantiers (cf infra).

Figure 75 : Extrait du rapport de l'Inspection Générale de l'Environnement et du Conseil Général des Ponts et Chaussées (38)

L'extrait ci-dessus introduit de manière adéquat l'objectif de cette 5^{ème} partie de notre travail en mettant en lumière plusieurs points fondamentaux à savoir la formation des intervenants, la conception des projets, leur réalisation et suivi, la veille réglementaire en introduisant de manière implicite la notion de petites ou grandes entreprises et enfin le temps dédié c'est-à-dire les rémunérations. Nous noterons également que les points d'amélioration relevés dans cet extrait s'attachent essentiellement à la partie Exécution des missions (études et chantier) comme nous l'avons relevé plus haut.

Afin de tenter d'éviter les écueils ci-dessus nous allons exposer dans cette partie la manière dont nous avons décidé d'exploiter les résultats de la partie 3 et comment nous avons essayé d'amorcer une nouvelle organisation de l'étude par des actions en interne avec nos collaborateurs et en externe avec les différents intervenants des projets.

5.1 Formations et communications internes

La deuxième partie de notre étude a exposé le fonctionnement et le contexte de l'activité du bureau d'études. Nous avons établi que son fonctionnement était caractéristique de celui d'une TPE avec ses avantages et ses inconvénients.

Partant de ce constat il m'a été confié la mission de développer en interne une organisation des connaissances permettant à tous les collaborateurs d'appréhender en douceur les changements réglementaires à venir tout en conservant la souplesse avantageuse de la taille de l'entreprise. Cela ne va pas sans effectuer certains investissements en temps et en argent, investissements non négligeables pour une structure de 7 salariés. Il convient dans une telle situation d'étudier en amont les conséquences du changement, ce que nous avons fait dans la partie précédente de notre exposé pour ce qui concerne les conséquences sismiques (conception, résistances) afin de réorganiser la structure. A cela s'ajoute également toutes les dispositions relatives à l'application des Eurocodes matériaux allant de pair avec l'Eurocode 8-1. Le chef d'établissement a donc estimé important voire indispensable de consacrer du temps à cette réorganisation.

En interne, elle devra se faire en 4 étapes:

- Engager du personnel au fait de ces changements ou du moins qualifié pour les compiler et en transmettre les principaux points aux autres membres de l'équipe.
- Créer un système pérenne d'information et de capitalisation des informations.
- Transmettre les informations contenues dans ce système qui devra être accepté par les collaborateurs afin que tout le monde puisse y apporter son expérience.
- Faire « vivre » ce système au sens de l'assurance de la Qualité-ISO 9001 comme certains organismes de certification le demandent.

Nous évoquerons donc dans ce paragraphe des notions basiques qualitiennes de capitalisation, formation, transmission ou encore système documentaire.

5.1.1 Investissement humain et salarial

Deux possibilités s'offrent au bureau d'études : la première est l'anticipation de ces changements afin de mener une transition sereine et efficace, la deuxième étant d'appréhender les changements au fur et à mesure des différents projets rencontrés.

N'ayant jamais eu à appliquer les règles parasismiques il était intéressant d'appliquer immédiatement l'Eurocode 8-1 afin de s'atteler en parallèle aux autres Eurocodes sur les seuls projets de catégorie III et IV.

Les changements réglementaires évoqués dans la première partie ont révélé deux points importants d'un point de vue technique : la connaissance du calcul dynamique dans un 1^{er} temps (Eurocode 8) et les conséquences du choix d'application immédiat de l'Eurocode 8 c'est-à-dire la maîtrise de la totalité des Eurocodes applicables dans l'activité concernée.

Le premier point nécessitait le recrutement d'un ingénieur ou équivalent ayant soit déjà pratiqué cette matière ou au moins possédant une formation dans ce domaine. Il s'agissait donc d'investir dans des compétences spécifiques même si comme nous l'avons vu, les projets étudiés ne nécessitent pas forcément une maîtrise extrême de la dynamique des structures. Ce point est intéressant car sous peine de se couper d'une partie de son activité habituelle il n'est, à notre avis pas raisonnable de concourir sur des marchés d'importance sans connaissances préalables du parasismique ou de la méthode des éléments finis tels que nous avons pu l'étudier dans l'unité « Génie Parasismique et machines vibrantes » ou « Calculs avancés des structures » ou « Outils informatiques dans la construction » au CNAM. Même l'utilisation de dispositions constructives minimum demande la compétence de justifier ces dispositions auprès des bureaux de contrôle et donc du maître d'ouvrage.

Le deuxième point concernant l'application de la totalité des Eurocodes sous entendait de toutes les façons une surcharge de travail qui ne pouvait être supportée par répartition sur l'ensemble du personnel. Il s'en serait suivi un manque d'homogénéisation de l'information et de son traitement et au final une

transition très longue et par à coups au gré des demandes de justification des bureaux de contrôle..

La conclusion de ces réflexions a donc été l'embauche d'un jeune « presque ingénieur » dont la mission essentielle en un an (voire plus comme c'est le cas) serait de compiler et traiter de manière pragmatique la somme de nouvelles informations afin qu'elles soient comprises et facilement applicables par le reste des collaborateurs. Cette embauche demande donc un investissement proportionnellement important dans la masse salariale de l'entreprise.

5.1.2 Sur le plan technique

5.1.2.1 *Définir le contour du sujet*

Dans un premier temps il nous a fallu cerner exactement le contour des principales activités de l'entreprise afin de former le corpus réglementaire applicable pour éviter toute impasse.

Les résultats de cette étape sont conscris dans le tableau 1 ci-dessous. Nous y avons détaillé les différentes parties de chaque Eurocode uniquement pour l'activité des réservoirs car il s'agit là de l'activité la plus spécifique de l'entreprise, les autres domaines restant dans le domaine général d'application des textes.

Tableau XLIX: Classement des activités de l'entreprise et des réglementations correspondantes

DOMAINE	ACTIVITE	ETUDES SISMQUES ?	ANCIENNES REGLES	NOUVELLES REGLES
BATIMENT	Logements individuels	Non zone 2 Oui zone 3	BAEL 91 DTU (fondations, maçonnerie et béton armé)	Eurocodes 0, 1, 2, 6 et 7 (8 pour zone 3 ou règles PSMI) Recommandations professionnelles et normes complémentaires (mise en œuvre (ex-DTU) et matériaux)
	Logements semi-collectifs et collectifs	Non zone 2 Oui zone 3	BAEL 91 DTU (fondations, maçonnerie et béton armé)	Eurocodes 0, 1, 2, 6 et 7 (8 pour zone 3 ou règles PSMI) Recommandations professionnelles et normes complémentaires (mise en œuvre (ex-DTU) et matériaux)
	Appels d'offres-Concours d'architecture	La plupart du temps mais selon destination (écoles, cliniques, crèches...)	BAEL 91 DTU (fondations, maçonnerie et béton armé)	Eurocodes 0, 1, 2, 6, 7 et 8 (voire possibilité d'utiliser les règles PSMI sous certaines conditions) Recommandations professionnelles et normes complémentaires (mise en œuvre (ex-DTU) et matériaux)
	Bâtiments industriels	Selon destination	BAEL 91 DTU (fondations, dallages, maçonnerie et béton armé)	Eurocodes 0, 1, 2, 6, 7 et 8 Recommandations professionnelles et normes complémentaires (mise en œuvre (ex-DTU) et matériaux)
GENIE CIVIL	Réservoirs	Oui si eau potable (ou décision express du maître d'ouvrage)	BAEL 91 Fascicule 74 du CCTG	Eurocodes 0, 1, 2-2 et 2-3, 7, 8-4 et 8-5 Documentation technique sur les liquides en mouvement car Annexe A EC 8-4 non applicable (Annales ITBTP, travaux de G. HOUZNER, VALETSSOS...)
	Divers (soutènements divers)	Non	BAEL 91, CM 66 et DTU	Eurocodes 0, 1, 2, 7 et 8 Recommandations professionnelles et normes complémentaires (mise en œuvre (ex-DTU) et matériaux)

5.1.2.2 Analyse des textes, détermination de standards et capitalisation de ces standards

Le but de ce projet étant de mettre en place des outils simples c'est-à-dire les plus facilement applicables pour l'ensemble des collaborateurs du bureau, nous avons traité des projets finis que nous avons déjà réalisés avec les anciennes réglementations afin de balayer tous les éléments qui nous étaient utiles auparavant.

Concernant le parasismique, les parties économiques et calculatoires de cette partie ont été traitées dans la partie 3 de ce mémoire.

Nous allons ici évoquer le traitement et la capitalisation des conclusions tirées des résultats de la partie 3 à travers quelques exemples.

Nous avons décidé de créer une « bibliothèque interne » permettant la pérennité des informations ainsi qu'une meilleure autonomie pour chacun dans ses futurs projets menés selon les Eurocodes.

A chaque étape des projets détaillés dans la partie 3 nous avons pris soin de relever chaque élément notable du projet, ceci afin d'y consacrer ultérieurement une fiche méthodologique. Ces fiches, techniques pour ce qui concerne ce mémoire, devront couvrir dans le temps tous les aspects techniques des activités du bureau. Elles sont organisées par grands thèmes : géotechnique (codifiées FTGEO01, FTGEO02...), béton armé (FTBA), maçonnerie (FTM), bois (FTB), construction métallique (FTCM, développement ultérieur), parasismique (FTPS), mécanique ou RDM (FTSTR) ou enregistrements (ENR). Elles peuvent être complétées par des feuilles de calculs spécifiques comme pour le calcul des ancrages courbes ou des diamètres de mandrins de façonnage (FCBA01).

Le but de ces fiches étant d'être fiabilisées le plus possible dans le temps, il est nécessaire de les indiquer et de leur imposer un système de révision afin qu'une seule version valable soit en circulation sur le réseau interne :

FTPS03-rev1-20111010-20111110-MFL

Ce code « qualicien » désigne la Fiche Technique Parasismique n°3 dans sa révision n°1 qui a été créée le 10/10/2011, modifiée le 10/11/2011 et sa raison d'être (Méthode des Forces Latérales).

Ce système de documentation est plus souvent utilisé dans les structures possédant un service qualité ou un service technique.

Si nous prenons l'exemple du bâtiment en béton armé étudié dans le premier paragraphe du chapitre 3, nous y avons été obligés de déterminer pour la première fois les enrobages réglementaires, les diamètres de façonnage des armatures ou encore les longueurs d'ancrage. Après analyse des résultats et après consultation des ouvrages traitant du sujet nous avons tenté de décrire les grands principes puis de décliner ces principes aux cas les plus fréquemment rencontrés dans les projets courants. Même si les éditeurs de logiciels travaillaient depuis longtemps sur ces changements réglementaires et que leurs produits ont intégré depuis 2011 voire 2010 des références aux Eurocodes, il nous paraissait indispensable de tenter de manier ces notions « manuellement » afin de posséder un regard critique sur les résultats informatiques.

L'approche est différente d'un simple exposé car la littérature bien que vulgarisée reste souvent, ce qui est compréhensible, insuffisamment directement applicable. Il convient d'écarter beaucoup de points sans application dans notre activité quotidienne pour n'en conserver que les points les plus pratiques. Toutes les références sont indiquées afin de laisser la possibilité à l'utilisateur d'approfondir la recherche.

Ces fiches internes sont structurées globalement dans le même esprit : du concept à l'application directe.

Ci-dessous la première page de la fiche FTBA01 consacrée aux dispositions relatives aux enrobages, longueurs d'ancrage et diamètres de mandrins de façonnage selon l'Eurocode 2-1. La fiche expose tout d'abord la méthode générale de calcul puis les dispositions plus particulières au domaine d'activités du bureau.

Bertholom Etudes Techniques	EUROCODE 2 : ASSOCIATION ACIER-BETON ANCRAGES-RECOUVREMENTS-DIAMETRES DE FAÇONNAGE ET ENROBAGES	FTBA	
		Numéro	Rev
		03	0
		Création	19/12/2011
		Révision	19/12/2011
<u>Objectif :</u>	<p>Cette fiche présente les méthodes de détermination des recouvrements et ancrages selon l'Eurocode 2 Ne sont retenues dans cette fiche que les valeurs sécuritaires sur les coefficients (η_1, η_2, at...) Les valeurs les plus courantes des différentes caractéristiques sont données dans la fiche FTBA02 Lexique termes EC2 et les fiches de calculs FCBA01-FCBA02-FCBA03 permettent de déterminer des valeurs ponctuelles ou des ensembles de valeurs selon la classe du béton et du diamètre concerné</p>		
<p>I. ADHERENCE</p> <p>L'EC2-1-1 définit différentes conditions d'adhérence et selon ces conditions des coefficients sont à appliquer à la contrainte ultime d'adhérence. Nous retiendrons pour la contrainte ultime d'adhérence :</p> $f_{bd}=2,25.\eta_1.\eta_2.f_{ctd}$ <p>Avec : f_{ctd}= résistance de calcul en traction du béton (voir FTBA02 lexique EC2 pour valeurs courantes) η_1= 0,7 (conditions adhérence médiocres → sécuritaire) η_2= 1 (car le plus souvent en bâtiment $\varnothing \leq 32\text{mm}$)</p> <p>II. ENROBAGES [EC2 §4.4.1]</p> <p>L'enrobage selon l'Eurocode 2 est donné par la formule :</p> $C_{nom}=C_{min}+\Delta C_{dev}$ <p>Avec : C_{min} Enrobage minimum fonction de la classe d'exposition de l'ouvrage <u>et</u> de l'élément, de la durée prévue de l'ouvrage, de la classe du béton ΔC_{dev} Tolérance d'exécution (fonction de la qualification du poseur des armatures sur chantier)=10 mm</p> <p>a. <u>Enrobage minimum C_{min}[§4.4.1.2 EC2-1-1]</u></p> $C_{min}=\text{Max}\{C_{min,b}; C_{min,dur}; 10\text{ mm}\}$ <p>Avec $C_{min,b}$ = diamètre de la barre s'il s'agit d'une armature individuelle ou $C_{min,b}$ = diamètre équivalent $\varnothing_n=\varnothing\sqrt{n_b} \leq 55\text{ mm}$ si les barres font partie d'un paquet. $C_{min,dur}$ = dépend de la classe d'exposition et des classes structurales (cf Tableaux 4.1 et 4.4 ci-dessous).</p> <p>Le tableau 4.4N fournit les classes d'exposition en fonction des exigences environnementales (déterminées par le biais de la classe de béton utilisée).</p>			
FTBA 03-rev.0 Eurocode 2 : Association Acier-Béton Ancrages-Recouvrements-Diamètres de façonnage et enrobages		Page 1/10	

Figure 76: Page de garde d'une fiche technique de la "bibliothèque interne"

La figure suivante traduit, elle, la notion d'application directe évoquée plus haut et notamment la notion forte des choix de méthodologie laissées au concepteur par les Eurocodes. Elle présente les enrobages qui seront retenus dans les différents projets futurs en fonction des conditions de pose des armatures, des conditions d'adhérence ou de la classe de résistance du béton. Les calculs permettant d'aboutir à ces données ont été effectués à partir d'hypothèses empiriques comme la valeur de certains coefficients ou termes. Nous avons ici un exemple de l'Eurocode 2-1 qui permet le calcul de valeurs d'enrobage différentes selon les dispositions d'assurance de la qualité (plan assurance qualité, procédures et enregistrements des auto-contrôles) mises en place par l'entreprise de pose d'armatures ou l'entreprise de gros œuvre.

Fck (MPa)	Bâtiment			Génie Civil								
	Eléments à l'intérieur du bâtiment	Terres	Bord de Mer	Environnement Agressif								
				XC1	XC4/XF1	XS1	XA1		XA2		XA3	
							Durée 100 ans ?		Durée 100 ans ?		Durée 100 ans ?	
Oui	Non	Oui	Non	Oui	Non							
C_{min} pour $f_{ck}=20$	S4	S4	S4	S6	S4	S6	S4	S6	S4			
C_{nom}	3,0	3,0	3,5	4,5	3,5	5,0	4,0	5,5	4,5			
C_{nom}	4	4	4,5	5,5	4,5	6	5	6,5	5,5			
C_{min} pour $f_{ck}=25$	S4	S4	S4	S6	S4	S6	S4	S6	S4			
C_{nom}	1,5	3,0	3,5	4,5	3,5	5,0	4,0	5,5	4,5			
C_{nom}	2,5	4,0	4,5	5,5	4,5	6	5	6,5	5,5			
C_{min} pour $f_{ck}=30$	S3	S4	S4	S6	S4	S6	S4	S6	S4			
C_{nom}	1,0	3,0	3,5	4,5	3,5	5,0	4,0	5,5	4,5			
C_{nom}	2,0	4,0	4,5	5,5	4,5	6,0	5,0	6,5	5,5			
C_{min} pour $f_{ck}=35$	S3	S3	S4	S6	S4	S6	S4	S6	S4			
C_{nom}	1,0	2,5	3,5	4,5	3,5	5,0	4,0	5,5	4,5			
C_{nom}	2,0	3,5	4,5	5,5	4,5	6,0	5,0	6,5	5,5			
C_{min} pour $f_{ck}=40$	S3	S3 ou S2	S3	S5	S3	S5	S3	S5	S4			
C_{nom}	1,0	2,5-2,0	3,0	4,0	3,0	4,5	3,5	5,0	4,5			
C_{nom}	2,0	3,5-3,0	4,0	5,0	4,0	5,5	4,5	6,0	5,5			
⚠ A RETENIR	2,5 cm	4 cm	4,5 cm	5,5 cm	4,5 cm	6 cm	5 cm	6 cm	5,5 cm			

Classe de béton à retenir par classe d'exposition selon AN6 de l'annexe E de l'Annexe Nationale EC2-1-1

Figure 77 : Exemple de présentation d'une information tirée de diverses sources de la littérature puis traitée pour application directe

Il est bien difficile de prévoir par exemple lors de la phase d'APD (Avant Projet Détaillé) ou DCE (Dossier de Consultation des Entreprises) si l'entreprise retenue ou si le CCTP prévoira ces conditions d'Assurance Qualité, c'est pourquoi les paramètres les plus restrictifs ont été retenus dans ce cas :

adhérence médiocre ou absence de plan qualité lors de la pose des armatures. En outre nous avons décidé dans un premier temps d'éviter la multiplication des valeurs d'enrobages sur le chantier car cela constituerait une source non négligeable d'erreurs. Il s'agit donc là de restrictions volontaires d'application des Eurocodes et une différence entre la vision de conception pure et la vision exécution.

L'Eurocode 2-1-1 n'apporte pas de grands bouleversements du point de vue des valeurs minimales d'enrobage. Concernant les projets couramment rencontrés nous constatons une diminution pour les éléments intérieurs des bâtiments avec 2,5 cm pour 3 cm habituellement, 4,5 cm en bord de mer pour 5 cm auparavant et une augmentation de l'enrobage concernant les fosses à lisier avec 5,5 cm pour 5 cm auparavant. Ces valeurs sont données pour une durée d'exploitation visée de 50 ans. Ce paramètre est à donner par le Maître d'Ouvrage ou l'Assistance à la Maîtrise d'ouvrage. Il sera sans doute plus souvent requis en Génie Civil (stations d'épuration par exemple) mais nous n'avons pas encore vu de précisions sur ce paramètre dans les CCTP de projets devant être traités selon l'Eurocode 2-1-1. La différence provient ici du fameux ΔC_{dev} qui dépend de la qualité du contrôle interne de l'entreprise de pose ou de gros œuvre (+ 1 cm d'office...ce qui peut être sévère dans certains cas).

Cette partie de la mission constitue sans doute la phase la plus difficile car contrairement au BAEL qui imposait de nombreux paramètres avec des valeurs fixes, les Eurocodes, eux, laissent la porte ouverte à de nombreux paramètres en ne fixant que très peu de valeurs intrinsèques. Si nous voulons donc « standardiser » au maximum ces nouvelles règles nous devons donc cerner au mieux les futurs problèmes rencontrés et dans ce cas il n'y a pas meilleur moyen que de traiter des projets déjà étudiés au BAEL 91 et autres règlements en vigueur avant Mars 2010 pour anticiper les problèmes d'interprétation ou tout simplement être capables de localiser facilement les points réglementaires concernés. Il est cependant impossible d'anticiper toutes ces adaptations sur le papier et il nous faut donc tenter d'organiser les retours d'expérience chantier pour qu'ils nous soient profitables.

5.1.2.3 *Système Qualité, partage des informations, formation interne*

La sous-partie précédente traitait de la manière dont nous avons tenté de traduire les exigences réglementaires puis de les capitaliser afin de constituer ce que nous avons appelé notre « bibliothèque interne » vouée à évoluer continuellement.

Il convenait également de réussir à traduire les différentes difficultés rencontrées sur des affaires et les solutions utilisées pour y répondre (retours d'expérience).

Dans ce but nous avons mis en place ce que nous appelons des Fiches affaires, sorte de carte d'identité de l'affaire traitée ; nous pouvons y retrouver consignées toutes les données techniques et administratives de l'affaire :

- Données techniques :
 - Type d'ouvrage
 - Contrainte de sol
 - Données sismiques
 - Technologies utilisées (semelles filantes, système porteur...)
 - Nouveautés rencontrées (matériaux, techniques de chantier...)
- Données administratives :
 - Intervenants (Maître d'Ouvrage, entreprise...)
 - Durée des différentes études menées
 - Documents émis
 - Avis du bureau de contrôle le cas échéant

Ces fiches doivent permettre d'obtenir toutes les informations nécessaires sur le chantier sans avoir à ressortir les plans, les notes de calculs ou autres avis du bureau de contrôle.

A la fin de chaque affaire la fiche est saisie informatiquement dans une base de données afin d'en analyser les paramètres (nombre d'occurrence de certains types d'avis de contrôle, statistiques de gestion (sectorisation de l'activité), nouveautés nécessitant la création d'une fiche technique. Un exemple de ces fiches est présenté dans l'Annexe n°3 de ce mémoire.

Ces principes très théoriques ne seront valables et profitables que si leur existence est comprise et acceptée par tous les collaborateurs. Pour cela nous nous basons sur notre conviction que la bonne application de ces principes et d'ailleurs de tout principe (ou tout changement) ne peut être réussie que par la communication et la pédagogie. Nous ne pouvons appliquer correctement une théorie que si elle est comprise (que nous l'acceptons ou non).

Il convient donc dans ce contexte que l'ensemble des collaborateurs soit bien informé des changements, de leurs motivations et des moyens pensés pour les mettre en place. Le cas échéant chacun pourra y apporter des commentaires ou des propositions d'amélioration. Après avoir repris nos études au CNAM après l'âge sociologiquement observé pour le faire, il nous paraissait inconcevable de ne pas intégrer la notion de progression individuelle dans cette démarche de changement d'organisation. Pour ce faire nous avons décidé d'organiser régulièrement des réunions d'information, de partage et de formation durant lesquelles seraient abordés différents thèmes relatifs aux changements règlementaires (fiches techniques ou veille réglementaire), aux retours d'expériences des affaires traitées par chacun (fiches affaires). Lors de ces affaires, chacun peut exposer un problème qu'il a rencontré dans une affaire et comment il l'a résolu. Bien souvent d'ailleurs nous nous rendons compte que chacun possède ses propres méthodes mais qu'il n'y a pas de partage.

5.1.2.4 *Conséquences en interne de cette nouvelle organisation*

Il est bien évident que les volontés exposées ci-dessus demandent du temps afin d'être à la fois préparées et mises en œuvre et expriment une volonté de réorganisation affirmée par le gérant de l'entreprise. Il convenait que l'activité

soit maintenue au même niveau tout en développant cette volonté de changement.

Dans ces tâches nous avons été aidés par l'assistante de gestion à qui nous avons voulu faire jouer un rôle à part entière dans la mise en place du système Qualité et notamment dans la gestion des enregistrements des fiches affaires et des emplois du temps.

Compte tenu du planning d'application des nouvelles réglementations (parasismique avec l'Eurocode 8 et de fait de l'ensemble des Eurocodes) il nous a fallu mener en même temps la réorganisation et l'avancement de projets concernés par ces nouvelles réglementations.

Nous verrons également plus loin dans ce mémoire que de nombreuses heures ont été occupées par l'information réglementaire (en notre disposition) de différents intervenants dans ces projets.

Dans ce contexte, pendant un peu moins d'un an nous avons assuré différentes fonctions dans l'entreprise et notre emploi du temps a donc été découpé en plusieurs tranches afin d'éviter un avancement par « à coups ». La répartition a été approximativement de 60% de travaux sur des projets courants et 40 % sur le sujet de l'étude. Cette proportion est indicative car souvent les projets courants ont pris le pas sur l'étude de fond selon l'avancement des chantiers. Nous voyons dans ce partage de temps la notion d'investissement (les 40% consacrés aux recherches et à la réorganisation sont du temps amortissables et non directement rentables)

5.1.3 Sur le plan matériel (informatique)

5.1.3.1 *Logiciel de traitement des projets parasismiques dits irréguliers*

Afin de développer les calculs de projets parasismiques, il a été décidé d'investir dans le logiciel Advance Design™ permettant de traiter des formes et des calculs complexes aux éléments finis. Jusqu'à présent les calculs informatiques étaient effectués soit à l'aide de feuilles de calculs Excel, sous

des modules de ferrailage d'éléments de béton armé spécifiques tels que Arche™ (poutres, poteaux, dallages...) ou pour effectuer des descentes de charges rapides sous Ossature™ de la société Graitec.

Cette acquisition entraîne également une réorganisation nécessaire au sein du bureau puisque là où auparavant les projeteurs ou dessinateurs traitaient de manière autonome les projets statiques il faudra désormais traiter en amont les projets parasismiques « irréguliers » sous Advance Design™ avant de transmettre les résultats aux dessinateurs pour les plans d'exécution.

5.1.3.2 Outils complémentaires de calculs

a. Outils pour les projets parasismiques

Les nouvelles réglementations ne demandent pas toutes l'acquisition de logiciels commerciaux et il est nécessaire de créer un maximum de feuilles de calculs internes (sous Excel principalement). Concernant le parasismique il était indispensable de créer une feuille de calcul traduisant la méthode des forces latérales utilisée pour les bâtiments dits « réguliers » sous certaines conditions. Cette fiche a ensuite été retravaillée afin de couvrir l'ensemble des conditions de régularité : en élévation et en plan comme décrit dans le chapitre 3 de ce mémoire. Si le bâtiment n'est régulier qu'en élévation (le cas le plus courant) nous devons alors étudier deux modèles plans puisque l'irrégularité en plan traduit une dissymétrie dans la distribution des inerties et des compléments d'effets de torsion. Et donc une dissymétrie également des efforts repris par les contreventements. Notre objectif à terme est de pouvoir rendre cette feuille Excel totalement autonome en y rentrant schématiquement la géométrie du bâtiment en le « dessinant » par assemblage et décompte de cellules. Nous trouverons en Annexe n°1 la trame de cette fiche de calculs.

b. Outils concernant la mise en place des Eurocodes

D'autre part lors de la phase d'analyse des Eurocodes nous avons dû développer des feuilles de calculs afin de pouvoir déterminer rapidement les standards que nous devons utiliser par la suite. Ces feuilles Excel sont destinées à la création d'abaques permettant de déterminer rapidement les caractéristiques imposées du projet du point de vue réglementaire. L'Annexe

n°4 présente la feuille de calcul permettant de déterminer le diamètre des mandrins de cintrage. Comme nous l'avons vu dans la partie 3, l'Eurocode 2-1-1 impose une vérification du diamètre de mandrin de cintrage qui était imposée auparavant par le BAEL91 et repris par la norme NF A 35-027 concernant les armatures du béton armé. Une attention importante a été apportée au sujet notamment comme nous le verrons dans les relations du bureau d'études aux armaturiers collaborant sur les différents projets rencontrés. Les diamètres de mandrin de façonnage étaient auparavant fonction du seul diamètre de la barre qui était façonnée. Avec l'utilisation des Eurocodes le diamètre de façonnage minimal est fonction de critères tels que la traction reprise par l'armature, la qualité du béton ou de l'espacement des barres à l'intérieur de l'élément considéré. Si le premier critère de calcul, la non-fragilité de l'acier, ne représente pas réellement une nouveauté, la deuxième condition qui est la vérification du non-écrasement du béton est obligatoirement calculée au cas par cas selon les critères cités plus haut. Voilà pourquoi nous avons dû mettre en place une feuille de calcul spécifique pour déterminer les diamètres que nous rencontrerons le plus souvent pour des sections d'éléments et type de béton donnés (chaînage, petits éléments de bâtiment comme les linteaux par exemple).

De plus il était important de savoir maîtriser la question pour pouvoir sensibiliser les collaborateurs afin de pouvoir conserver un regard critique sur les résultats des logiciels commerciaux sur ce point et éviter d'indiquer dans les nomenclatures des diamètres de mandrins inexistantes en atelier ou différents sur une même barre.

Le deuxième exemple qui est présenté dans l'Annexe n°5 est la vérification des longueurs d'ancrage et autres recouvrements qui peut paraître complexes lors des premières études. La multiplication des coefficients de pondération ne permet pas de dégager immédiatement des valeurs standards applicables lors des projets courants. Ces coefficients sont fonction de nombreuses conditions telles que la forme des barres, l'enrobage (qui dépend lui-même d'une série de paramètres) ou de la présence ou non d'armatures transversales soudées.

Facteur d'influence	Type d'ancrage	Armature de béton armé	
		tendue	comprimée
Forme des barres	Droit	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Autre (voir Figure 8.1 b), c) et d))	$\alpha_1 = 0,7$ si $c_d > 3 \phi$ sinon $\alpha_1 = 1,0$ (voir Figure 8.3 pour les valeurs de c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Enrobage	Droit	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Autre (voir Figure 8.1 b), c) et d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3 \phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (voir Figure 8.3 pour les valeurs de c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Confinement par des armatures transversales non soudées aux armatures principales	Tous types	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Confinement par des armatures transversales soudées *	Tous types, positions et diamètres comme indiqué sur la Figure 8.1 e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinement par compression transversale	Tous types	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	—
où : $\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,min}) / A_s$ $\sum A_{st}$ aire de la section des armatures transversales le long de l_{bd} (longueur d'ancrage de calcul) $\sum A_{st,min}$ aire de la section minimale d'armatures transversales $= 0,25 A_s$ pour les poutres et 0 pour les dalles A_s aire de la section d'une barre ancrée individuelle de diamètre maximal K valeurs apparaissant sur la Figure 8.4 p pression transversale à l'état-limite ultime le long de l_{bd} en MPa			
* Voir également 8.6 : Dans le cas d'un appui direct, l_{bd} peut être inférieure à $l_{b,min}$ sous réserve qu'au moins un fil transversal soit soudé à l'intérieur de l'appui. Il convient que ce fil soit situé à 15 mm au moins du nu de celui-ci.			

Figure 78 : Valeurs des différents coefficients de pondération de base permettant de déterminer les longueurs d'ancrage droits de calculs et les longueurs de recouvrement

L'objectif premier de ces feuilles de calculs est donc de déterminer sûrement et rapidement différents paramètres imposés par les Eurocodes mais également dans un deuxième temps et d'un point de vue plus personnel de pouvoir maîtriser ces principes par la synthèse des informations nécessaire à la formulation des feuilles de calculs.

5.1.4 Budget formation interne

Nous avons donc évoqué dans cette partie les trois composantes de la formation interne soit :

- Technique
- Organisationnelle
- Matérielle

Il est difficile de dissocier précisément la partie purement « traitement et développement » interne des changements réglementaires de la partie relevant du travail d'un ingénieur d'études dans des projets courants. Nous basant sur le salaire moyen d'un ingénieur d'études junior selon les dernières données du site web Le Moniteuremploi.com (37) nous retiendrons donc un investissement moyen de 30000 € bruts.

Le coût matériel, c'est-à-dire le coût d'acquisition d'un logiciel aux éléments finis, est quant à lui aisément quantifiable et nous retiendrons la valeur de 7000 € (comprenant achat et les coûts annuels relatifs à l'assistance technique).

5.2 Formations et communication externes

Nous avons vu dans la sous-partie précédente les différentes étapes de la mise en place en interne d'une nouvelle organisation permettant une intégration pragmatique et pérenne des nouvelles réglementations dans le bureau d'études.

Dans la présente sous-partie nous allons exposer les différentes opérations menées en externe afin d'approfondir les notions vues en interne ainsi que les différents échanges menés avec les intervenants des projets de construction dans le contexte régional exposé dans la partie 2 de notre étude.

5.2.1 Du point de vue technique

Nous avons participé à deux formations techniques lors de notre arrivée. La première dispensée par un organisme de contrôle concernait l'aspect réglementaire et les grands principes d'application de la réglementation parasismique. La seconde dispensée par la société Graitec, concernant l'utilisation du logiciel aux éléments finis Advance Design™.

5.2.1.1 Formation réglementaire externe d'une journée organisée par un organisme de contrôle

Il est intéressant de noter que cette journée technique était organisée par la direction technique régionale du bureau de contrôle en question (basée en zone

3) et non par les agences par qui les projets sont traités dans le canton ou le département. L'objectif de notre participation à cette journée technique sur le thème du parasismique organisée par un des principaux bureaux de contrôle était triple :

- confirmer notre lecture des différents textes sur des points particuliers (notamment les particularités de la zone 2 de faible sismicité),
- connaître l'attente exacte des bureaux de contrôle sur la mise en œuvre de ces textes,
- s'informer du type de public présent et de son degré de connaissance.

Nous nous doutions que suivre une seule journée technique ne nous apporterait probablement pas d'indications purement techniques sur les méthodes de calculs parasismiques mais nous avons décidé d'y participer tout en sachant que le premier public visé était les clients des bureaux de contrôle c'est-à-dire les Maîtres d'Ouvrage essentiellement. Cette journée nous a confortés sur les premiers éléments réglementaires que nous avons pu diffuser à nos différents contacts parmi lesquels notamment les architectes.

Le deuxième objectif était pour nous de connaître les attentes exactes des bureaux de contrôle dans une zone de faible sismicité. Il est ressorti de cette journée de ce point de vue que les bureaux de contrôle allaient axer leurs vérifications essentiellement sur les principes de conception parasismique. Le fait que le Code de la Construction demande que soit établie une attestation de prise en compte des règles de conception parasismique doit permettre, théoriquement, d'éviter des projets complexes du point de vue des calculs proportionnellement à l'importance du projet (nous verrons plus avant dans ce mémoire que l'efficience et l'efficacité de cette disposition sont fluctuantes selon les projets). Il apparaît dès lors que cette formation servira essentiellement à la rédaction des notices parasismiques en phase de dépôt du permis de construire. L'essentiel des dispositions constructives présentées étaient basées sur les règles PS92 et non sur les Eurocodes ce sur quoi nous reviendrons plus loin. Après des approfondissements effectués en interne nous verrons que deux points essentiels posent problème : l'information des maîtres d'œuvre et la

connaissance des Eurocodes. Il nous a semblé que les bureaux de contrôle espèrent au travers de ces formations encourager la mise en place par les maîtres d'ouvrage et les maîtres d'œuvre des principes de base de la conception parasismique, même s'ils sont parfois restrictifs car très généraux et pas forcément adaptés réglementairement à telle ou telle région plus ou moins exposée au risque sismique (l'application à la zone 2 n'est pas évoquée, la formation se basant essentiellement sur les principes de classe de ductilité moyenne des règles PS92 ne prenant pas en compte les différences avec la classe DCM de l'Eurocode 8-1 où il n'est plus imposé de dimension minimal de poteau à 25cm de largeur minimum de section par exemple alors qu'en classe DCM de l'Eurocode 8-1 ceci n'est pas une obligation si certaines vérifications sont effectuées).

Le troisième point de cette journée a été pour nous de constater la faible présence des bureaux d'études de la région (même si d'autres journées ont été organisées depuis). D'un point de vue concurrentiel deux questions se sont donc posées à nous : est-ce que nos confrères sont suffisamment à l'aise avec le sujet pour ne pas y assister ou est-ce qu'au contraire ils ne s'y sont pas encore intéressés ?

Etant donné la ligne de conception plutôt restrictive qui a été présentée lors de cette journée nous avons été confortés dans notre démarche d'approfondissement et de formation interne car il est aisé d'imaginer que tous les principes généraux ne seront respectés dans les projets rencontrés et que des justifications par le calcul devront être fournies aux bureaux de contrôle (ce qui est d'ailleurs prévu dans l'Eurocode 8-1 avec les critères de régularité des bâtiments).

5.2.1.2 *Formation informatique externe*

Nous avons évoqué dans la sous-partie concernant la formation interne qu'il était nécessaire d'acquérir un logiciel basé sur la méthode des éléments finis et permettant la pratique du calcul dynamique. Nous avons suivi au CNAM trois unités d'enseignement comprenant la pratique de ce type de logiciel à savoir les unités « Outils informatiques pour la construction », « Génie parasismique et

machines vibrantes » avec le logiciel Effel de la société Graitec et l'unité « Calculs avancés des structures dans le BTP - 2 » avec le logiciel Pythagore développé par la société SETEC, sans utiliser cependant pour ce dernier le calcul dynamique. Chaque logiciel possède ses propres caractéristiques le bureau étant déjà équipé par les solutions de ferrailage Arche™ de la société Graitec nous avons décidé de suivre la formation consacrée à l'utilisation du logiciel Advance Design™ de la société Graitec.

L'acquisition de ce logiciel n'était pas uniquement guidée par l'application de la réglementation parasismique mais également par l'observation d'une évolution marquée du secteur du calcul de structures vers l'intégration généralisée de ce type de logiciels. Et notamment pour des projets de génie civil pour lesquels les solutions analytiques peuvent vite devenir fastidieuses.

5.2.1.3 *Budget formation externe direct ou indirect*

Si nous nous replaçons sous l'angle d'étude choisi pour notre travail nous pouvons noter que la formation dispensée par l'organisme de contrôle présente un coût de 335 € HT, la formation au logiciel de calculs un coût de 2380 € (compris déplacement/frais de bouche) soit au total 2715 € HT de dépenses brutes.

5.2.2 Communications externes

Tous les développements entrepris dans l'entreprise qui ont été exposés dans les parties précédentes participaient d'un objectif double à savoir être opérationnels lors de l'entrée en vigueur obligatoire des nouvelles réglementations, qu'elles soient liées au nouveau zonage sismique ou aux nouveaux codes de calculs généraux et d'entreprendre un repositionnement d'image dans notre zone d'influence. Afin de réaliser la deuxième partie de cet objectif nous avons tenté d'apporter un maximum de réponses aux différents intervenants des projets soumis à ces nouvelles réglementations et qui n'avaient pas engagé la même tactique de formation interne que nous. C'est ainsi qu'après ou du moins pendant le développement du savoir faire il convenait de tenter d'amortir ces investissements par une communication de

« faire savoir » auprès de nos clients, fournisseurs ou confrères. Notre positionnement se situe entre deux démarches observées chez certains de nos confrères à savoir l'attente des retours des bureaux de contrôle en prenant des mesures strictement minimales de conception (essentiellement architecturales par l'introduction de joints parasismiques et la liaison des fondations (sols de classe supérieure à ou égale à C) ou le suivi des règles PS-MI qui normalement ne peuvent s'appliquer en zone 2 que pour les bâtiments scolaires de forme simple) sans justification théorique (les bureaux d'études métal ou bois auront tendance dans ce cas à justifier le bâtiment au « vent fort ») d'une part et la prise en compte des règles PS92 avec les surplus économiques afférents (accélérations majorées, classe de ductilité moyenne seule). Le manque d'homogénéité dans le traitement des affaires parasismiques par les bureaux d'études peut entraîner des discussions importantes avec les maîtres d'œuvre et la tentation pour certains d'entre eux d'aller voir ailleurs s'ils estiment que notre confrère propose des solutions moins contraignantes.

5.2.2.1 Communication auprès des Maîtres d'ouvrages

Le Maître d'Ouvrage est à l'initiative de tout projet, qu'il s'agisse d'un projet public ou privé. Il est le client final et donc le plus sensible aux arguments économiques liés aux changements de réglementation.

Le bureau d'études peut travailler sur deux types de projet public, en Génie Civil ou en Bâtiment. Lors des projets de Génie Civil, le Maître d'Ouvrage est souvent représenté par un corps technique de l'Etat tel que le Syndicat de l'Eau ou les Laboratoires des Ponts et Chaussées (IFFSTAR) qui peut être associé à un bureau de contrôle externe. Les représentants de ces organismes sont bien souvent rompus aux réglementations en vigueur. Lors des projets de bâtiments publics les Maîtres d'Ouvrages peuvent être des organismes de logements et d'habitats tels que les Offices HLM (OPAC (Office Public d'Aménagement et de Construction), Habitat 29) ou représentés par des Maîtres d'Ouvrages délégués tels que la SAFI (Société d'Aménagement du Finistère). Ces derniers organismes présentent souvent une vocation de coordination ou de gestion plutôt que technique, ils s'appuient donc sur un bureau de contrôle externe pour encadrer techniquement leurs projets (ils peuvent toutefois présenter une

coordination technique interne pour certains). Les projets publics sont majoritairement les plus concernés par l'application du nouveau zonage sismique en Bretagne. Lors de cette étude nous avons été amenés à travailler sur des projets tels que des crèches, des écoles ou des EHPAD (Etablissements d'Hébergements pour Personnes Agées et Dépendantes). Dans un premier temps nous avons été confrontés à des projets pour lesquels le permis de construire avait été déposé après le 01/05/2011 mais sans conception parasismique. Il aura donc fallu reprendre des conceptions en tentant de minimiser l'impact économique des nouvelles réglementations et justifier tant bien que mal auprès des bureaux de contrôle des dispositions mal étudiées. Ensuite certains organismes ont décidé de convier systématiquement les bureaux d'études structures lors des réunions de conception ce qui était évité auparavant à des fins d'économies (nous revenons à la notion de dispositions minimales). Il convenait donc dans ce contexte de présenter nos façons d'envisager les projets d'un point de vue réglementaire, technique et économique.

L'Arrêté du 22/10/2010 oblige les Maîtres d'Ouvrages dont le projet rentrent dans les catégories III ou IV en zone 2 de fournir une notice parasismique lors du dépôt du permis de construire. Cette tâche est le plus souvent déléguée soit à la délégation de la Maîtrise d'Ouvrage soit à l'Architecte qui pilote généralement l'équipe de Maîtrise d'œuvre composée le plus souvent de l'Architecte, du bureau d'études structures, du bureau d'études fluides ou thermique et de l'économiste du bâtiment. La notice parasismique est une base de conception qualitative de la structure dans laquelle nous exposons les dispositions théoriques et constructives retenues pour le projet. Afin que le bureau de contrôle choisi par le Maître d'Ouvrage puisse délivrer une attestation de prise en compte du risque sismique avec le dossier de permis de construire.

Cette phase introduit le bureau d'études structures plus tôt dans la conception du projet (stade de l'esquisse quand il n'y a pas d'oubli). Auparavant le bureau d'études n'entrait en jeu que rarement avant la phase APD (Avant Projet Détaillé).

D'autres projets publics peuvent être encadrés différemment comme les projets communaux (écoles primaires, mairies), dans ces projets le Maître d'Ouvrage peut déléguer le contrôle de l'ouvrage au bureau de contrôle seul.

5.2.2.2 *Communication auprès des Architectes*

La plupart du temps l'Architecte doit composer selon les réglementations handicapés, incendie, sismiques et thermiques. Il est donc compréhensible que les premières réunions n'étaient pas les plus simples à négocier car d'une part nous étions les seuls à en parler et d'autre part le terme de faible sismicité décredibilisait nos recommandations. Il a fallu dispenser des séances d'information afin de faire comprendre les mesures prises. L'argument étant l'aspect légal de cette réglementation. Il est en outre très compliqué de faire passer l'idée de « recommandations de régularité » lorsque certains confrères tentent le passage en force par la justification systématique par les calculs sans conception préalable. Comme nous l'avons vu il est possible de justifier la plupart des projets selon les calculs mais cela n'est pas recommandé.

Le bureau d'études structures augmente donc son périmètre de conception et doit pouvoir imposer des principes aussi bien à l'Architecte qu'au bureau d'études thermiques (par exemple interdiction des rupteurs thermiques dans les murs de contreventement). Il participera donc en amont aux réunions de conception ce qui peut amener des surcoûts (réunions, frais de déplacement, consultation...). La plupart du temps les acteurs du projet savent comprendre les arguments de l'autre même s'il existe toujours une période pendant laquelle les contours de l'exercice ne sont pas forcément tous clairement définis (respect des règles tout en évitant le trop sécuritaire).

5.2.2.3 *Communication auprès des entreprises*

a. Entreprises de Gros-œuvre

Les risques encourus par l'entreprise de gros œuvre sont relativement limités dans le temps. En effet, lorsqu'elle répond à un appel d'offres l'entreprise doit prendre en compte les surcoûts engendrés par les dispositions parasismiques afin de l'intégrer dans son devis. Elle peut demander conseil au bureau

d'études avec qui elle l'habitude de travailler pour répondre et son devis dépendra alors de l'état de connaissance du bureau d'études. Si le bureau d'études conçoit ses projets selon les règles PS92, cela n'aura pas le même impact que s'il le fait selon la classe de ductilité limitée à l'Eurocode 8-1 (variation à la baisse entre les PS92 et l'Eurocode 8-1). Le réflexe naturel étant de majorer le poste des armatures par exemple. Cette différence se jouera donc pendant la période de transition et le tout s'équilibrera dans le temps avec l'expérience. Il existe un point d'achoppement méthodologique important pour les entreprises que nous avons évoqué précédemment à savoir l'avis défavorable des bureaux de contrôle sur l'utilisation des planchers à prédalles suspendues en zone sismique. Ce type de planchers permettait aux entreprises de monter des voiles toute hauteur sans arrêt de coulage puis de venir couler les planchers en déployant les armatures des boîtes d'attente positionnées dans les voiles.

b. Charpentiers

Nous avons vu que les sollicitations sismiques sont plus importantes que les efforts de vent pour les bâtiments de faible hauteur. Il conviendra donc aux bureaux d'études structures de transmettre aux charpentiers les efforts calculés en tête des porteurs pour que ceux-ci puissent réaliser les diaphragmes rigides servant d'hypothèse de calculs. La question des structures en bois reste en suspend car il ne s'agit pas de notre domaine. Les charpentiers qui exécutent ce type de projets devront se former aux calculs parasismiques. Ce point est relativement important car dans beaucoup de cas les structures bois (lorsqu'elles constituent une partie seulement de la structure) sont considérées comme du « léger » et donc dépendantes du lot charpente et non structure en tant que telle.

c. Géotechniciens

Le risque de liquéfaction n'est pas en prendre en compte en zone 2. Pour les projets courants les rapports de sol ne comportent qu'une classification du sol selon l'Arrêté du 22/10/2010 sans essais complémentaires. Pour certains projets d'extension la classe de sol peut d'ailleurs être obtenue sur simple analyse des sondages qui avaient exécutés lors de la construction de l'existant.

N'ayant pas encore rencontré de projets parasismiques sur fondations profondes nous ne pourrions aller plus loin sur ce point.

d. Armaturiers

Les armaturiers devront également prendre en compte les changements réglementaires en cours avec notamment le calcul du diamètre des mandrins préconisé par l'Eurocode 2-1-1 (FCBA01), les nuances d'aciers imposées par l'Eurocode 8-1 ou même le calcul des ancrages et recouvrements (FCBA02). Nous renseignons au possible les armaturiers par des transmissions de documents réglementaires ou guides d'application à l'attention des armaturiers (par exemple le T46 (23) édité par CIM BETON rédigé par Mr DITRICHSTEIN sous l'impulsion conjointe de l'AFCAB, l'APA et l'ADETS). Il est également important que les nomenclatures et nota sur les carnets de ferrailage soient mis à jour.

5.2.2.4 Communication auprès des bureaux de contrôle

Dès le premier projet que nous avons eu à traiter en prenant les règles parasismiques en compte nous avons décidé de nous rapprocher au plus près du bureau de contrôle en exposant nos analyses et nos conclusions afin qu'il n'existe pas de divergences entre nos points de vue. Les premiers dossiers nous ont donné raison car les contrôleurs, s'ils avaient été formés à la réglementation parasismique, se basaient sur les principes constructifs des règles PS92 qui présentaient des différences flagrantes avec nos options de conception. Il a fallu parfois attendre la confirmation des directions techniques afin de valider telle ou telle option.

5.3 Conclusion de la partie 5

Dans cette partie 5 nous avons tenté de montrer les conséquences induites par les nouvelles réglementations sur l'organisation du bureau. Nous avons pu constater que ces conséquences agissent sur deux niveaux distincts : tout d'abord en interne il sera nécessaire d'une part d'intégrer du personnel formé aux calculs de dynamiques des structures et aux Eurocodes par une formation

externe puis en répercussion par un système pérenne de partage interne de l'information. Ces formations seront axées sur le règlementaire et la méthodologie de calcul mais également sur les moyens informatiques puisque l'Eurocode 8-1 impose la modélisation spatiale des bâtiments irréguliers en élévation. Ces formations externes et le temps consacré aux formations internes ont un coût non négligeable. D'autre part le bureau devra faire savoir que ces formations ont été menées auprès des différents intervenants de la phase de conception à la phase d'exécution (conseil, réunions...) afin d'instaurer un climat de confiance dans les relations de maîtrise d'œuvre.

6 CONCLUSION

L'objectif de cette étude tel qu'il était évoqué dans l'introduction générale était l'étude de l'impact de l'application des nouvelles réglementations de la construction et notamment la réglementation parasismique d'une part au niveau technique (méthodes de calculs, dispositions constructives, ratios d'aciers) et d'autre part au niveau organisationnel d'un bureau d'études en zone de faible sismicité.

Nous pouvons tirer plusieurs conclusions intéressantes du point de vue technique. Tout d'abord les réglementations imposent une maîtrise minimale du calcul de dynamique des structures (particulièrement les notions de torsion, la méthode modale pour les bâtiments irréguliers en élévation). En effet si résultats des différentes études de cas concluent à une application majoritaire des dispositions constructives parasismiques, ces résultats ne peuvent être justifiées pour certains projets que par l'application obligatoire, imposée par l'Eurocode 8-1, de la méthode modale (bâtiments irréguliers en élévation). Nous avons pu traiter également de l'influence comparée du vent et du séisme. Ce dernier s'il n'est pas souvent dimensionnant (les voiles béton peuvent être considérés comme non armés dans la plupart des cas au sens de l'Eurocode 2-1-1) reste plus influent que le vent dans les cas couramment rencontrés (bâtiments lourds et peu élevés). Il a été montré que les bâtiments en maçonnerie de plus d'un étage méritaient une attention accrue et que l'irrégularité en plan pouvait présenter des dépassements sensibles des limites des dispositions constructives. Compte tenu du caractère unique de chaque construction la généralisation est donc difficile, en particulier pour les cas d'irrégularité. Même si les risques sont limités, les calculs de détermination des sollicitations sont les mêmes que dans les zones plus exposées. Si l'utilisation de la classe de ductilité limitée est possible en s'appuyant sur l'Eurocode 2-1-1 cela n'affranchit pas l'Ingénieur de déterminer les sollicitations sismiques car cette démarche est obligatoire. Ces règles peuvent d'ailleurs sembler bien difficiles à manier parfois pour aboutir aux résultats observés mais certains cas

peuvent être litigieux. Il nous paraît donc hasardeux de faire l'économie d'un travail de recherche et de formations pour les bâtiments lourds et/ou élevés et d'un travail de conception parasismique (avec l'Architecte dès l'esquisse) permettant de s'assurer d'un comportement fiable des bâtiments (avant tout calcul). La conception est tributaire de plusieurs paramètres qui s'additionnent comme l'esthétique, la destination spécifique du bâtiment ou différentes réglementations comme la réglementation thermique (qui interdit quasiment automatiquement toute symétrie en plan des contreventements). Le manque de formation des différents intervenants peut également être un frein dans la bonne conception (architecture, corps d'état impactés comme la charpente), ce manque s'explique bien souvent par la taille même des structures telles que décrites dans la 3^{ème} partie de notre travail. L'extrait du rapport de l'Inspection Générale de l'Environnement et du Conseil Général des Ponts et Chaussées que nous avons évoqué dans l'introduction de la 5^{ème} partie indique clairement que même dans certaines régions exposées depuis longtemps aux risques parasismiques seuls les bureaux d'études d'importance ou les entreprises générales avec bureau d'études intégré peuvent assurer des veilles réglementaires et technologiques efficaces (ceci sous-entend des projets importants pour lesquels les études de structures ont conservé une valeur ajoutée forte malgré l'avènement de préoccupations autres pour les maîtres d'ouvrages et maîtres d'œuvre comme les recommandations du Grenelle de l'Environnement et le Développement Durable).

Ce constat nous amène au 2^{ème} axe traité à savoir les conséquences de ces changements sur le fonctionnement et l'économie du bureau d'études. La modélisation étant impossible à la main il est donc indispensable que le bureau d'études s'équipe d'un logiciel aux éléments finis. Cela constitue un coût certain et inévitable bien que les projets se situent en zone 2 de faible sismicité. Ce type de logiciel demande un minimum de formation. Il en va de même pour la théorie de la dynamique des structures qui est bien souvent optionnelle dans les cursus d'ingénieurs. Ces réglementations entraînent également une réorganisation interne et leurs coûts afférents afin de pouvoir prendre en compte sereinement à la fois les règles parasismiques mais également (à l'importance de temps passé plus élevée sans doute) les dispositions des autres

Eurocodes pour couvrir in fine l'ensemble d'un projet. Le bureau d'études se voit dès lors sollicité plus en amont des projets et son organisation interne elle-même risque d'être modifiée se tournant vers une ingénierisation plus forte du métier au détriment de l'autonomie que les projeteurs avaient sur des projets statiques courants. Il nous apparaît donc que les changements de fonctionnement des bureaux d'études en zone de faible sismicité et dans les zones de plus forte sismicité participeront du même mouvement de réorganisation mais à des échelles différentes. Si les règles de conception et de dimensionnement sont correctement suivies, l'influence de ces changements réglementaires n'est donc pas négligeable pour les bureaux d'études en zone de faible sismicité.

Bibliographie

1. **BRGM (Bureau de Recherches Géologiques et Minières).** BRGM. [En ligne] [Citation : 22 11 2011.] <http://www.brgm.fr>.
2. **Gouvernement République Française.** Décret n°91-461 du 14 Mai 1991 relatif à la prise en compte du risque sismique. s.l. : Journal Officiel de la République Française n°6550, 1991.
3. **BRGM, Ministère du Développement Durable et.** Plan Séisme. [En ligne] 2010. [Citation : 05 Octobre 2011.] <http://www.planseisme.gouv.fr>.
4. **Mr Le Premier Ministre.** Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ». *Journal Officiel de la République Française*. 22 Octobre 2010, 35.
5. **Arrêté du 22 Octobre 2010 NOR : DEVP1015475A. Gouvernement de la République Française.** s.l. : JORF, 2010, Vol. 24 Octobre 2010.
6. **Commission Européenne.** Traité instituant la Communauté Européenne signé à Rome le 25 Mars 1957 Version consolidée. *affaires-publiques.org*. [En ligne] [Citation : 04 Décembre 2011.] <http://www.affaires-publiques.org/textof/TCE/plan.htm>.
7. **CEN/TC250. NF EN 1998-1-EUROCODE 8:Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.** s.l. : AFNOR, Septembre 2005.
8. **Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement (MEDDTL).** *La nouvelle réglementation parasismique applicable aux bâtiments*. 2011.
9. **Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement.** Présentation du nouveau corpus réglementaire. *Plan séisme*. [En ligne] [Citation : 04 Décembre 2011.] <http://www.planseisme.fr/Cadre-d-application-des-regles-parasismiques,27.html>.
10. **Gouvernement de la République Française.** Arrêté Ministériel relatif;.. *Journal Officiel de la République Française*. 2007.
11. **Ministère des petites et moyennes entreprises, du commerce, de l'artisanat et des professions libérales.** Les Très Petites Entreprises. [En ligne] Février 2006. [Citation : 29 11 2011.] http://www.pme.gouv.fr/economie/brefTPE_fev06.pdf.
12. **DCASPL (Direction du commerce, de l'Artisanat, des Services et des Professions Libérales).** Les TPE: Des acteurs majeurs de l'économie française. *Les TPE en bref*. 2006, 16.
13. **Syndicat SYNTEC et CICF.** *Rapport de branche 2010*. 2010.
14. **BOURDIEAU, D., JALLUT, S.** La gestion des ressources humaines au sein des petites entreprises. *Oeconomia.net*. [En ligne] 19 Janvier 2005. [Citation : 03 Décembre 2011.]

<http://www.oeconomia.net/private/cours/economieentreprise/themes/grhpetitesentreprises.pdf>.

15. **Rohmer, E., Moles, A.** *Psychologie de l'espace*. s.l. : Casterman, 1978.

16. **Fédération Française du Bâtiment.** Le Bâtiment en Bretagne. *Fédération Française du Bâtiment-Bretagne*. [En ligne] 01 Décembre 2011. [Citation : 31 Décembre 2012.]
http://www.bretagne.ffbatiment.fr/Files/pub/Fede_R06/REG_ACTUALITE_6310/7731115138a84007aa2d9f8706552883/PJ/Exe%20depl%20chiffres%2009-2011%20%282%29.pdf.

17. **Locations et vacances.com.** Location Bretagne. *locations-et-vacances*. [En ligne] [Citation : 12 Février 2012.] <http://www.location-et-vacances.com/location-vacances-Bretagne,5.html>.

18. **MarchéPublic.fr.** *Marché Public*. [En ligne] [Citation : 12 Décembre 2011.] www.marche-public.fr.

19. **ZACEK, M.** *Construire Parasismique*. s.l. : Parenthèses, 1996.

20. **Association Française du Génie Parasismique (AFPS).** *Dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie*. s.l. : Presses des Ponts, 2006 (édition 2011).

21. **JURASZEK, N.** *Maçonneries en zone sismique : méthodes et exemples de dimensionnement selon l'Eurocode 8*. s.l. : CERIB, 2008. 146-E.

22. **CHENAF, M., LEBLOND, P., RUAUX, N.** *PLAN EUROPE: Effets du séisme sur les bâtiments contreventés par des murs en maçonnerie chaînée - Guide dimensionnement d'après l'Eurocode 8*. s.l. : CSTB Editions, 2011. 978-2-86891-475-0.

23. **PECKER, A.** *Dynamique des structures*. s.l. : Presses des Ponts et Chaussées, 2006.

24. **BADOUX, M., LESTUZZI, P.** *Génie Parasismique*. s.l. : Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 2008.

25. **EC2, Comité BNSR CF.** *Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 et de son annexe nationale relatives au calcul des structures en béton*. s.l. : SEBTP-FFB, 2007.

26. **PAILLE, J-M.** *Calcul des structures en béton armé selon l'Eurocode 2-1-1*. s.l. : Eyrolles, 2010.

27. **DAVIDOVICI, V.** *Formulaire du béton armé Volume 2 : Constructions*. s.l. : Le Moniteur, 1995. 2.281.11155.5.

28. **HUREZ, M., JURASZEK, N., PELCE, M.** *Dimensionner les ouvrages en maçonnerie : Guide d'application-Eurocode 6*. s.l. : AFNOR éditions-Eyrolles, 2009. 978-2-212-12280-0.

29. **The Institution of structural Engineers, Association Française de Parasismique.** *Guide pour la conception parasismique des bâtiments en acier ou en béton selon l'Eurocode 8*. 2010. ISBN-978-1-906335-06-9.

30. **Commission de normalisation.** *Construction parasismique des Maisons Individuelles et des bâtiments assimilés - Règles PS-MI 89 révisées 92.* s.l. : AFNOR, 1992. NF P 06-014.
31. **Association Française du Génie Parasismique (AFPS).** *Guide CP-MI Antilles-Recommandations AFPS Tome IV.* s.l. : Ministère Ecologie et Développement Durable, Ministère de l'Équipement, du Transport, de l'Aménagement du Territoire, du Tourisme et de la Mer, 2004.
32. **Entreprise Générale de France BTP.** Documentation technique-Eurocodes. *Entreprise Générale de France BTP.* [En ligne] [Citation : 30 Décembre 2012.] <http://www.egfbtp.com/syndicat.php?c=Documentation&sc=Technique&art=207>.
33. **DAVIDOVICI, V.** *Formulaire du béton armé : volume 2, Constructions.* s.l. : Le Moniteur, 1995.
34. **Association Française de Certification des Armatures du Béton (AFCAB).** Certification des boîtes d'attente. *Association Française de Certification des Armatures du Béton (AFCAB).* [En ligne] [Citation : 31 12 2012.] www.afcab.org.
35. **EC2, Commission BNSR CF.** *Recommandations professionnelles concernant les dalles à prédalles suspendues avec boîtes d'attente.* s.l. : SEBTP-FFB, 2009.
36. **Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB).** Rechercher un Avis Technique (ATEc) ou un Document Technique d'Application (DTA). *cstb.fr.* [En ligne] [Citation : 13 12 2012.] <http://www.cstb.fr/evaluations/atec-et-dta/rechercher-un-atec-ou-un-dta.html>.
37. **Inspection Générale de l'Environnement et Conseil Général des Ponts et Chaussées.** *Évaluation de l'application de la réglementation parasismique dans les départements des Alpes Maritimes, Isère, Pyrénées Atlantiques et Hautes Pyrénées.* s.l. : La Documentation Française-DILA, 2004. <http://www.ladocumentationfrancaise.fr/rapports-publics/054000026/index.shtml>.
38. **Le Moniteur du bâtiment et des travaux publics.** Salaires du BTP. *Le Moniteur emploi.com.* [En ligne] Novembre 2011. [Citation : 02 01 2013.] <http://emploi-btp.lemoniteur.fr/salaires-du-btp/searchSalary>.
39. **DITRICHSTEIN, J.** *T46-L'armature du béton: de la conception à la mise en oeuvre.* s.l. : CIM Béton en partenariat avec l'AFCAB, l'APA et l'ADETS, 2005.
40. **MEDDTL.** *Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».* s.l. : Gouvernement Français, 2011.
41. **Libération.fr.** La carte des zones sismiques en France. *Libération.fr.* [En ligne] [Citation : 22 11 2011.] <http://www.liberation.fr/terre/01012329264-la-carte-des-zones-sismiques-en-france>.
42. **PRIM NET.** Aléas sismiques. [En ligne] [Citation : 22 11 2011.] <http://macommune.prim.net/gaspar/sismique.php>.

43. **CEN-CT.** Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes-Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. s.l. : AFNOR, 2005. NF EN 1998-1.
44. **CAZENAVE, M.** *Outils informatiques dans la construction.* Paris : CNAM, 2008-2009. CCV222.
45. **CESPEDES, X.** *Calculs avancés des structures 2.* Paris : CNAM, 2010-2011. CCV226.
46. **GUILLEMARD, F.** *Génie Parasismique et machines vibrantes.* Paris : CNAM, 2009-2010. CCV223.
47. **LARBI, W.** *Calculs avancés des structures 1.* Paris : CNAM, 2010-2011. CCV225.
48. **M. CAZENAVE, X. CESPEDES.** *Cours de Résistance des matériaux.* Paris : CNAM, 2008-2010. CCV107-CCV108.
49. **PAIS, J.** *Cours de béton armé BAEL et Eurocode 2.* Paris : CNAM, 2008-2010. CCV109.
50. —. *Projet de béton armé.* Paris : CNAM, 2008-2009. CCV117.
51. **BRGM (Bureau de Recherches Géologiques et Minières).** Préfecture du Haut Rhin. *Les services de l'Etat dans le Haut Rhin.* [En ligne] [Citation : 22 11 2011.] http://www.haut-rhin.pref.gouv.fr/sections/espace_presse/dossiers_presse/dossiers_de_presse_26763/exercice_richter_201/downloadFile/attachedFile_5/Zonage_sismique_de_la_France_et_classification_reglementaire_des_ouvrages.pdf?nocache=1264509302.44.
52. **Comité de Normalisation.** *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton-Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.* s.l. : AFNOR, 2005. P 18-711-1.
53. —. *Eurocode 5 : Conception et calcul des structures en bois.* s.l. : AFNOR, 2005. P 21-711-1.
54. —. *Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie.* s.l. : AFNOR, 2006. P 10-611-1.
55. **CAPRA, F., DAVIDOVICI, V.** *Calcul dynamique des structures en zone sismique.* Paris : Eyrolles, 1982.

Tables des illustrations

- Figures :

FIGURE 1: ZONAGE DES ALEAS SISMIQUES EN FRANCE D'APRES L'ARRETE DU 14/05/1991 (3)	11
FIGURE 2: ZONAGE SISMIQUE DE LA FRANCE TEL QUE PROMULGUE PAR L'ARRETE MINISTERIEL DU 22/10/2010 (3)	12
FIGURE 3 : CATEGORIE D'IMPORTANCE DES BATIMENTS SELON L'ARRETE DU 22 OCTOBRE 2010 (5) MIS EN IMAGE PAR LE MINISTERE DE L'ECOLOGIE, DU DEVELOPPEMENT DURABLE, DES TRANSPORTS ET DU LOGEMENT (8)	19
FIGURE 4 : REGLEMENTATION APPLICABLE A PARTIR DU 01 MAI 2011 SELON LE MINISTERE DE L'ECOLOGIE, DU DEVELOPPEMENT DURABLE, DES TRANSPORTS ET DU LOGEMENT (8)	20
FIGURE 5 : CHIFFRES FFB 2010 (16) DU BATIMENT EN BRETAGNE	29
FIGURE 6 : CHIFFRES FFB (16) 2010 DU BATIMENT EN FINISTERE	29
FIGURE 7 : DEPARTEMENTS BRETONS (16)	30
FIGURE 8 : CRITERES DE REGULARITE DES BATIMENTS AVEC RETRAITS SELON LE PARAGRAPHE 4.2.3.3 ALINEA 5 (7)	44
FIGURE 9 : PRINCIPE SCHEMATIQUE DE LA TORSION D'ENSEMBLE SUR UN NIVEAU IRREGULIER EN PLAN	46
FIGURE 10 : REPRESENTATION DES PROPRIETES ELASTIQUES ET PLASTIQUES D'UN MATERIAU (24)	48
FIGURE 11 : LOGIGRAMME DE LA DEMARCHE DE CHOIX DE LA METHODE DE LA CLASSE DE DUCTILITE	53
FIGURE 12 : SPECTRE TYPE DE REPONSE ELASTIQUE DONNE PAR L'EUROCODE 8-1 FIGURE 3.1	55
FIGURE 13 : SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE SELON DIFFERENTS TYPES DE SOL (TYPE 2 POUR LES ZONES DE SISMICITE 1 A 4)	55
FIGURE 14 : EQUATIONS DES BRANCHES DU SPECTRE DE CALCUL HORIZONTAL.....	57
FIGURE 15 : PRINCIPES DE DECOMPOSITION DES OSCILLATEURS MULTIPLES SELON MM.LESTUZZI ET BADOUX (25)	59
FIGURE 16 : REPRESENTATION DES DIFFERENTS MODES DE DEFORMATION SELON MM.LESTUZZI ET BADOUX (25)	59
FIGURE 17 : LOGIGRAMME REPRESENTANT LES ETAPES DE CALCULS D'UN OSCILLATEUR SIMPLE PAR LA METHODE MODALE SPECTRALE	60
FIGURE 18 : LOGIGRAMME REPRESENTANT LES ETAPES DE CALCULS LA METHODE DES FORCES LATERALES PROPOSEE PAR L'EUROCODE 8-1	62
FIGURE 19 : COEFFICIENTS BETA PRENANT EN COMPTE LES CONDITIONS DE RIGIDITE DES VOILES BETON	69
FIGURE 20 : EFFORTS RESISTANTS NORMAUX POUR UN VOILE NON ARME AVEC UN EXCENTREMENT TOTAL DE 6 CM EN FONCTION DE L'ELANCEMENT, UNE RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION DE 25 MPA ET POUR DIFFERENTES EPAISSEURS H_w	74
FIGURE 21 : VALEURS D'ELANCEMENT MECANIQUE LES PLUS COURANTES	75
FIGURE 22 : HAUTEURS MAXIMALES DE VOILES NON ARME AFIN DE RESPECTER L'ELANCEMENT MAXIMAL DE $\lambda = 86$	75
FIGURE 23 : EFFORTS NORMAUX RESISTANTS (MN) CORRESPONDANT AUX HAUTEURS MAX POUR ELANCEMENT DE 86	76
FIGURE 24 : REPRESENTATION DES EFFORTS RESISTANTS DE CISAILLEMENT DANS LE CAS DE VOILES NON ARMES POUR $F_{ck}=25$ MPA ET DIFFERENTS CAS DE CHARGES EN FONCTION DE LA SURFACE COMPRIMEE DE VOILE	77
FIGURE 25 : VALEURS DE V_{Rd} (RESISTANCE AU CISAILLEMENT EN KN) D'UN VOILE DE BETON DE 20 CM D'EPAISSEUR ET $F_{ck} = 25$ MPA EN FONCTION DE L'AIRE DE LA SECTION COMPRIMEE (DONC DE B ET E)	78
FIGURE 26 : ILLUSTRATION DU FONCTIONNEMENT EN BIELLE-TIRANT D'UN VOILE SOUMIS A UN EFFORT LATERAL DANS SON PLAN (28)	84
FIGURE 27 : REPRESENTATION GRAPHIQUE DE L'EFFORT MAXIMAL RESISTANT DE CISAILLEMENT D'UN MUR DE MAÇONNERIE NON CHAINE EN FONCTION DE LA LONGUEUR L DU MUR (EPAISSEUR MUR DE 20 CM D'EPAISSEUR ET RESISTANCE DE 4 MPA A LA COMPRESSION)	89
FIGURE 28 : REPRESENTATION GRAPHIQUE DE L'EFFORT MAXIMAL RESISTANT DE CISAILLEMENT D'UN MUR DE MAÇONNERIE CHAINE EN FONCTION DE LA LONGUEUR L DU MUR (EPAISSEUR MUR DE 20 CM ET RESISTANCE DE 4 MPA A LA COMPRESSION, CHAINAGES VERTICAUX 2 SECTIONS BETON 15x15)	90

FIGURE 29 : REPRESENTATION GRAPHIQUE DE L'EFFORT MAXIMAL DE CISAILLEMENT D'UN MUR DE MAÇONNERIE CHAÎNE DE HAUTEUR 3 M PRESENTANT LE CHAINAGE VERTICAL MINI DE 4 HA10 EN FONCTION DE LA LONGUEUR L DU MUR (EPAISSEUR MUR DE 20 CM ET RESISTANCE DE 4 MPA A LA COMPRESSION)	93
FIGURE 30 : AGRANDISSEMENT DE LA REPRESENTATION GRAPHIQUE DE L'EFFORT MAXIMAL DE CISAILLEMENT (MN) D'UN MUR DE MAÇONNERIE CHAÎNE DE HAUTEUR 3 M PRESENTANT LE CHAINAGE VERTICAL MINI DE 4 HA10 EN FONCTION DE LA LONGUEUR L DU MUR (EPAISSEUR MUR DE 20 CM ET RESISTANCE DE 4 MPA A LA COMPRESSION)	94
FIGURE 31 : SCHEMA DE PRINCIPE DE LA VERIFICATION DES CHAINAGES HORIZONTAUX EN TÊTE DE MURS DE MAÇONNERIE, TIRE DE L'ETUDE (21)	95
FIGURE 32 : FORCE SISMIQUE MAXIMUM SUPPORTEE PAR UN CHAINAGE HORIZONTAL MINIMUM DE 4 HA 10 EN TÊTE DE FAÇADE SANS REPEND INTERMEDIAIRE	96
FIGURE 33 : EXEMPLE DE RENFORT DE PLAN DE TOITURE DANS LE CAS DE CHARPENTE AVEC FERMES TRADITIONNELLES (TIREE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES PARASISMIQUES DE L'AFPS (20))	99
FIGURE 34: MODELISATION DU FONCTIONNEMENT DES DIAPHRAGMES BETON DANS LE MANUEL DE CALCUL SELON L'EUROCODE 8-1 PAR L'AFPS	100
FIGURE 36 : EXEMPLE DE DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES PREVUES POUR RENFORCER LE PLAN DES ENTRAITS (19)	101
FIGURE 35 : PRINCIPE DE CHARGEMENT SISMIQUE DU PLAN DES ENTRAITS DIAGONALISE.....	101
FIGURE 37 : EXTRAIT DES REGLES PARASISMIQUES POUR MAISONS INDIVIDUELLES DITES REGLES "PS-MI" CONCERNANT LA NECESSITE DE CONTREVENTEMENT DU PLAN DES ENTRAITS (31)	102
FIGURE 38 : EXEMPLE DE MODELISATION DU DIAPHRAGME DE TOITURE DANS LE PLAN DES ENTRAITS POUR VERIFICATION ANALYTIQUE.....	103
FIGURE 39 : METHODE DES NŒUDS DANS POUTRE AU VENT.....	105
FIGURE 40 : EFFORTS ULTIMES SELON LA LONGUEUR D'UNE PIECE DE BOIS C22 DE SECTION 20*8.....	108
FIGURE 41 : METHODE DES NŒUDS DANS POUTRE AU VENT AVEC PRISE EN COMPTE DU SOLIVAGE.....	109
FIGURE 42 : SCHEMA DE PRINCIPE ENTRAIT CONTINU SUR SOLIVES.....	109
FIGURE 43 : VARIANTE PRINCIPE DE DIAGONALISATION DU PLAN DES ENTRAITS	110
FIGURE 44 : PRINCIPE DE CONTREVENTEMENT DU PLAN DES ARBALETRIERS POUR STABILISATION DES PIGNONS DES CHARPENTES INDUSTRIELLES (20)	112
FIGURE 45 : RENFORT DU PLAN DES ENTRAITS PAR DES POUTRES AU VENT INDEPENDANTES ET PERIPHERIQUES AU BATIMENT SELON L'AFPS (20).....	113
FIGURE 46 : RENFORT DU PLAN DES ENTRAITS DES CHARPENTES INDUSTRIELLES PAR CLOUAGE DES RENFORTS PERIPHERIQUES SUR LES ENTRAITS SELON L'AFPS (20)	113
FIGURE 47 : RENFORT DIT EN "EQUERRE" DU PLAN DES ENTRAITS DES CHARPENTES INDUSTRIELLES SELON L'AFPS (20)....	114
FIGURE 48 : CAPTURE 3D R+0 REGULIER EN PLAN	146
FIGURE 49 : VUE EN PLAN R+0 REGULIER EN PLAN	146
FIGURE 50 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES, VERIFICATION DES CRITERES DE REGULARITE ET PERIODE OBTENUE PAR LA METHODE DES FORCES LATERALES SOUS TABLEUR EXCEL.....	153
FIGURE 51 : CAPTURE D'ECRAN REPRESENTATION 3D D'UN BATIMENT R+3 REGULIER EN PLAN ET ELEVATION SOUS ARCHE OSSATURE TM	170
FIGURE 52 : MODELISATION BROCHETTE DU R+3 REGULIER EN PLAN POUR CALCUL MODAL	170
FIGURE 53 : MATRICE DE RIGIDITE GENERALISEE SOUS MAXIMA TM	173
FIGURE 54 : ECRITURE MATRICIELLE DE LA RELATION K-λ.M SOUS MAXIMA TM	173
FIGURE 55 : PERIODE FONDAMENTALE ET EFFORTS TRANCHANTS A LA BASE DU BATIMENT R+3 REGULIER EN PLAN (ZONE 2, SOL DE CLASSE A ET CATEGORIE III)	180
FIGURE 56 : REPARTITION DES SOLLICITATIONS SISMIQUES LATERALES DANS LES CONTREVENTEMENTS (R+3)	182
FIGURE 57: CAPTURE D'ECRAN 3D D'UN BATIMENT IRREGULIER EN PLAN R+0.....	190
FIGURE 58 : VUE EN PLAN BATIMENT IRREGULIER EN PLAN R+0	190
FIGURE 59 : CALCUL DE LA MASSE TOTALE ET DE LA MASSE ACTIVE DANS LE CAS D'UN BATIMENT R+0 AVEC PLANCHER TERRASSE EN BETON ARME	192
FIGURE 60 : VERIFICATION DE LA CONDITION DE LA METHODE DES FORCES LATERALES SUR LA PERIODE FONDAMENTALE POUR LE PROJET ETUDIE AVEC VOILES BA ET PLANCHER TERRASSE BA	194

FIGURE 61 : FOURCHETTE DES VALEURS DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT POUR UN VOILE DE BETON AVEC SECTION COMPRISEE DE 0,09 M ² A 0,25 M ²	196
FIGURE 62 : EFFORT NORMAL RESISTANT N _{Rd12} POUR UN VOILE EN BETON NON ARME EN FONCTION DE SA LONGUEUR B _w ET POUR DIFFERENTES EPAISSEURS H _w	197
FIGURE 63 : MODELISATION 3D OSSATURE™ D'UN BATIMENT R+2 IRREGULIER EN ELEVATION.....	206
FIGURE 64 : VUE EN PLAN RDC BATIMENT R+2 IRREGULIER EN ELEVATION	206
FIGURE 65 : VUE EN PLAN NIVEAU 1 BATIMENT R+2 IRREGULIER EN ELEVATION	207
FIGURE 66 : EXEMPLE D'UN MODE "PARASITE" PROVOQUE PAR DES VOILES	209
FIGURE 67 : MODELE 3D SOUS ADVANCE DESIGN™	209
FIGURE 68 : MODE DE DEFORMATION N°1 BATIMENT R+2 IRREGULIER EN ELEVATION SELON Y-TRANSLATION DOMINANTE-FLEXION AVEC 92% DE MASSE EXCITEE	211
FIGURE 69 : MODE DEFORMATION N°2 (DEFORMATION SELON X) BATIMENT R+2 IRREGULIER EN ELEVATION-FLEXION+TORSION LEGERE AVEC 97% DE MASSE EXCITEE.....	211
FIGURE 70 (GAUCHE) : DEPLACEMENTS ENVELOPPE SUBIS PAR LA STRUCTURE SOUS COMBINAISONS SISMIQUES	212
FIGURE 71 (DROITE) : DEPLACEMENT HORIZONTAL MAXIMUM EN TETE DE BATIMENT (CM)	212
FIGURE 72 : TORSEUR EFFORT NORMAL PAR NIVEAU SOUS COMBINAISON ELS (G+Q) POUR DETERMINATION P _{TOT}	214
FIGURE 73 : EFFORTS TRANCHANTS DANS PLAN LOCAL XY DU DIAPHRAGME SUPERIEUR.....	215
FIGURE 74 : TORSEUR DE TRANCHANT D'UN VOILE DANS SON PLAN SOUS ADVANCE DESIGN™ POUR LE BATIMENT IRREGULIER EN ELEVATION R+2.....	216
FIGURE 75 : EXTRAIT DU RAPPORT DE L'INSPECTION GENERALE DE L'ENVIRONNEMENT ET DU CONSEIL GENERAL DES PONTS ET CHAUSSEES (38).....	222
FIGURE 76: PAGE DE GARDE D'UNE FICHE TECHNIQUE DE LA "BIBLIOTHEQUE INTERNE".....	229
FIGURE 77 : EXEMPLE DE PRESENTATION D'UNE INFORMATION TIREE DE DIVERSES SOURCES DE LA LITTERATURE PUIS TRAITEE POUR APPLICATION DIRECTE	230
FIGURE 78 : VALEURS DES DIFFERENTS COEFFICIENTS DE PONDERATION DE BASE PERMETTANT DE DETERMINER LES LONGUEURS D'ANCRAGE DROITS DE CALCULS ET LES LONGUEURS DE RECOUVREMENT	237

- **TABLEAUX :**

TABLEAU I: ENSEMBLE DES EUROCODES ET DENOMINATION NORMATIVE	15
TABLEAU II: EXEMPLES DE DECOUPAGE DES EUROCODES EN SOUS-PARTIES THEMATIQUES.....	16
TABLEAU III: ACCELERATION DE REFERENCE HORIZONTALE SUR SOL ROCHEUX SELON LA ZONE DE SISMICITE (5)	18
TABLEAU IV: COEFFICIENT DU AU SOL A PRENDRE EN COMPTE DANS LE CALCUL DES SOLLICITATIONS SISMIQUES (ARRETE DU 22 OCTOBRE 2010)	20
TABLEAU V : CLIENTELE DU BUREAU D'ETUDES STRUCTURES EXECUTION	31
TABLEAU VI: LES PRINCIPALES PHASES DU PROJET LORS D'UN MARCHE PUBLIC A PARTIR DU SITE WWW.MARCHE-PUBLIC.FR (18) ET EVOLUTION PRESUMEE DU ROLE DU BUREAU D'ETUDES LORS DE CES PHASES.....	32
TABLEAU VII : EVOLUTION DU CHIFFRE D'AFFAIRES DU BUREAU D'ETUDES SUR LES 3 DERNIERS EXERCICES	35
TABLEAU VIII : SECTORISATION DU CHIFFRE D'AFFAIRES.....	35
TABLEAU IX: EFFECTIF DU BUREAU D'ETUDES	36
TABLEAU X : VALEURS DE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT Q RECOMMANDES PAR NOS SOINS POUR LES PROJETS COURAMMENT ETUDIES.....	52
TABLEAU XI : SEUILS DES DIFFERENTES BRANCHES DU SPECTRE ELASTIQUE DE REPOSE HORIZONTALE TIREES DE L'ARRETE DU 22/10/2010	56
TABLEAU XII : VALEURS LIMITES DES PERIODES DES BATIMENTS POUVANT ETRE ETUDIES AVEC LA METHODE DES FORCES LATERALES	64

TABLEAU XIII : MODES D'UTILISATION DE LA METHODE DES FORCES LATERALES SELON LE PARAGRAPHE 4.2.3 DE L'EN 1998-1	64
TABLEAU XIV : COMPARAISONS DES DISPOSITIONS REGLEMENTAIRES DES REGLES PS92, EUROCODE 8-1 EN ZONES 3 A 5 ET EUROCODE 8-1 EN ZONE 2	67
TABLEAU XV : CARACTERISTIQUES MECANQUES A PRENDRE EN COMPTE POUR DES VOILES NON ARMES SI LES EFFETS DU 2 ND ORDRE NE SONT PAS PRIS EN COMPTE	70
TABLEAU XVI : CARACTERISTIQUES MECANQUES A PRENDRE EN COMPTE POUR DES VOILES NON ARMES SI LES EFFETS DU 2 ND ORDRE SONT PRIS EN COMPTE	70
TABLEAU XVII : PRISE EN COMPTE DES APPUIS DE LINTEAUX, POUTRES OU DALLES SUR MURS DE RIVE SELON LES RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES (26)	72
TABLEAU XVIII : VALEURS DE LA FORCE SISMIQUE MAXIMUM A APPLIQUER SUR CHAINAGE DE PLANCHER BETON COMPOSE DE 4 HA10 SELON 2 ELANCEMENTS COURANTS DE BATIMENT	97
TABLEAU XIX : VERIFICATION AU FLAMBEMENT D'UNE DIAGONALE DE CHARPENTE SELON L'EUROCODE 5 A L'AIDE D'UN TABLEUR INTERNE	106
TABLEAU XX : VALEURS DE TRACTION MAXIMALES POUR UN BOIS C22 SELON DIFFERENTES SECTIONS COURANTES	107
TABLEAU XXI : TABLEAU 5.1 TIRE DE L'EUROCODE 1 1-4 INDIQUANT LES DIFFERENTES ETAPES DE CALCULS A EFFECTUER SELON LES DIFFERENTS ELEMENTS ETUDIES DU PROJET	116
TABLEAU XXII : RESULTATS DETERMINES PAR TABLEUR CONÇU PAR Mr THONIER (SITE EGF-BTP)	118
TABLEAU XXIII : RESULTATS SUR PROJETS COURANTS PAR METHODES DES COEFFICIENTS DE PRESSION (TABLEUR INTERNE)	119
TABLEAU XXIV : EFFORTS TRANCHANTS EN TETE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT DUS AUX SOLlicitATIONS SISMIQUES	155
TABLEAU XXV : EFFORTS NORMAUX SUR VOILES DE CONTREVENTEMENT R+0 (TOITURE INACCESSIBLE) MN/ML	156
TABLEAU XXVI : V_{Rd} OBTENUS PAR LECTURE DES ABAQUES DU PARAGRAPHE 3.2.1 EN FONCTION DE LA SECTION COMPRIMEE DE VOILE A_{cc}	157
TABLEAU XXVII : TABLEUR DE VERIFICATION DES CONDITIONS DU VOILE BETON NON ARME	158
TABLEAU XXVIII : RESULTATS D'EXPLOITATION METHODE DES FORCES LATERALES (MFL) POUR PROJET TYPE R+0 REGULIER EN PLAN AVEC PLANCHER TERRASSE	162
TABLEAU XXIX : RESULTATS D'EXPLOITATION METHODE DES FORCES LATERALES (MFL) POUR PROJET TYPE R+0 REGULIER EN PLAN AVEC TOITURE 1 VERSANT ZINC	163
TABLEAU XXX : RESULTATS D'EXPLOITATION METHODE DES FORCES LATERALES (MFL) POUR PROJET TYPE R+0 REGULIER EN PLAN AVEC TOITURE 2 VERSANTS ARDOISES	164
TABLEAU XXXI : COMPARAISON ACCELERATION BATIMENT R+0 MAÇONNERIE ($Q = 2$) REGULIER EN PLAN DE CATEGORIE III ET IV (CAS DE PLANCHER TERRASSE BETON CAR PRESENTANT EN « ZONE 3 DCL » DES COMPLEMENTES DE DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES A PREVOIR)	165
TABLEAU XXXII : COMPARAISON DES EFFORTS DE VENTS ET DES EFFORTS SISMIQUES POUR LE BATIMENT TYPE R+0 REGULIER EN PLAN	167
TABLEAU XXXIII : EFFORTS TRANCHANTS A CHAQUE ETAGE POUR NOTRE EXEMPLE DE R+3 REGULIER EN PLAN SUR SOL DE CLASSE A	180
TABLEAU XXXIV : EFFORTS TRANCHANTS A CHAQUE ETAGE POUR NOTRE EXEMPLE DE R+3 REGULIER EN PLAN SUR SOL DE CLASSE E	181
TABLEAU XXXV : EFFORTS TRANCHANTS REPARTIS PAR NIVEAU ET PAR VOILE (kN) POUR UN BATIMENT R+3 VOILES BETON ET PLANCHER TERRASSE BETON	182
TABLEAU XXXVI : RESULTATS D'EXPLOITATION METHODE DES FORCES LATERALES (MFL) POUR PROJET TYPE R+3 REGULIER EN PLAN AVEC PLANCHER TERRASSE EN BETON ARME	184
TABLEAU XXXVII : RESULTATS D'EXPLOITATION METHODE DES FORCES LATERALES (MFL) POUR PROJET TYPE R+3 REGULIER EN PLAN AVEC TOITURE 1 VERSANT ZINC	185
TABLEAU XXXVIII : RESULTATS D'EXPLOITATION METHODE DES FORCES LATERALES (MFL) POUR PROJET TYPE R+3 REGULIER EN PLAN AVEC TOITURE 2 VERSANTS ARDOISES	186
TABLEAU XXXIX : COMPARATIF ENTRE EFFETS DU VENT ET EFFETS SISMIQUES POUR LE R+3 REGULIER EN PLAN (SOL DE CLASSE A) ET EN ELEVATION	188

TABLEAU XL : COMPARAISON DES EFFORTS SISMIQUES (kN) DANS CHAQUE VOILE DE BETON DU BATIMENT R+0 IRREGULIER EN PLAN ET DANS LES VOILES INCHANGES DU R+0 REGULIER EN PLAN ETUDIE DANS LA PARTIE CONCERNEE (6 VOILES SUPPRIMES)	195
TABLEAU XLI : RESULTATS D'EXPLOITATION METHODE DES FORCES LATERALES (MFL) POUR PROJET TYPE R+0 IRREGULIER EN PLAN AVEC PLANCHER TERRASSE EN BETON ARME	198
TABLEAU XLII : RESULTATS D'EXPLOITATION METHODE DES FORCES LATERALES (MFL) POUR PROJET TYPE R+0 IRREGULIER EN PLAN AVEC TOITURE 1 VERSANT ZINC.....	199
TABLEAU XLIII : RESULTATS D'EXPLOITATION METHODE DES FORCES LATERALES (MFL) POUR PROJET TYPE R+0 IRREGULIER EN PLAN AVEC TOITURE 2 VERSANTS ARDOISES	200
TABLEAU XLIV : COMPARAISON ACCELERATION BATIMENT R+0 IRREGULIER EN PLAN DE CATEGORIE III ET IV	201
TABLEAU XLV : EVOLUTIONS EN POURCENTAGE DES RESULTATS DU BATIMENT R+0 REGULIER A IRREGULIER EN PLAN	203
TABLEAU XLVI : SELECTION DE RESULTATS MODAUX DONNES PAR LE LOGICIEL ADVANCE DESIGN™ AFIN DE SOULIGNER LES RESPECTS DES CRITERES DE L'EUROCODE 8-1	210
TABLEAU XLVII : DEPLACEMENTS RELATIFS ENTRE ETAGES	213
TABLEAU XLVIII : VERIFICATION DE LA NECESSITE D'ETUDIER L'EFFET P-Δ DANS ETUDE BATIMENT R+2 IRREGULIER EN ELEVATION.....	214
TABLEAU XLIX: CLASSEMENT DES ACTIVITES DE L'ENTREPRISE ET DES REGLEMENTATIONS CORRESPONDANTES.....	226

Mise en application des Eurocodes 8 en zone de faible sismicité :
Conséquences techniques et économiques par l'étude de cas concrets et impact organisationnel dans un bureau d'études de structures béton de taille moyenne. Mémoire d'Ingénieur C.N.A.M., Paris 2013.

RESUME

L'arrêté du 22/10/2010 a étendu le zonage sismique de la France à 60% du territoire. L'ensemble des Eurocodes est donc applicable. En Bretagne, située en zone 2 de faible sismicité, l'étude de cas concrets contreventés par des murs de maçonnerie ou des voiles en béton montre que les dispositions constructives suffisent pour des bâtiments réguliers en plan (R+0 et R+3) mais leur emploi n'est pas facilement généralisable pour les bâtiments irréguliers en plan lourds et de grandes dimensions ainsi que pour les bâtiments irréguliers en élévation.

La mise en place du nouveau zonage sismique et des Eurocodes nécessite des moyens et des compétences supplémentaires dans les bureaux d'études même en zone de faible sismicité où il est possible d'utiliser la classe de ductilité limitée. Ce changement est d'autant plus important dans des bureaux d'études de petite ou moyenne taille qui présentent en majorité les avantages et inconvénients de fonctionnement d'une Très Petite Entreprise.

ABSTRACT

The Arrêté of October 22nd 2010 has extended the seismic area in France to 60% of the territory. All Eurocodes are now relevant. In Brittany, located in zone 2 of low seismicity, the study of several real cases, reinforced by lateral load resisting system with masonry or concrete shear walls, shows that the minimal constructive provisions are sufficient for regular in plan buildings (R+0 and R+3) but this conclusion is hardly generalizable for irregular in plan, heavy and quite low buildings and for irregular in elevation buildings.

This new seismic area and the Eurocodes require more skills and means from the Engineering offices even if located in a low seismic area where the low ductility class is allowed. This change is even more important in small or middle sized Engineering offices because they mainly present the advantages and disadvantages of Très Petite Entreprises (Very Small Business) like working system.