



HAL
open science

Analyse et renforcement d'un bâtiment existant soumis à une extension et aux nouvelles normes sismiques

Mariana Abou Abdo

► **To cite this version:**

Mariana Abou Abdo. Analyse et renforcement d'un bâtiment existant soumis à une extension et aux nouvelles normes sismiques. Réhabilitation. 2015. dumas-01543385

HAL Id: dumas-01543385

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01543385>

Submitted on 20 Jun 2017

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.



Institut des Sciences
Appliquées et Économiques

CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET MÉTIERS PARIS

MÉMOIRE

Présenté en vue d'obtenir
Le DIPLOME d'INGENIEUR CNAM

SPÉCIALITÉ : CONSTRUCTION ET AMÉNAGEMENT
Option : Calcul de structure

Par
Mariana Abou Abdo

**Analyse et renforcement d'un bâtiment existant soumis à une extension et
aux nouvelles normes sismiques**

Soutenu le 28/11/2015

Jury

Président : Prof Francis GUILLEMARD

Professeur Titulaire de la Chaire BTP

Membres : Dr. Walid LARBI, Maître de conférence

Dr. Elias El HACHEM, Directeur du Cnam, Liban

Dr. Marwan El RASSY, Chef de département génie civil, Cnam, Liban

Dr. Rawad ASSAF, Enseignant et tuteur

REMERCIEMENTS

En couronnant les années d'études au sein du Cnam et en déclenchant le début de ma vie professionnelle comme ingénieur diplômé ; enfin ce mémoire est terminé...

Dr. **Rawad ASSAF**, je vous remercie de m'avoir consacré votre temps, durant une longue année, pour votre encouragement et vos conseils qui ont été très utiles et judicieux pour la réalisation du mémoire.

Je tiens à remercier ma faculté et ma direction représentée par Dr. **Elias EI HACHEM**.

A cela s'ajoute le remerciement du chef de département civil, Dr. **Marwan EI RASSY**, sans jamais oublié de remercier Professeur **Francis GUILLEMARD** pour tous ses efforts concernant le Cnam, spécialement au Liban. En outre, des remerciements exceptionnels s'adressent à tous les professeurs qui ont contribué à ma formation d'ingénieurs.

A **ma famille et mes amis** qui m'ont soutenu durant toute la période d'études et qui m'ont toujours supporté avec leur encouragement et leur aide, un grand merci.

Symboles

a_g	Accélération de calcul au niveau d'un sol de classe
a_{vg}	Accélération de calcul du sol suivant la direction verticale
S	Paramètre du sol
T	Période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté
T_1	Période fondamentale de vibration d'un bâtiment
η	Coefficient de correction d'amortissement
ξ	Pourcentage d'amortissement visqueux
$\psi_{2,i}$	Coefficient de combinaison pour la valeur quasi-permanente d'une action variable
$\psi_{E,i}$	Coefficient de combinaison pour une action variable i , à utiliser pour calculer les effets de l'action sismique de calcul
H	Hauteur du bâtiment depuis les fondations ou depuis la face supérieure d'un soubassement rigide
$\sum M_{Rb}$	Somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées à un nœud dans la direction considérée
$\sum M_{RC}$	Somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux connectés à un nœud dans la direction considérée
N	Effort normal issu de l'analyse pour la situation sismique de calcul
V_{Ed}	Effort tranchant de calcul dans un mur
F_{cd}	Valeur de calcul de la résistance du béton à la compression
F_c	Résistance du béton à la compression
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance du béton à la traction
f_{yd}	Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier
α_1	Coefficient multiplicateur de l'action sismique horizontale de calcul, à la formation de la première rotule plastique dans le système
α_u	Coefficient multiplicateur de l'action sismique horizontale de calcul, à la formation du mécanisme plastique global
γ_c	Coefficient partiel pour le béton
γ_s	Coefficient partiel pour l'acier
d	Hauteur utile de la section
t_f	Épaisseur d'une feuille de polymère renforcé de fibres
w_f	Largeur des bandes/feuilles de polymère renforcé de fibres
F_w	Force due au vent

Glossaire

Structure

Assemblage de pièces conçu pour supporter des charges et assurer un degré suffisant de rigidité

États limites ultimes

États associés à un effondrement ou à d'autres formes similaires de défaillance structurale

États limites de service

États correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites.

Résistance (solicitation résistante)

Capacité d'un élément ou d'un composant, ou d'une section transversale d'un élément ou composant structural, à résister à des actions sans défaillance mécanique, par exemple résistance à la flexion, résistance au flambement, résistance à la traction

Éléments structuraux

Les éléments structuraux comprennent l'ensemble de l'ossature et les structures d'appui. Dans le cas des ponts, les éléments structuraux comprennent les poutres principales, les dalles et les éléments assurant la stabilité tels que les haubans

Éléments non structuraux

Les éléments non structuraux incluent les éléments de finition et les éléments de décoration assemblés à la structure, y compris les revêtements de chaussée et les garde-corps non structuraux. Ils incluent également les équipements et réseaux fixés de manière permanente à ou dans la structure

Coefficient de comportement

Coefficient utilisé pour les besoins du dimensionnement, qui réduit les forces obtenues par une analyse linéaire afin de tenir compte de la réponse non linéaire d'une structure. Ce coefficient est lié au matériau, au système structural et aux méthodes de dimensionnement.

Éléments sismiques primaires

Éléments considérés comme faisant partie du système structural résistant aux actions sismiques, modélisés dans l'analyse pour la situation sismique de calcul et entièrement conçus et étudiés en détail pour assurer la résistance aux séismes conformément aux règles de l'EN 1998.

Éléments sismiques secondaires

Éléments qui ne sont pas considérés comme faisant partie du système résistant aux actions sismiques et dont la résistance et la rigidité vis-à-vis des actions sismiques est négligée ; leur conformité à toutes les règles de l'EN 1998 n'est pas exigée, mais ils sont conçus et étudiés en détail pour leur permettre de porter les charges gravitaires lorsqu'ils sont soumis aux déplacements causés par la situation sismique de calcul.

Vinyle d'esters

On peut la considérer comme une variante des polyesters produite à base d'acides acryliques.

Tous les symboles et le contenu du glossaire sont tirés des Euro Codes.

Table des matières

REMERCIEMENTS.....	1
Symboles.....	2
Glossaire.....	3
Introduction.....	10
Chapitre I : Sols et fondations.....	11
A. Méthode de renforcement du sol.....	13
B. Application.....	14
Chapitre II : Guide à la conception parasismique.....	15
A. Critère de choix du système porteur.....	15
B. Critères de conformité.....	16
1. Etat limite ultime.....	16
2. Etat de limitation de dommage.....	16
3. Conception et dimensionnement.....	17
C. Catégorie d'usage.....	17
D. Actions sismiques.....	18
1. Zones sismiques.....	18
2. Spectre de réponse élastique horizontal.....	18
3. Spectre de réponse élastique vertical.....	20
4. Déplacement de calcul au sol.....	20
5. Coefficient de comportement.....	20
6. Spectre de calcul pour l'analyse élastique.....	22
7. Effort tranchant à la base.....	23
E. Quelques principes pour la conception.....	23
F. Eléments sismiques secondaires.....	25
G. Critère de régularité de la structure.....	25
1. Régularité en plan.....	25
2. Régularité en élévation.....	26
H. Méthode d'analyse.....	27
I. Analyse par les forces latérales.....	28
J. Analyse modale.....	28
K. Condition de joint sismique.....	29

L.	Limitation des dommages	29
M.	Evaluation des bâtiments.....	30
N.	Exigences fondamentales	31
O.	Données fondamentales.....	31
P.	Définition du niveau de connaissance.....	32
Q.	Intervention sur la structure.....	35
R.	Conception de l'intervention sur la structure	35
S.	Méthode d'évaluation de la vulnérabilité d'une structure.....	36
T.	Comment les constructions dissipent de l'énergie ?	37
U.	Mécanisme de rupture	38
V.	Les déformations	39
W.	Rotation de corde	40
Chapitre III : Techniques de reconnaissances des matériaux		41
A.	Caractéristiques des bétons	43
B.	Caractéristiques des armatures	45
C.	Mesure de carbonatations.....	46
D.	Repérage de structures existantes.....	46
E.	Sondage du sol	46
F.	Application.....	47
Chapitre IV : Types de contreventement		48
A.	Règles particulières pour les bâtiments en béton	48
B.	Portique	50
1.	Comportement d'un portique.....	50
2.	Guide sur la conception des portiques.....	50
3.	Longueurs et formes des poteaux	51
4.	Avantages et inconvénients des portiques	51
C.	Murs de contreventement.....	52
1.	Définition.....	52
2.	Avantages et inconvénients des murs	54

3.	Addition de nouveaux voiles en béton	55
4.	Fondations des nouveaux voiles de contreventement.....	58
D.	Addition d'un système d'entretoise.....	58
1.	Disposition et conception d'un système d'entretoise	59
2.	Avantages et inconvénients	60
3.	Système excentriques et concentriques	60
4.	Contreventement par croix de St André	62
5.	Système extérieur	62
6.	Système intérieur	63
7.	Connexions entretoise – portique	64
8.	Méthodes d'exécutions	65
9.	Test expérimental	65
10.	Conclusion du test	66
11.	Méthode de calcul.....	67
E.	Isolation parasismique.....	68
1.	Principe d'isolation parasismique.....	68
2.	Avantages et inconvénients	70
Chapitre V : Types de renforcement des structures		71
A.	Critères de choix d'une solution de renforcement	72
B.	Chemisage en béton armé	72
1.	Préparation du support béton et des armatures	73
2.	Diamètres et espacements des trous	74
3.	Mise en place des produits de scellement.....	74
4.	Mise en place du béton	74
5.	Essais et contrôles.....	76
6.	Avantages et inconvénients du chemisage en béton armé.....	76
7.	Détails, technologies et aspects de construction.....	77
8.	Résistance, raideur et capacité de déformation	79
C.	Chemisage par matériaux composites	81
1.	Fonctionnement d'une structure renforcée par des matériaux composites collés ..	82
2.	Utilisation des PRF	83
3.	Technique de mise en œuvre des matériaux composites.....	84
4.	Essais et contrôles.....	85
5.	Avantages et inconvénients du chemisage en matériaux composites.....	86
6.	Caractéristiques des fibres	87

7.	Caractéristiques des polymères	89
8.	Renforcement par PRF vis-à-vis de l'effort tranchant.....	90
9.	Confinement par PRF	90
10.	Renforcement à la flexion des poteaux par PRF collés	91
11.	Echec par séparation des PRF	92
12.	Résistance à l'effort tranchant	92
D.	Chemisage en acier.....	93
1.	Test expérimental	94
2.	Conclusions du test.....	95
3.	Avantages et inconvénients du chemisage en acier	96
4.	Résistance à l'effort tranchant	97
E.	Technique de réparation et de renforcement des joints poteau-poutre.....	97
1.	Chemisage en béton.....	98
2.	Chemisage en acier.....	99
3.	Chemisage en polymères renforcés de fibre.....	100
Chapitre VI : Etude de cas		102
A.	Sondages.....	103
B.	Rapport de sol.....	104
C.	Catégories d'usage	105
D.	Différents types de charges	105
1.	Actions permanentes (G)	105
2.	Charges d'exploitation (Q)	105
3.	Charges accidentelles (A).....	106
E.	Choix du coefficient de comportement	107
F.	Catégories d'importance	107
G.	Spectre.....	108
H.	Combinaisons.....	109
I.	Matériaux utilisés	109
1.	Le béton	109
2.	Les armatures.....	110
3.	Les sections aciers	111
J.	Descente de charges	111

K.	Contreventement	112
L.	Résultats	113
1.	Masse modale	113
2.	Déplacement relatif.....	117
3.	Calcul de l'effort tranchant à la base du séisme	117
4.	Résultats de pré dimensionnements.....	118
	Conclusion	124
	Annexe 1 - Renforcement d'une semelle.....	125
A.	Renforcement d'une semelle	126
B.	Vérification au poinçonnement	128
	Annexe 2 - Calcul des poteaux	129
A.	Dimensionnement d'un nouveau poteau	130
B.	Renforcement d'un poteau par chemisage en acier.....	132
	Annexe 3 - Calcul des poutres	134
A.	Dimensionnement d'une poutre	134
B.	Renforcement d'une poutre par TRF	137
	Annexe 4 - Dimensionnement d'une entretoise.....	139
	Annexe 5 - Dimensionnement des boulons	141
	Annexe 6 - Calcul d'un voile de contreventement.....	142
	Annexe 7 - Calcul de l'action du vent	144
	Liste des figures	158
	Liste de tableaux	161
	Résumé.....	162
	Summary.....	162
	Références.....	163

Introduction

Dans le passé, la plupart des bâtiments était construit pour supporter les charges de gravité, et des charges latérales inférieures à celles utilisées aujourd'hui. Un mauvais recouvrement des armatures longitudinales ou un mauvais confinement dans des zones d'apparition des rotules plastiques peut être catastrophique, donc, les structures ayant une déficience similaire doivent être réhabilitées. De là, les renforcements et contreventements sont nécessaires, et même dans certains cas, ils sont primordiales.

Ces renforcements sont achevés en améliorant la résistance, la raideur et la ductilité des structures. Des recherches importantes sont réalisées pour développer le domaine de contreventement et de renforcement.

Tant de solutions de réhabilitation sont valables, mais le but est de choisir la meilleure solution convenable à chaque projet. On commence donc en évaluant l'existant dans notre structure. L'évaluation de la performance sismique est conduite par quatre différentes procédures : calcul linéaire statique, calcul linéaire dynamique, calcul non linéaire statique ou calcul non linéaire dynamique. Après la fin de l'analyse, on choisira la meilleure solution et la meilleure technique. Notons que les méthodes de calculs non linéaires ne sont pas traités dans cette thèse.

Or, la réhabilitation s'effectue au niveau des éléments et au niveau du système. Ainsi, les éléments (poutres, poteaux, semelles...) sont renforcés par exemple par des chemises, par démolition et reconstruction... Et le système est modifié par ajout de nouveaux voiles de contreventement, des entretoises...

Dans ce qui suit, nous présenterons un exemple sur un petit bâtiment existant, situé dans une zone à forte sismicité et soumis à de nouvelles charges.

Chapitre I : Sols et fondations

La nature du sol est un élément principal dans la conception parasismique. Chaque projet de construction ou de réhabilitation démarre par des études géologiques et par des investigations du sol.

D'après l'Euro Code 8, citons, dans le Tableau 1, quelques classes de sol et leurs caractéristiques :

Tableau 1 : Classe de sol (selon l'EN 1998-1 :2005 - {3.1.2} – Tableau 3.1)

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30cm)	C_u (KPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant d'une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	-	-
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360-800	>50	>250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180-360	15-50	70-250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	<180	<15	<70
E	Profil de sol comprenant une couche			

	superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé (PI > 40) et une teneur en eau importante.	<100 (valeur indicative)	-	10-20
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S1.			

Avec, N_{spt} qui est le nombre de coups par essai de pénétration normalisée, C_u représente la résistance au cisaillement du sol non drainé. Et enfin, $V_{s,30}$ est la vitesse moyenne des ondes de cisaillement.

Or ;

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum h_i/v_l}$$

Avec h_i représente l'épaisseur en m de l' $i^{\text{ème}}$ couche et v_l est la célérité des ondes mesurée en m/s.

Un séisme impose des effets directs (action du sol...) et des effets induits (chutes de pierres, glissement du terrain, tsunami...). Ainsi, il est préférable de ne pas construire sur un milieu où il y a :

- Apparition d'une faille en surface.
- un sol meuble.
- des bords de falaise (une distance de 20 m minimum est recommandée).
- des terrains en pente.
- les pieds des falaises.

- des terrains saturés d'eau (l'eau sépare les grains de sable qui perdent leur capacité portante, ce qui est appelé la liquéfaction. Donc il faut soit traiter le sol, si possible, soit avoir recours aux fondations profondes).
- des zones de cavité (il faut réaliser des études géologiques profondes pour identifier les cavités et leurs places spécialement pour les sols de gypse ou de Karst).

Le sol doit être traité avant le début des travaux. Dans ce qui suit nous allons citer quelques méthodes de traitement pour rendre notre sol prêt à recevoir les charges :

A. Méthode de renforcement du sol

Pour le sol liquéfiable :

- Consolidation statique : injection (mise en place du tube d'injection + compactage horizontal statique en introduisant sous pression un mortier visqueux à base de ciment + compactage par colonnes alternées).
- Consolidation dynamique (chute libre des pilons de dizaines de tonnes).
- Compactage par vibroflottation applicable pour les sols granulaire, non cohérents (création des cavités + remplissage de sable ou gravier).
- Colonnes ballastées (mise en place de colonnes de graviers).
- Pré-chargement.

Pour le sol susceptible de se tasser :

- Substitution en surface (profondeur à traiter inférieure à 3 ou 4 m).
- Toutes les méthodes déjà citées pour le sol liquéfiable.

Pour le sol rocheux fracturé :

- Remplissage (injection des cavités) par du gros béton puis coller au coulis du ciment. Le traitement est valide pour les cavités vides de tous matériaux argileux, sinon, on chasse les matériaux indésirables.
- Injection des failles et fractures (failles verticales)
- Clouage (failles horizontales)

Les fondations sont toujours soumises à des charges de pesanteur, charges du vent, poussées des terres, poussées hydrostatiques. En plus, dans une zone sismique, ces éléments sont soumis à des efforts horizontaux, verticaux, des moments de renversement, et à des efforts provenant des tassements différentiels et des déplacements du sol.

Les éléments de fondation doivent être solidarités, donc une liaison (réseau bidimensionnel de longrines, plancher du vide sanitaire) dite parasismique est indispensable sauf dans le cas des fondations encastrées dans un sol rocheux.

B. Application

D'après l'Euro Code - part 3 {5.4.1.2} - Liaison horizontales entre fondation :

« (2) Dans le cas des bâtiments, l'exigence spécifiée en (1)P de ce sous-paragraphe est jugée satisfaite si les fondations sont disposées dans le même plan horizontal et si des longrines ou un dallage adéquats sont prévus en tête des semelles ou des pieux. Ces mesures ne sont pas nécessaires dans les cas suivants : a) pour les sols de classe A, et b) pour les sols de classe B en cas de faible sismicité. »

Dans l'étude de cas qu'on va présenter, il n'est pas nécessaire d'avoir un réseau de longrines pour joindre les fondations puisque le sol est en classe A et malgré cela il existe des longrines qui réunies les fondations dans les deux sens.

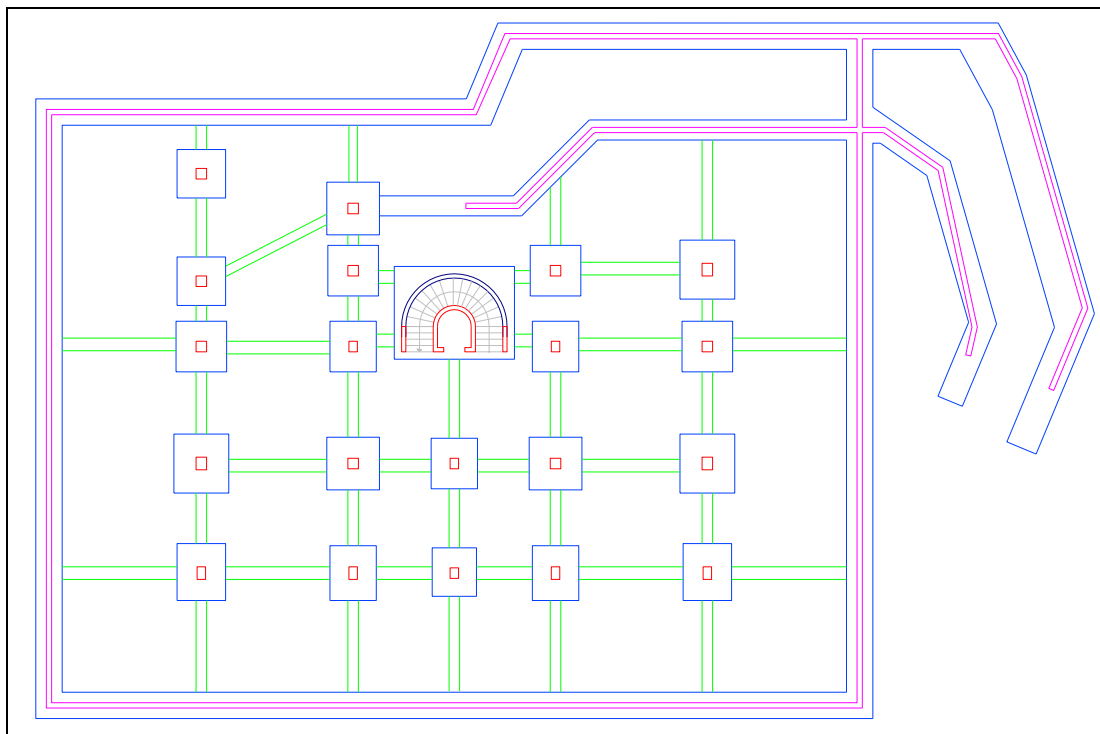


Figure 1 : Plan de fondation

Chapitre II : Guide à la conception parasismique

L'architecture est déterminée dans l'avant-projet, donc la forme et le type de contreventement doivent être clairs dès le début. Pour cela, il est préférable qu'une stratégie de conception parasismique soit adoptée dès les premiers pas de la conception d'un projet.

Pour avoir un bâtiment parasismique, il faut réaliser la démarche suivante :

1. Conception architecturale parasismique.
2. Application des règles parasismiques (dispositions constructives parasismiques, dimensionnement, et calcul).
3. Bonne exécution.

Pour une construction en zone sismique, il faut étudier les sollicitations dans deux aspects : statique et dynamique. Normalement, la force de la pesanteur est dirigée verticalement de haut en bas, mais au cours d'un séisme, des charges verticales ascendantes apparaissent en plus des charges horizontales. Donc, le contreventement est nécessaire, pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Il est essentiel de s'éloigner du risque de faire rentrer le bâtiment en résonance donc on veut contrôler sa période propre car si deux éléments en contact possèdent des fréquences très semblables, l'amplitude du mouvement induit augmente et la structure se fragilise. Notons que la fréquence du sol augmente avec sa rigidité.

Pour augmenter la période propre on peut : soit réduire la rigidité (structure en portique flexible, augmentation de la hauteur, augmentation du rapport hauteur/largeur appelé élancement géométrique du bâtiment), soit appliqué une isolation parasismique (l'idée est d'isoler la structure du sol durant le séisme ce qui est réalisable en disposant des amortisseurs entre la superstructure et les fondations, ainsi ces derniers se déplacent tandis que la structure reste presque fixe).

Pour diminuer la période propre on peut soit augmenter le nombre et les dimensions des éléments structuraux, soit utiliser des voiles en béton, soit réduire l'élancement géométrique ou la hauteur ou même augmenter la surface de la base de la construction.

A. Critère de choix du système porteur

Dans les zones sismiques, le système de contreventement doit être choisi et étudié attentivement. Dans ce qui suit nous allons citer des critères qui jouent un rôle dans le choix du système :

1. Compatibilité avec le plan architectural : beaucoup de formes artistiques peuvent être créées et construites, mais le problème consiste dans le manque de compatibilité avec les règles de contreventement comme la régularité en plan et en élévation.
2. Adéquation avec le sol : on réalise un système rigide sur un sol mou et un système flexible sur un sol ferme ou rocheux.
3. Hauteur du bâtiment.
4. Dissipative ou non : si la structure peut réduire les amplitudes d'oscillations et l'intensité des charges sismiques, on dit qu'elle est dissipative.
5. Adoption aux conditions d'appui : les tassements différentiels provoquent des effondrements totaux qu'il faut les limiter.

B. Critères de conformité

1. Etat limite ultime

Il faut vérifier que la structure possède une résistance suffisante et une capacité de dissipation d'énergie bien spécifiée. La balance entre les deux est caractérisée par le facteur de comportement q et la classe de ductilité. Or, pour les nouvelles structures en béton armé, faiblement dissipatives, on a $q < 1.5$ et pour les structures dissipatives, on a $q > 1.5$ et tout en prenant en compte les dissipations hystériques qui se réalisent dans les zones critiques vu que dans ces zones, il y aura apparition des contraintes les plus élevées et la destruction de ces lieux entraînent l'effondrement de la structure.

La structure doit résister au renversement et au glissement sans oublier les effets du second ordre.

2. Etat de limitation de dommage

Un degré adéquat de fiabilité contre les dommages inacceptables doit être assuré et nécessairement, il faut respecter les limites de déformation. De plus, dans le cas des bâtiments d'importance vitale pour la protection civile, il est indispensable que ces derniers aient une rigidité et une résistance sécuritaire.

3. Conception et dimensionnement

Il est préférable que le bâtiment ait une forme régulière en plan et en élévation. On a recours à un dimensionnement en capacité pour assurer un comportement dissipatif / ductile donc pour assurer un mécanisme plastique et éviter les ruptures fragiles.

Puisque la résistance sismique dépend largement des zones critiques où les rotules plastiques apparaissent, la conception prendra en compte que les éléments puissent transmettre les efforts et dissiper de l'énergie. En plus, les fondations doivent avoir une raideur convenable pour pouvoir transmettre au sol les actions provenant de la superstructure.

Notons que la rotule plastique est une valeur fictive créée pour simplifier l'étude d'un élément en cours de plastification.

C. Catégorie d'usage

Les bâtiments sont classés, dans le Tableau 2, en des catégories différentes selon le mode de leur usage :

Tableau 2 : Classes des bâtiments (selon l'EN 1998-1 :2004 - {4.2.4} – Tableau 4.3)

Catégorie d'importance	Bâtiments
I	Bâtiment d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple : bâtiment agricoles, etc.
II	Bâtiment courants n'appartenant pas aux autres catégories
III	Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effort, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles, etc.
IV	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple : hôpitaux casernes de pompiers, centrales électriques, etc.

D. Actions sismiques

1. Zones sismiques

Les territoires doivent être divisés selon le niveau de danger du séisme. Ce dernier est pris en compte par un seul paramètre a_{gr} qui est l'accélération de référence au niveau du sol.

L'accélération de calcul :

$$a_g = \gamma_I a_{gr}$$

Pour une zone de faible sismicité, on prend $a_g < 0.78 \text{ m/s}^2$

Dans les Euro Codes, le mouvement sismique d'un point du sol est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération.

L'action sismique est multipliée par un facteur d'importance γ_I égale à 0.8 pour la classe I, 1.0 pour la classe II, 1.2 pour la classe III, et à 1.4 pour la classe IV

2. Spectre de réponse élastique horizontal

Le spectre de réponse élastique horizontal est dessiné d'après les formules suivantes figurantes dans l'EN 1998-1 :2005 - {3.2.2.2} :

$$\begin{array}{ll} 0 \leq T \leq T_B & S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C & S_e(T) = 2.5 a_g S \eta \\ T_C \leq T \leq T_D & S_e(T) = 2.5 a_g S \eta \frac{T_C}{T} \\ T_D \leq T \leq 4s & S_e(T) = 2.5 a_g S \eta \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \end{array}$$

Soit S_e un spectre de réponse élastique calculé par une période de vibration T d'un système linéaire avec T_b , T_c qui sont les limites des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constant. En plus, T_d est la valeur définissant le début du déplacement spectral constant. Les valeurs du paramètre du sol S apparaissent dans le Tableau 3 et le Tableau 4 qui suivent.

Enfin, η est le coefficient de correction avec : $\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \geq 0.55$

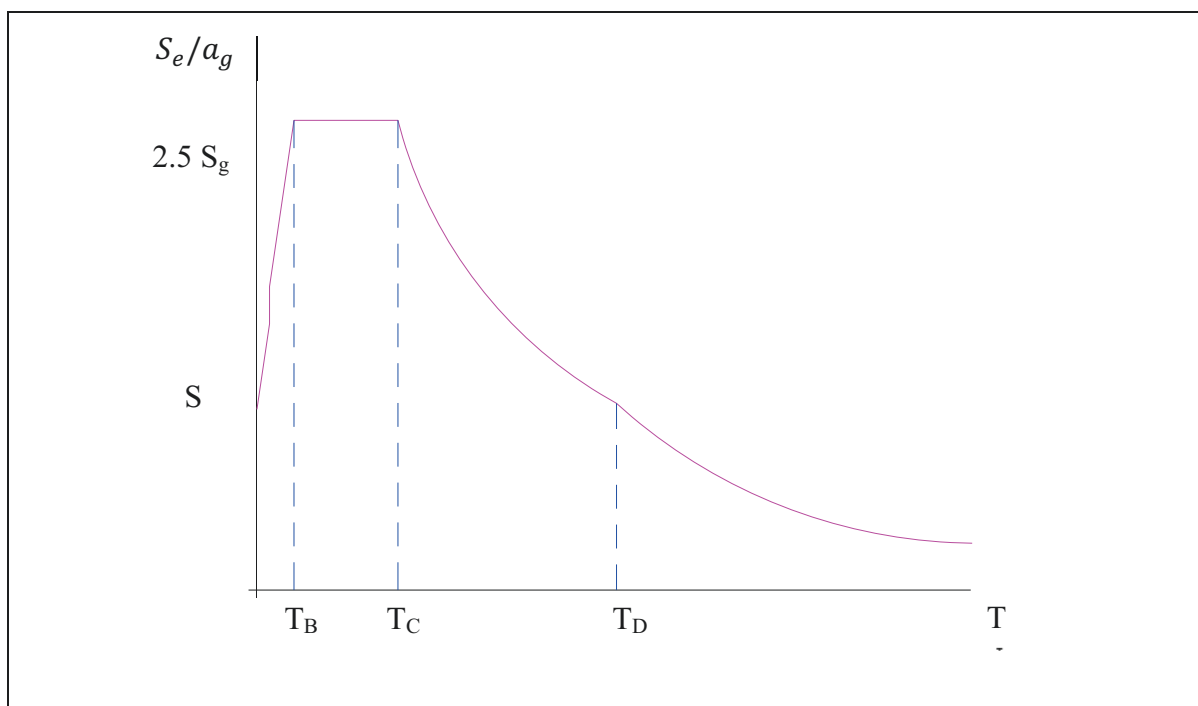


Figure 2 : Forme du spectre de réponse élastique (selon l'EN 1998-1 :2004 - {3.2.2.2} - Figure3.1)

Tableau 3 : Type 1 (selon l'EN 1998-1 :2004 - {3.2.2.2} – Tableau 3.2)

Classe de sol	S	T _B	T _C	T _D
A	1.00	0.15	0.40	2.00
B	1.20	0.15	0.50	2.00
C	1.15	0.20	0.50	2.00
D	1.35	0.20	0.80	2.00
E	1.40	0.15	0.50	2.00

Tableau 4 : Type 2 (selon l'EN 1998-1 :2004 - {3.2.2.2} – Tableau 3.3)

Classe de sol	S	T _B	T _C	T _D
A	1.00	0.05	0.25	1.20
B	1.35	0.05	0.25	1.20
C	1.50	0.10	0.25	1.20
D	1.80	0.10	0.30	1.20
E	1.60	0.05	0.25	1.20

La magnitude est une valeur calculée à partir de l'amplitude des ondes sismiques. Elle est fonction de l'énergie libérée par le séisme.

Si la magnitude $M_s \leq 5.5$, il est recommandé d'utiliser le spectre de type 2

3. Spectre de réponse élastique vertical

Le spectre de réponse élastique vertical est dessiné d'après les formules suivantes figurantes dans l'EN 1998-1 :2005 - {3.2.2.3} :

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_{Ve}(T) = a_{vg} \left[1 + \frac{T}{T_B} (3.0\eta - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_{Ve}(T) = 3.0a_{vg}\eta \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_{Ve}(T) = 3.0a_{vg}\eta \frac{T_C}{T} \\
 T_D \leq T \leq 4s & \quad S_{Ve}(T) = 3.0a_{vg}\eta \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}
 \end{aligned}$$

Les symboles utilisés sont déjà définis dans le paragraphe précédent, avec a_{vg} représente l'accélération de calcul vertical.

Tableau 5 : Paramètre décrivant les spectres (selon l'EN 1998-1 :2004 - {3.2.2.2} – Tableau 3.4)

Spectre	a_{vg}/a_g	T_B	T_C	T_D
Type 1	0.90	0.05	0.15	1.00
Type 2	0.45	0.05	0.15	1.00

4. Déplacement de calcul au sol

Sauf indication contraire, le déplacement de calcul au sol est le suivant :

$$D_g = 0.025a_g S T_C T_D$$

5. Coefficient de comportement

Pour prendre en compte la réponse non linéaire d'une structure, on a créé un coefficient de comportement q qui réduit les forces obtenues par une analyse linéaire. Ce coefficient dépend des matériaux et leurs natures, du type de la structure, de la méthode de dimensionnement, de la capacité de déformation des éléments...

Dans l'EC8, trois classes de ductilité sont nommées : Limité (DCL, $q = 1.5$), moyenne (DCM, $2 < q < 4$), haute (DCH, $4 < q < 6.5$).

Les classes de ductilité moyenne et haute permettent la dissipation d'énergie sans apparition de ruptures fragiles. Plus la classe de ductilité augmente, plus q augmente.

Pour DCM et DCH, et pour les composantes horizontales :

$$q = q_0 K_W \geq 1.5$$

Avec :

- K_W un coefficient qui correspond au mode de rupture égale à 1 si c'est une ossature, et $\left(\frac{1+\alpha_0}{3}\right)$ avec $0.5 < K_W < 1.0$ pour les systèmes murs et noyau.
- α_0 est la somme de la hauteur du mur i divisée par la somme de la longueur du même mur.
- q_0 une valeur de base dont les valeurs apparaîtront dans le Tableau 6 suivant :

Tableau 6 : Valeurs de base (selon l'EN 1998-1 :2004 - {5.2.2.2} – Tableau 5.1)

Type de structure	q_0 des bâtiments réguliers	
	DCM	DCH
Système à ossature, système à contreventement mixte, système de murs couplé	$3\alpha_u/\alpha_1$	$4.5\alpha_u/\alpha_1$
Système de murs non couplés	3.0	$4.0\alpha_u/\alpha_1$
Système à noyau	2.0	3.0
Système en pendule inversé	1.5	2.0

Et les valeurs de α_u/α_1 sont :

Tableau 7 : Valeurs à utiliser (selon l'EN 1998-1 :2004 - {5.2.2.2 (5)})

Système à ossature	α_u/α_1
Bâtiment à un étage	1.1
Ossature à une travée et plusieurs étages	1.2
Ossature à plusieurs travées et plusieurs étages	1.3
Système à murs	
Deux murs non couplés par direction horizontale	1.0
Autres systèmes de murs non couplés	1.1
Murs couplés	1.2

Avec α_1 étant le coefficient multiplicateur au moment de formation de la première rotule et α_u le coefficient multiplicateur après la formation du mécanisme plastique global.

6. Spectre de calcul pour l'analyse élastique

Pour prendre en compte la dissipation d'énergie des éléments de la structure et ne pas faire une analyse non élastique, on réalise une analyse basée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre élastique, appelé spectre de calcul en introduisant le coefficient de comportement q .

Pour les composantes horizontales :

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases}$$

La valeur recommandée de $\beta = 0.2$ avec β un coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal.

Pour la composante verticale :

On utilise les formules déjà citées mais en remplaçant a_g par a_{vg} . Il faut utiliser $q \leq 1.5$ quelque soient les matériaux et les systèmes structuraux, sinon, il faut faire un calcul détaillé pour adopter une valeur supérieure de 1.5

Pour le renforcement d'un bâtiment existant, on utilise le spectre élastique et non pas le spectre de calcul sauf pour la méthode d'approche par coefficient de comportement.

7. Effort tranchant à la base

Pour réaliser le dimensionnement des éléments de contreventement, on a besoin de calculer l'effort tranchant à la base :

$$F_b = S_d(T_1).m.\lambda$$

Avec :

$S_d(T_1)$: Spectre de calcul.

$m = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{K,i}$: Masse du bâtiment

λ : Coefficient de correction ($\lambda = 0.85$ si $T_1 \leq 2T_c$ et le nombre des étages est supérieur à 2, et $\lambda = 1.00$ autrement).

E. Quelques principes pour la conception

La méthode traditionnelle de contreventement est formée de deux concepts : le premier consiste en une augmentation de la raideur et la résistance du bâtiment et le second se base sur la réduction des masses. Or, si on fait une lecture sur le spectre de calcul, on voit que lorsqu'on applique même un seul de ces deux concepts, on fait diminuer la période fondamentale, et si notre construction est dans la zone post élastique, et sa période diminue, la réponse au séisme augmente (accélération et déplacement) et cela est évidemment défavorable pour notre structure.

Dès les premiers pas de la conception, et pour un résultat bien économique, il est indispensable de prendre en compte l'aléa sismique¹, donc, il faut évaluer la structure à partir des magnitudes, de la période et des phénomènes induits. D'autre part, on prend en considération les caractéristiques de la structure :

¹ « Probabilité – pour un lieu géographique donné – d'occurrence d'un événement sismique d'une intensité donnée » - www.planseisme.fr – risques sismiques.

- Simplicité de la structure : L'existence d'un chemin clair et direct dans la transmission des forces sismiques minimise les incertitudes et cela est applicable dans une structure simple.
- Uniformité, symétrie et hyperstaticité : l'uniformité dans un plan est caractérisée par une distribution égale des éléments de structure responsables d'une transmission des forces d'inerties distribuées sur les masses de la structure. Parfois, le recours aux joints peut être la solution en tenant compte des chocs qui peuvent se réaliser en divisant la structure en des unités dynamiques indépendantes. De même, l'uniformité en élévation fait diminuer le risque d'avoir des zones critiques qui peuvent causer des effondrements. Une bonne concordance entre la distribution des masses, des résistances et des rigidités élimine les excentricités. Enfin, une bonne distribution des éléments (qui peut être symétrique) crée une hyperstaticité convenable à la répartition des effets des actions et à une dissipation de l'énergie.
- Résistance et rigidité : Le bâtiment doit pouvoir résister au séisme dans les deux directions horizontales. Pour cela, la structure doit contenir des éléments de bonne résistance et rigidité dans les deux directions. Il faut éviter les déplacements de la structure qui créent des instabilités et des dommages importants.
- Résistance et rigidité à la torsion : Outre la résistance et la rigidité latérale, le bâtiment doit résister à la torsion pour limiter les mouvements non uniformes. Ainsi, l'arrangement des éléments de contreventement à la périphérie du bâtiment sera la meilleure solution.
- Action des diaphragmes au niveau des étages : Les planchers jouent un rôle important dans le comportement sismique. Ils sont des diaphragmes horizontaux qui transmettent les forces d'inertie aux éléments verticaux et résistent aux actions horizontales. Au cas d'une disposition complexe des éléments verticaux ou lorsque les systèmes possèdent des caractéristiques de déformabilité différentes, l'action du diaphragme horizontal de rigidité convenable est importante. La liaison entre les planchers et les verticaux est délicate et à bien prendre en considération.
- Fondation adéquate : Il faut bien choisir et dimensionner notre fondation de façon que toute la structure reçoive une excitation sismique uniforme. On a besoin d'un radier rigide au cas où le nombre de murs structuraux est restreint. Et pour les semelles ou pieux, il est recommandé de mettre des longrines dans le deux sens.

F. Eléments sismiques secondaires

Un certain nombre d'éléments du bâtiment est considéré comme sismique secondaire. Ils n'attribuent pas au système de contreventement et ne se soumettent pas aux normes et dispositions sismiques. Il est préférable que la raideur totale des éléments secondaires ne dépasse pas 15 % de tous les éléments primaires.

G. Critère de régularité de la structure

Pour un bon dimensionnement, les structures sont divisées en régulier ou non :

- Le modèle peut être plan ou spatial.
- La méthode d'analyse peut être spectrale ou modale.
- La valeur du coefficient de comportement diffère.

Pour plus de précision, on prend en compte la régularité en plan ou en élévation.

Tableau 8 : Type d'analyse (selon l'EN 1998-1 :2004 - {4.2.3.1} – Tableau 4.1)

Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement
Plan	Elévation	Modèle	Analyse élastique linéaire	(pour l'analyse linéaire)
Oui	Oui	Plan	Force latérale	Valeur de référence
Oui	Non	Plan	Modale	Valeur minorée
Non	Oui	Spatial	Force latérale	Valeur de référence
Non	Non	Spatial	Modale	Valeur minorée

1. Régularité en plan

Pour que notre bâtiment soit régulier en plan, il faut qu'il satisfasse tous les points suivants :

- En respectant la distribution des masses et rigidités latérales, la structure doit être plus ou moins symétrique en plan par rapport aux deux directions orthogonales.
- Chaque étage doit être délimité par un contour polygonal curviligne. Il existe des exceptions, or, cela est acceptable si la raideur de ces retraits ne dépasse pas 5% de la surface du plancher.

- La raideur en plan doit être suffisamment large en comparaison à la raideur latérale des verticaux pour que la déformation de l'étage ait un effet minime sur la distribution des charges entre les éléments verticaux.
- L'élançement de la structure en plan $\lambda = L_{max}/L_{min}$ doit être inférieur à 4 où L_{max} et L_{min} sont les dimensions maximales et minimales en plan mesurées dans des directions orthogonales.
- Pour chaque étage, il faut que $e_{0x} \geq 0.3r_x$ et $r_x \geq I_s$ où e_{0x} est la distance entre le centre de gravité et le centre de rigidité mesuré suivant la direction x, r_x est la racine carré du rapport entre la rigidité de torsion à la rigidité latérale dans la direction y (rayon de torsion), et I_s est le rayon de giration massique du plancher en plan.

2. Régularité en élévation

Pour que notre bâtiment soit régulier en élévation, il faut qu'il satisfasse tous les points suivants :

- Tous les éléments doivent être continus de bas en haut.
- Les raideurs et les masses des étages doivent rester constant ou diminuer progressivement en hauteur.
- Le rapport entre la résistance effective de chaque niveau et la résistance exigée par le calcul ne doit pas changer d'une manière disproportionnelle d'un étage à l'autre.
- De plus les critères figurant dans la Figure 3 doivent être respectés :

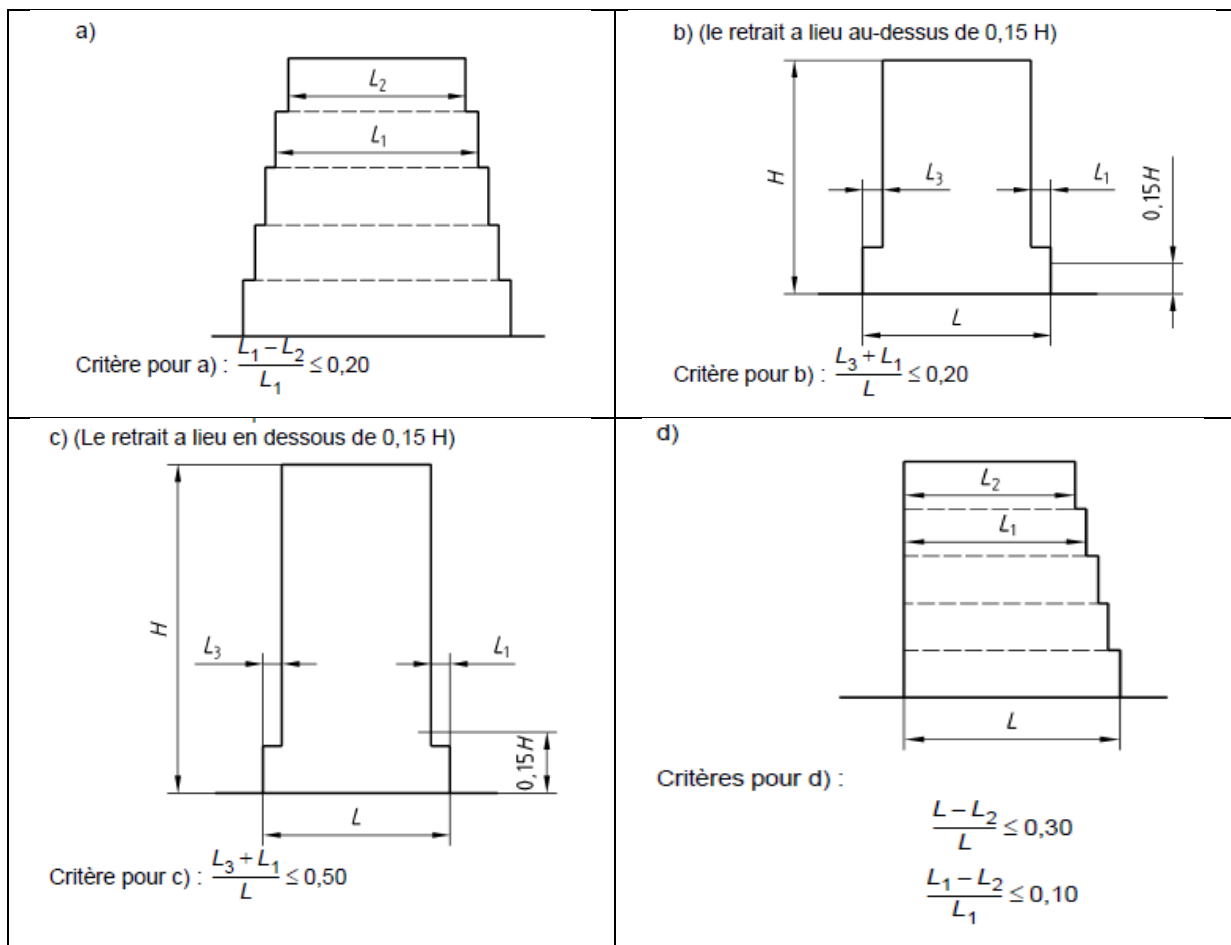


Figure 3 : Critères de régularité avec retrait (selon l'EN 1998-1 :2004 - {4.2.3.3} – Figure 4.1)

Lorsque les plans sont considérés comme irréguliers, on a recours au joint parasismique pour fractionner le bâtiment en des formes simples et régulières. Les joints doivent être vides, suffisamment larges (au moins 4 cm pour les zone Ia, Ib et 6 cm pour les zones II et III), et rectilignes.

Pour les formes irrégulières en élévation, on remarque des oscillations selon des fréquences différentes en fonction de la hauteur. Ainsi, les éléments seront soumis à des efforts de sens contraire et cela cause des dommages graves.

H. Méthode d'analyse

Les effets du séisme et tous les effets pris en considération lors des études sont déterminés en se basant sur un comportement élastique linéaire de la structure.

« La méthode de référence pour déterminer les effets sismiques doit être l'analyse modale spectrale utilisant un modèle élastique linéaire de la structure et le spectre de calcul » EC8-4.3.3.1 2(P)

En se basant sur les caractéristiques de la structure, deux types d'analyse linéaire peuvent être utilisés :

1. Méthode d'analyse par force latérale
2. Analyse modale utilisant le spectre de réponse

En outre, des méthodes non linéaires peuvent être appliquées :

1. Analyse statique non linéaire
2. Analyse chronologique non linéaire

Pour les bâtiments sans appuis parasismiques les méthodes linéaires sont valables.

On peut appliquer l'analyse linéaire élastique même si le bâtiment est irrégulier en plan à condition de :

- Avoir des façades et cloisons rigides et bien repartis
- Avoir une hauteur inférieure à 10m
- Avoir une rigidité des dalles grande par rapport à la rigidité latérale
- $r_x^2 > I_s^2 + e_{0x}^2$ et $r_y^2 > I_s^2 + e_{0y}^2$ avec r_x et r_y rayons de torsion, e_{0x} et e_{0y} excentricités naturelles et I_s rayon de giration. Si cette condition n'est pas vraie, il convient de multiplier les effets des actions sismiques par 1.25

I. Analyse par les forces latérales

Les conditions d'application de ce type d'analyse sont les suivants :

1. $T_1 \leq 4.T_c$ et $T_1 \leq 2.0$ s
2. Le bâtiment est régulier en élévation

J. Analyse modale

Ce type d'analyse est appliqué sur les structures qui ne répondent pas aux conditions de la méthode d'analyse par force latérale. Chaque mode qui contribue d'une façon significative

sur la réponse globale est pris en compte, alors, si une des deux conditions suivantes est satisfaite, on peut utiliser cette analyse :

1. somme des masses modales $\leq 90\%$ de la masse totale
2. masse d'un mode $\geq 5\%$ de la masse totale, ce mode sera pris en compte

Dans le cas d'une analyse spatiale et si aucune des deux conditions déjà citées ne peut être vérifiée, on considère :

$$K \geq 3\sqrt{n}$$

$$T_k \geq 0.2s$$

K : Nombre de modes à calculer.

n : Nombre d'étage.

T_k : Période de vibration au mode $K^{\text{ième}}$ mode.

K. Condition de joint sismique

La protection du bâtiment d'un écrasement avec le bâtiment adjacent est faisable à l'aide d'un joint sismique :

- Pour les bâtiments d'unités structurales indépendantes, et n'appartenant pas à la même propriété, il faut que la distance entre les éléments soit inférieure au déplacement d_s .
- Pour les bâtiments d'unités structurales indépendantes, et appartenant à la même propriété, il faut que la distance entre les éléments soit inférieure à la racine carrée de la somme des carrés des déplacements horizontaux maximaux.

L. Limitation des dommages

Pour limiter les dommages, il convient d'appliquer les inéquations suivantes selon chaque cas :

Le déplacement de calcul entre les étages « d_r » multiplié par le coefficient de réduction « v » est inférieur à 0.005h pour des bâtiments ayant des éléments non structuraux en matériaux fragile, 0.0075h pour des structures ayant des éléments non structuraux ductiles, et 0.010h si les éléments non structuraux ne sont pas reliés à la structure.

Notons que v est égale à 0.5 et 0.4 pour les catégories d'importance I, II et III, IV simultanément.

M. Evaluation des bâtiments

La conception des bâtiments existant peut être faite sans considération de forces latérales, alors, des développements non élastiques significatifs vont apparaître mêmes sous un faible séisme. Ces bâtiments sont généralement non ductiles, et les lieux de formation des rotules plastiques ne sont pas détaillés pour supporter les charges énormes. En plus, les éléments ne sont pas construits pour résister à une force de cisaillement aussi forte. Ils ont rarement une raideur suffisante pour créer une déformation non élastique dans tout le bâtiment et peut être par coïncidence qu'ils auront des murs qui résistent au séisme.

Dans le passé, le contreventement d'un bâtiment existant était difficile, non obligatoire, et très coûteux. Pour cela tant de structures ne sont pas renforcées contre un séisme. Mais de nos jours, de nouvelles approches sont plus flexibles, plus rationnelles et limitées sur les bâtiments qui ont vraiment besoin d'un système de contreventement.

Durant un séisme de forte magnitude, les déformations peuvent être localisées dans quelques éléments faute d'une mal disposition des membres de la structure et d'une mal hiérarchie de résistance.

Les poteaux sont étudiés comme soumis à des forces gravitationnelles uniquement donc ils n'ont aucune résistance à la flexion et le cisaillement provenant des forces latérales. Par contre, les poutres ont rarement présentées des déficiences après un séisme.

Le but primordial de tout renforcement est la protection de la vie humaine en prévenir un effondrement local ou global de la structure.

Les nouvelles normes consistent à poser les critères d'évaluation de la réaction des bâtiments existants à un séisme et de fournir des méthodes de correction si nécessaire.

Les quatre points suivants doivent être réalisés à chaque fois qu'on a un cas de renforcement d'un existant :

1. Conception
2. Analyse de l'existant
3. Dimensionnement final
4. Liaisons avec existant

La conception de performance de base sert mieux les intérêts et les objectifs du chef d'ouvrage en permettant de prendre des décisions plus rationnelles avec une vérification claire de la performance et ainsi les pertes seront limitées dans le cas d'un séisme fréquent ou occasionnel.

La mise à niveau parasismique des monuments et bâtiments historiques nécessitent des recherches de types différents de celles des autres structures vu qu'ils peuvent cacher des défauts importants et qu'il faut bien étudier l'époque de leur construction, en plus ils peuvent être soumis à tant de séismes antérieurs.

Le niveau de danger sur le bâtiment change suivant la zone de sismicité et le genre de séisme qui peut être fréquent (période de fréquence < 50 ans), occasionnel (période de fréquence entre 75 et 200 ans), rare (période de fréquence à peu près 500 ans), ou très rare (période de fréquence entre 1000 et 2500 ans).

N. Exigences fondamentales

D'après l'Euro Code, les états limites sont caractérisés ainsi :

1. NC (near collapse) : Etat limite de quasi-effondrement, c'est là où la structure est endommagée. On a une partie des éléments non structuraux qui est détériorée mais les verticaux peuvent porter les charges. La structure dans cet état ne peut supporter aucun séisme même s'il est à intensité modérée.
2. SD (significant damage) : Etat limite de dommages significatifs, c'est là où les éléments non structuraux sont endommagés mais les verticaux peuvent supporter les charges. On remarque aussi des déplacements permanents modérés et la structure peut supporter des séismes d'intensité modérée.
3. DL (damage limitation) : Etat limite de limitation des dommages, c'est là où la structure est légèrement abîmée, on remarque quelques fissures et les matériaux maintiennent leurs propriétés. La structure n'a pas besoin de réparation. C'est le cas de notre structure (dans l'étude de cas) qui est presque intacte.

O. Données fondamentales

Pour s'élancer dans le renforcement de la structure, quelques données fondamentales sont à assembler :

- Identification du système structural.
- Identification du type de fondation.
- Informations sur les caractéristiques du sol.
- Informations sur les dimensions, les propriétés mécaniques et les états des matériaux.

- Informations sur les pathologies.
- Informations sur les critères de calcul sismique.
- Description de l'utilisation du bâtiment.
- Recherche des actions appliquées.
- Informations sur le dommage antérieur attaquant la structure.

P. Définition du niveau de connaissance

Pour un bon choix d'un système d'analyse pour notre structure, il faut bien choisir le niveau de connaissance de cette dernière :

- KL1 : connaissance limitée
- KL2 : connaissance normale
- KL3 : connaissance intégrale

Ainsi, on connaîtra la méthode d'analyse et le coefficient de confiance.

Tableau 9 : Niveau de connaissance (selon l'EN 1998-3 :2005 - {3.3.1} – Tableau 3.1)

Niveau de connaissance	Géométrie	Dispositions constructives	Matériaux	Analyse	CF
KL1	À partir des plans d'ensemble avec examen visuel d'un échantillon <i>ou</i> à partir d'un examen intégral	Dimensionnement simulé conformément à la pratique d'origine <i>et</i> à partir d'une inspection <i>in-situ</i> limitée	Valeurs par défaut conformément aux normes en vigueur à la période de construction <i>et</i> à partir d'essais <i>in situ</i> limités	LF- MRS Coefficient q	CF_{KL1}

KL2		À partir de plans de constructions détaillées d'origines incomplètes avec une inspection <i>in-situ</i> limitée <i>ou</i> à partir d'une inspection <i>in-situ</i> étendue	À partir des spécifications de conception d'origine avec essais <i>in-situ</i> limités <i>ou</i> à partir d'essais <i>in-situ</i> étendus	Toutes analyses	CF_{KL2}
KL3		À partir des plans de constructions détaillées d'origine avec une inspection <i>in-situ</i> limitée <i>ou</i> à partir d'une inspection <i>in-situ</i> complète	À partir des rapports d'essai d'origine avec essais <i>in-situ</i> limités <i>ou</i> à partir d'essais <i>in-situ</i> complets	Toutes analyses	CF_{KL3}

Les valeurs recommandées sont les suivantes : $CF_{KL1}=1.35$, $CF_{KL2}=1.20$ et $CF_{KL3}=1.00$

LF est la méthode des forces latérales et MRS est l'analyse modale avec réponse spectrale.

D'abord, pour les trois niveaux, la géométrie est révélée soit à partir d'un examen complet sur chantier soit à partir des plans d'ensemble utilisés pour la construction d'origine. Mais, même si on a recours au second choix, il est indispensable de réaliser quelques recherches *in situ*.

Ensuite, les dispositions constructives diffèrent d'un niveau à un autre :

- Pour KL1 : les dispositions constructives sont évaluées d'une manière approximative. Dans ce cas, une inspection sur chantier plus étendue est nécessaire.

- Pour KL2 : les dispositions constructives sont déterminées à partir d'une recherche étendue in situ ou en se basant sur les plans de construction qu'on possède, suivi d'une petite inspection.
- Pour KL3 : les dispositions constructives sont déterminées à partir d'une inspection complète ou en se basant sur des plans de constructions bien détaillés avec une vérification de quelques éléments critiques.

En outre, pour le niveau de connaissance limitée, aucune information concernant les matériaux n'est admissible, alors on procède par réaliser des essais limités sur chantier et de prendre les valeurs conformes aux normes utilisées au temps de construction. Tandis que pour les deux autres niveaux, on connaît les caractéristiques des matériaux à partir des essais étendus in situ ou à partir des rapports d'essais d'origine suivie des essais limités.

Or, un examen visuel nous permet de comparer la géométrie réelle et l'ensemble de plans disponibles. Et un examen intégral nous permet d'avoir toutes les informations géométriques donc d'identifier les éléments structuraux et leurs dimensions. Notons que l'examen visuel est suivi d'un examen intégral pour chercher les modifications attaquant la structure dès sa construction jusqu'à présent.

Au cas où les spécifications d'origine manquent et les rapports d'essai ne sont pas disponibles, on a recours à des essais in situ étendus ou même complets. Tandis que si on a des informations sur le bâtiment, on applique des essais limités.

Les niveaux d'essais dépendent du pourcentage des éléments soumis à des vérifications et du nombre des échantillons de matériaux par plancher :

- Niveau limité : 20% de chaque type d'élément est vérifié et 1 échantillon de plancher est étudié.
- Niveau étendu : 50% de chaque type d'élément est vérifié et 2 échantillons de plancher sont étudiés.
- Niveau complet : 80% de chaque type d'élément est vérifié et 3 échantillons de plancher sont étudiés.

Dans le calcul de capacité, les valeurs reçues par les essais in-situ et des sources d'information supplémentaires seront divisés par un coefficient de confiance CF. Notons que les nouveaux matériaux utilisés pour le renforcement ne sont pas soumis à ce coefficient.

L'évaluation de l'existant est indispensable pour vérifier l'état limite où on doit travailler, pour décider la nécessité d'intervention, de la mise à niveau de la structure, et en plus pour établir un modèle de structure.

Les modèles de base sont ceux déjà cités dans le chapitre. En outre, les effets accidentels de torsion sont appliqués sans aucun changement. De plus, Les éléments sismiques secondaires sont supposés de résistances et rigidités négligeables dans les actions horizontales mais ils sont tenus en compte lors d'une analyse non linéaire.

Q. Intervention sur la structure

Après la réalisation complète des sondages sur site et la récapitulation complète de ce qu'on a comme information, il est temps de prendre des décisions concernant l'intervention sur la structure.

Pour rendre notre structure sécuritaire et soumise aux lois de contreventement, il faut choisir un ou plusieurs types d'intervention parmi les suivants tout en tenant compte de l'effet des modifications sur notre fondation :

- Réparer, renforcer ou remplacer les éléments abîmés.
- Ajouter des éléments structuraux nouveaux.
- Modifier la forme de la structure (changement de joints, augmentation de ductilité...).
- Ajouter un système structural responsable de prendre l'action sismique.
- Transformer des éléments secondaires en élément structuraux.
- Réduire les masses du bâtiment.
- Démolir en partie la structure.
- Isolation à la base.

R. Conception de l'intervention sur la structure

Une conception de base, une analyse et puis une vérification sont les trois étapes dans la procédure de conception. Dans la conception de base, et après avoir choisi les techniques d'intervention, il convient de réaliser une estimation préliminaire des dimensions suivie d'une estimation des rigidités des éléments renforcés. Tandis que pour l'analyse et les vérifications de sécurité, on utilise les méthodes citées dans les paragraphes précédents.

S. Méthode d'évaluation de la vulnérabilité d'une structure

Toutes les constructions ne peuvent pas absorber et dissiper les contraintes provenant d'un effet dynamique, d'où vient la définition de la vulnérabilité qui est la relation entre les degrés de dommage et le niveau des contraintes appliquées. Notons que la structure peut être vulnérable mais ne présente pas de danger si elle est située dans une zone non sismique.

Trois étapes définissent la méthodologie pour l'estimation de la vulnérabilité sismique :

1. Définir la courbe de capacité à résister aux contraintes (effort de réaction à la base du bâtiment en fonction du déplacement au sommet d'un bâtiment).

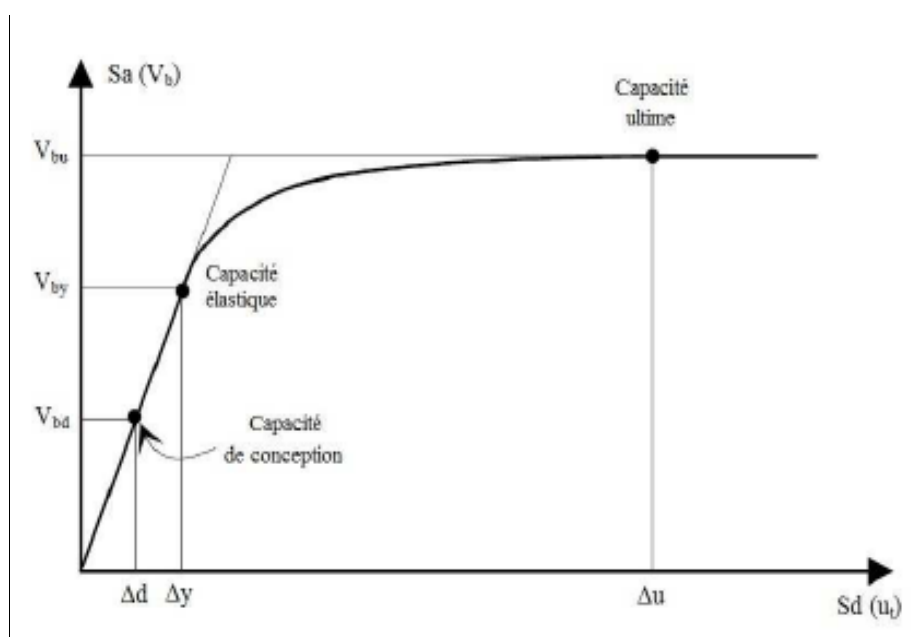


Figure 4 : Courbe de capacité d'un bâtiment

La Figure 4 met en relief trois points : le premier représente la capacité de conception donc la résistance nominale, le second représente la capacité élastique à partir duquel le bâtiment devient ductile, et enfin la capacité de ruine qui est la limite d'effondrement.

2. Définir la courbe de demande sismique (déplacement spectral en fonction de la fréquence). Cette courbe est soit définie par les règlements selon le zonage (dans l'Euro Code 8 par exemple), ou elle est réelle issue d'un séisme particulier. La forme de cette courbe est déjà présente dans la Figure 2.

3. Définir la courbe de vulnérabilité en comparant la courbe de capacité à la courbe de demande (dommage en fonction du déplacement spectral atteint à la fréquence fondamentale de vibration). La méthode consiste en faisant varier l'intensité du spectre de demande et construire point par point la courbe de déplacement en toiture.

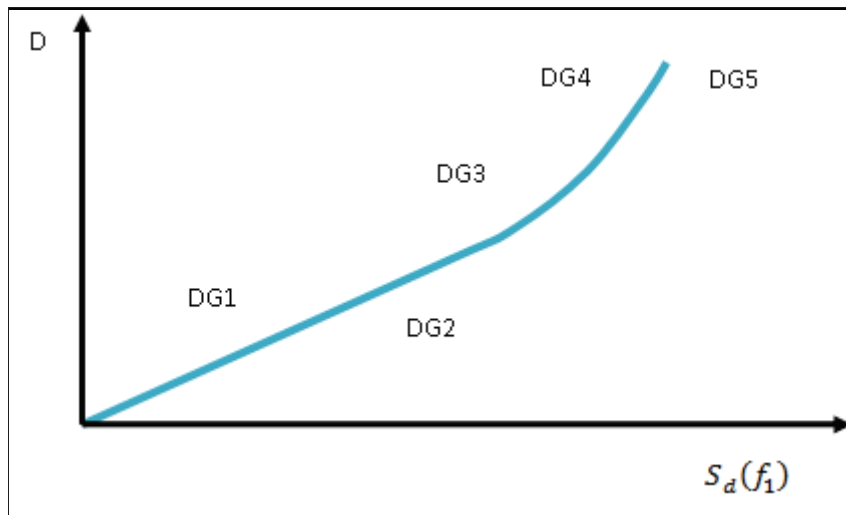


Figure 5 : Courbe de vulnérabilité

Degré DG1 : Dégâts négligeables ou légers

Degré DG2 : Dégâts modérés

Degré DG3 : Dégâts sensibles à importants

Degré DG4 : Dégâts très importants

Degré DG5 : Effondrement partiel ou total

Ces valeurs sont empiriques et déterminées à partir du retour d'expérience.

Les dégâts nous permettent d'identifier les facteurs qui influencent la vulnérabilité comme par exemple les caractéristiques du sol, la capacité de liquéfaction, le nombre des étages, la régularité des plans, la qualité des matières utilisées, la forme de la structure (poteau court, poutre forte - poteau faible...).

T. Comment les constructions dissipent de l'énergie ?

Les mécanismes de dissipations d'énergie sont classés en quatre catégories :

1. Réflexion dans le sens du milieu environnant : l'énergie envoyée dans le sol est importante. Elle est déterminée par une étude d'interaction sol - structure et

augmente avec la hauteur des fondations, la déformabilité du sol et la masse du bâtiment.

2. Frottement externe : il se produit dans les joints entre différents éléments et dans les matériaux fissurés. Il est fonction de l'amplitude des oscillations et arrête lorsque les éléments non structuraux qui participent aux amortissements s'effondrent.
3. Fissuration et rupture d'éléments constructifs : lorsque les liaisons interatomiques s'écrasent, l'énergie sera libérée. Il est évidemment clair qu'il faut éviter la destruction de la structure.
4. Amortissement interne : il est dû à la viscosité et au comportement inélastique des matériaux de la structure. La résistance au glissement des couches les unes sur les autres existe à cause de la viscosité. L'énergie dissipée augmente avec la fréquence de l'oscillation. De plus, les matériaux peuvent être ductiles donc plastiques ; lorsque la limite d'élasticité est dépassée le glissement devient irréversible, l'énergie dissipée devient notable. Les déformations plastiques absorbent une grande quantité d'énergie, réduit la vitesse d'oscillation et allonge la période propre de la construction.

U. Mécanisme de rupture

Le comportement global des structures dépend de la distribution de ses composants, de la connexion entre eux, et de nombre de sections dépassant leur limite élastique.

Pour représenter le niveau de la structure, une relation force - déplacement est considérée pour montrer la capacité de la résistance latérale du bâtiment entier. Cette courbure représente le cisaillement à la base en fonction du déplacement comme le montre la Figure 6 :

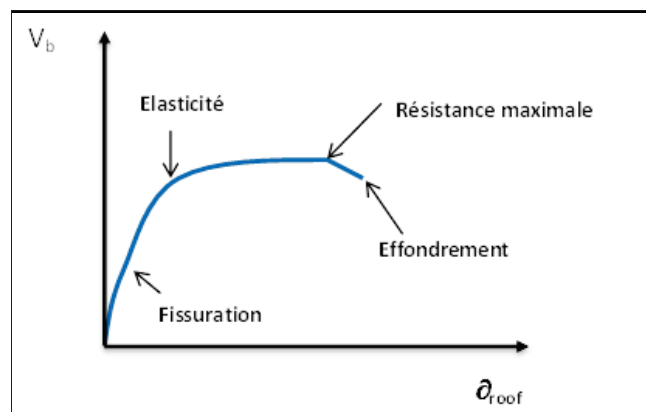


Figure 6 : Représentation du comportement latéral global du bâtiment

Quatre étapes sont illustrées : d'abord, l'élément arrive à sa limite d'élasticité et des fissures apparaissent très rapidement avec l'augmentation du déplacement. Ensuite, une zone post élastique s'étend pour arriver à la résistance maximale. Enfin, si le déplacement continue après cette limite, un effondrement aura lieu.

En se basant sur cette courbe, le bâtiment peut être classé entre ductile ou non où un comportement ductile est obtenu lorsque la distribution des composants, leurs ductilités relatifs et les détails des joints permettent des déformations inélastiques dans un nombre précis de section (sans rupture). Au contraire, le comportement fragile consiste en un nombre très limité de déformations inélastiques, peu de dissipation d'énergie et un effondrement rapide.

V. Les déformations

La méthode du génie parasismique est basée sur les déformations. Elle permet une meilleure approche du comportement des bâtiments. Une structure est considérée comme déformable si elle présente un comportement plastique – cyclique stable avec des ruptures très fragiles qui n'influencent pas sur la sécurité du bâtiment.

Les ruptures peuvent être les suivantes :

- Rupture à l'effort tranchant : c'est une réduction de résistance des bielles de compression provoquée par la nature cyclique des effets sismiques, des déformations plastiques et de la présence des fissures.
- Rupture par flexion avec rupture du béton : Si les sections sont sur - armées ou si elles sont soumises à des efforts de compression énormes, ce phénomène se réalisera.
- Rupture par flexion par suite de la rupture en traction de l'armature longitudinale avec un faible allongement plastique : Ce phénomène aura lieu lorsque les armatures ne sont pas suffisamment ductiles.
- Rupture dans les zones d'ancrage et de recouvrement.

W. Rotation de corde

Pour une vérification de la sécurité, il faut comparer la sollicitation de l'action sismique et la capacité de déformation. θ qui est l'angle formé par la tangente à l'axe de l'élément au niveau de la rotule plastique (endroit de moment maximal) et la corde qui relie la rotule à l'extrémité de la portée au cisaillement (point de moment nul) :

- Rotation élastique : le comportement d'un élément jusqu'à la rotation de plastification de la corde θ_y est linéaire élastique avec :

$$\theta_y = \frac{\text{déplacement minimal de plastification } \Delta_y}{\text{portée de cisaillement } L_v}$$

- Rotation non-élastique : Quand l'armature longitudinale se plastifie, les allongements plastiques s'étendent jusqu'aux fondations et produisent une rotation dans la section d'encastrement.

Chapitre III : Techniques de reconnaissances des matériaux

Très souvent les plans d'avant-projet et de ferrailages existent et sont disponibles mais ils ne sont pas absolument fiables. Ainsi, une visite sur site est indispensable et un diagnostic sera effectué. Son but est la détermination des caractéristiques principales des éléments structuraux et d'estimer la capacité portante des dalles, poutres, poteaux, fondations...

Des essais destructifs et non destructifs sont réalisés sur site pour déterminer toutes les caractéristiques des matériaux de l'existant.

Pour réaliser une structure viable, l'ingénieur choisit des matériaux appropriés. Pour cela, il est très essentiel de connaître toutes les caractéristiques de l'existant.

Pour un diagnostic complet, on suit la procédure suivante :

1. Réalisation d'une visite préliminaire pour l'amélioration des informations concernant l'état, le fonctionnement de la structure, les conditions de l'environnement, et les désordres visibles. Cette visite est accompagnée de prise de photographie et de quelques tests pour la profondeur de carbonations, présence de chlorures, et les alcali-réactions.

D'après cette visite, l'ingénieur sera capable de réaliser un pré-diagnostic sur les causes des dégradations, de mettre le programme d'investigation, en plus d'estimer le coût probable et la durée des travaux.

2. Réalisation d'une inspection détaillée pour détecter les lieux de détérioration et d'identifier les sources potentielles de désordres. On commence d'abord par la préparation de l'inspection, cela consiste en une vérification des informations recueillies durant la visite préliminaire. Ensuite, on arrive à l'état de l'inspection : c'est lorsqu'on relève tous les désordres et tous leurs renseignements comme la présence d'anciens revêtements, les traces de rouilles, la présence des fissures, la détérioration des couches de béton, les traces d'humidité...
3. Réalisation des investigations in-situ pour des résultats très précis : premièrement, on fait des mesures des armatures et leurs enrobages (radar géophysique) pour localiser les armatures faiblement enrobées. Deuxièmement, on fait des estimations des surfaces corrodées et on évalue les risques de corrosion par des mesures de potentiel (sondage non-destructif) : lorsque les armatures seront en contact avec le béton, une différence de potentiel se crée. Elle dépend des réactions anodiques

(transformations du métal en oxyde) et des réactions cathodiques (réduction de l'oxygène). Cette différence de potentiel dépend de l'état de corrosion des aciers, de la teneur en eau, en éléments agressifs, compacité du béton...

Cette méthode n'est pas applicable sur les éléments enterrés ou immergés, sur les bétons revêtus d'un produit électriquement isolant, ni sur les armatures actives du béton précontraint s'il n'est pas le cas des fils adhérents².

D'autre part, une méthode électrochimique permet l'estimation de la vitesse de corrosion instantanée des armatures. En plus, il faut déterminer la profondeur de carbonatations. La plus simple méthode est le test de phénolphthaléine $C_{20}H_{14}O_4$ (il sera rose pour un $8.2 < \text{pH} < 12$ et incolore au-delà et au-deçà de cette zone de virage) et on fait la mesure d'après la coloration de l'indicateur (c'est un test destructif).

4. Réalisation des analyses et des essais de laboratoire : dans les zones représentantes des états de dégradation, des carottages ou des forages seront réalisés. Sur ces prélèvements, on détermine les caractéristiques chimiques du béton (analyse chimique globale, dosage des chlorures totaux, dosage de sulfate...), les caractéristiques minéralogiques (microscope optique pour la détermination de la nature du ciment, recherche des phases cristallines), les caractéristiques physiques (porosité à l'eau, perméabilité, absorption capillaire, diffusion des chlorures...)
5. Réalisation du rapport du diagnostic : Ce rapport contient un rappel des objectifs, les listes des documents, les résultats, des conclusions claires, liste des travaux à réaliser, méthode de réparation...

² Pré tension à fils adhérents se fait en trois phase : Tendrer préalablement les fils entre deux points fixes, bétonner autour de ces fils, et puis relâcher quand le béton durci. La mobilisation se réalise par adhérence entre les fils et le béton.

Dans ce qui suit, nous nommerons quelques essais et techniques de reconnaissance des matériaux :

A. Caractéristiques des bétons

La méthode consiste à réaliser au moins cinq carottages sur planchers et poteaux pour ensuite faire un écrasement des éprouvettes. De ce fait, on calcule la résistance caractéristique moyenne du béton déjà existant.

Ensuite, des essais peuvent se faire :

- Impact - écho : Une onde acoustique se propage dans la structure et permet une estimation des caractéristiques mécaniques du béton. L'avantage de cette méthode non destructif demande d'avoir une seule face exposée. Cette méthode permet un diagnostic rapide. Les ondes se propagent à travers la structure, et se réfléchissent sur les limites internes et externes en provoquant des déplacements périodiques sur la surface. Ces mouvements sont suivis par un capteur et le résultat est numérisé. Dans le cadre de tests d'impact Echo, des mesures directes de vitesse de l'onde sont également faites. Compte tenu de la vitesse des ondes et la période d'arrivée (ou fréquence), les profondeurs de défauts internes ou externes limites révèlent.

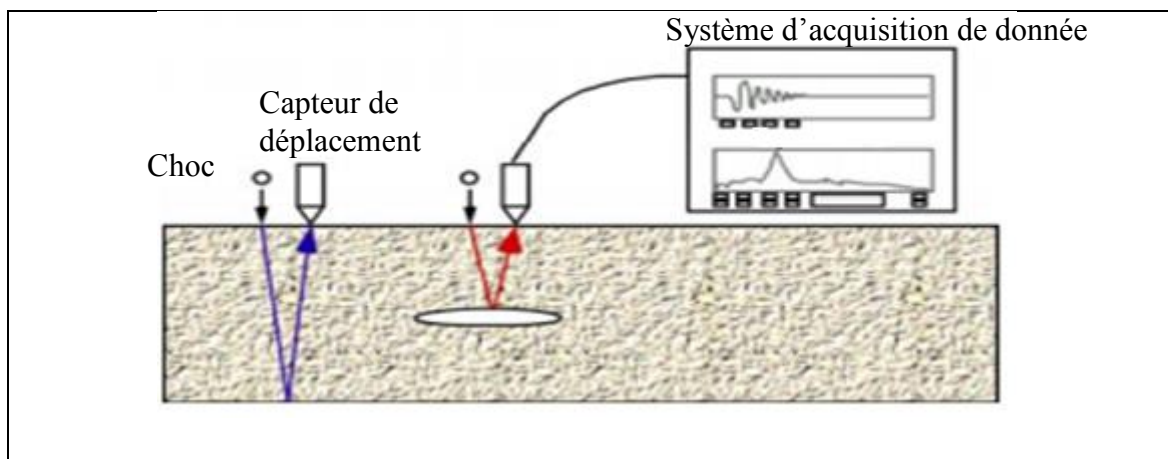


Figure 7 : Test impact-écho

- Ultrason : Mesure l'épaisseur de l'élément (on peut mesurer d'un seul côté. La mesure du temps d'aller et de retour de l'onde nous permet de savoir l'épaisseur). Il est utilisé pour connaître la fréquence de résonance, le module d'Young, le coefficient de poisson.

Tableau 10 : Corrélation entre la vitesse du son et la qualité du béton

Vitesse du son (m/s)	Appréciation de la qualité
> 4500	Excellent
3500 à 4500	Bon
3000 à 3500	Assez bon
2000 à 3000	Médiocre
< 2000	Très mauvais

- Scléromètre : Mesure de dureté superficielle du béton. On procède par projeter une tige de percussion au contact du béton. Le résultat de l'essai est exposé par la mesure de la distance de rebondissement de la tige. Cette distance est de plus en plus grande que la dureté de surface est grande.



Figure 8 : Scléromètre

Il faut être prudent d'exécuter les carottages dans des zones saines qui ne présentent aucun défaut de compacité évident.

B. Caractéristiques des armatures

La méthode consiste à réaliser au moins cinq prélèvements d'échantillon et faire les essais de traction. C'est un test destructif.



Figure 9 : Profomètre (à gauche) – Canin (à droite)

Ensuite, des autres essais peuvent se faire :

- Ferroskan (pachomètre, profomètre) : Pour savoir la disposition et les dimensions des armatures il faut effectuer ce test. L'idée est de générer un champ magnétique et de mesurer la réaction entre ce champ et les armatures. L'intensité de la réponse nous procure le ferrailage et l'enrobage utilisés.
- Mesure de potentiel : Pour détecter les armatures corrodées et même le risque de corrosion, il faut créer une différence de potentiel entre les armatures et une électrode de référence. Dans ce test, on peut utiliser un appareil canin.

C. Mesure de carbonatations

Le ciment contient de l'hydrate de chaux, entrant en contact avec l'acide carbonique de l'aire, forme du calcaire avec une libération d'eau. Ainsi, le pH du béton baisse et les armatures se corrodent.

Le moment de mesure de la carbonatation est très important. La réalisation d'un essai après une période sèche peut induire à des mauvaises évaluations.

Dès qu'il y a apparition de corrosion, le potentiel tend vers des valeurs négatives.

Il est indispensable que l'ingénieur responsable des travaux du diagnostic soit compétant sur la physico-chimie des matériaux. S'il s'agit d'un cas délicat, il aura recours à un spécialiste ou à un ingénieur chimiste de laboratoire.

Notons qu'il est admis qu'une vitesse de corrosion supérieure à 10^{-6} m/an est élevée et que le béton carbonaté a un pH qui diminue de 14 à 9 et ainsi il devient un milieu favorable à la corrosion.

D. Repérage de structures existantes

Sur une ou deux coupes transversales, on réalise un repérage global pour tirer les dimensions de tous les constituants de la structure étudiée. Le lasermètre est responsable d'une relevée géométrique du bâtiment pour des résultats rapides et faciles de longueurs, surfaces et volumes. En plus, le georadar permet d'obtenir une représentation du sol et des éléments avec la disposition du ferrailage.

E. Sondage du sol

Une analyse documentaire est demandée. On fait au moins deux sondages pressiométriques de 5 m de profondeur et deux sondages destructifs de 10 m de profondeur sous le niveau des fondations existantes. Les différentes couches du sol sont identifiées.

F. Application

A la demande du maître d'œuvre et dans le cadre de renforcement d'un bâtiment existant qui sera sujet d'étude de cas dans ce qui suit, nous allons réaliser quelques sondages permettant d'obtenir des informations sur les éléments existants.

Lors de notre travail, on n'a pas remarqué des désordres particuliers sur le bâtiment : absence d'aciers apparents, absence de tassement, absence de flèches apparentes.

En plus, d'après les tests sur le taux de carbonatation du béton, on remarque qu'il n'y a aucune trace de pathologie.

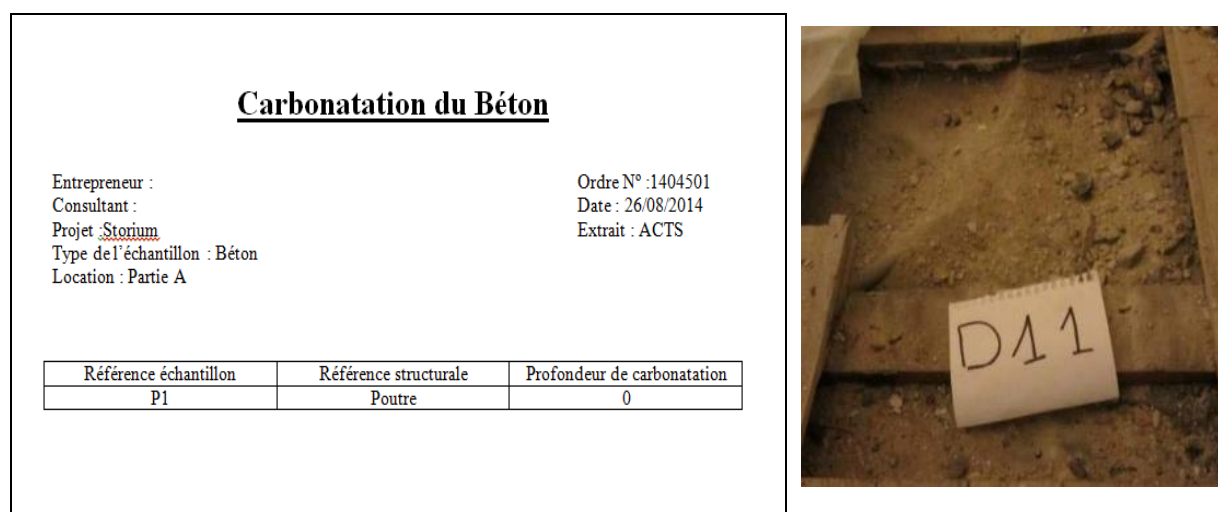


Figure 10 : Résultat de la carbonatation (à gauche) – Sondage destructif (à droite)

Chapitre IV : Types de contreventement

A. Règles particulières pour les bâtiments en béton

La conception d'un bâtiment en béton armé soumis à un risque de séisme doit permettre à la structure de dissiper de l'énergie et de se comporter d'une façon à ne pas changer sa résistance globale.

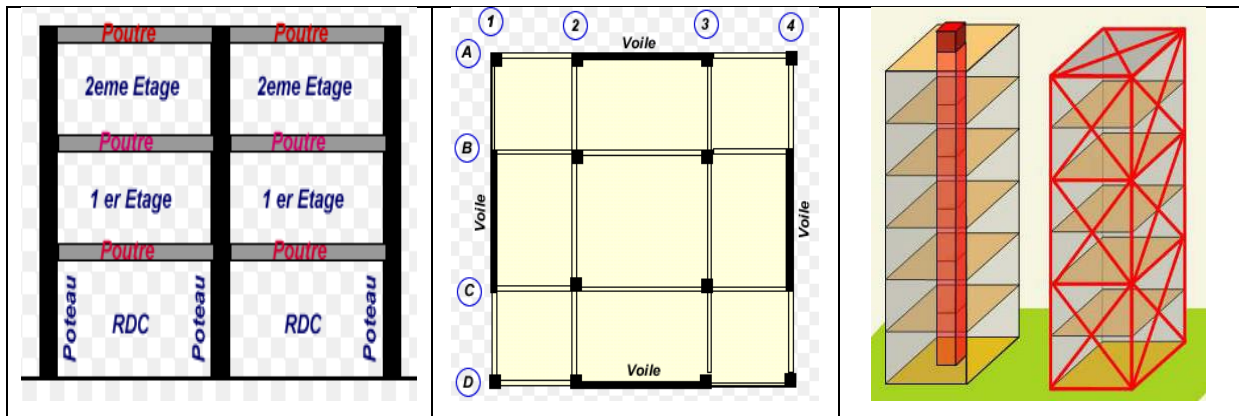


Figure 11 : Quelques types de contreventement

L'Euro Code 8 nomme six types de contreventement :

1. Système à ossature : les ossatures spatiales résistent aux charges verticales et latérales. En fait, à la base du bâtiment, la résistance à l'effort tranchant est supérieure à 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. Il s'agit des poteaux - poutres sans remplissage.
2. Système à contreventement mixte : une ossature spatiale transfère les charges. En outre, les ossatures et les murs, couplés ou non, assurent le contreventement. Or, si ces deux ont des comportements dynamiques différents, leur mixage est souvent préjudiciable comme par exemple les ossatures en béton armé et les murs en maçonnerie. Alors que le système formé d'une ossature et des murs, le tout en béton armé, est excellent car il associe les avantages.
3. Système de murs : c'est un système où la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment excède les 65 % de l'effort tranchant du système structural global. Suivant qu'il s'agit de béton armé, maçonnerie, bois, ou aciers (ces trois derniers sont utilisés sans risque pour des bâtiments formés par deux étages au plus) ce type de contreventement est très utilisé pour augmenter la résistance des structures ; on peut

mieux contrôler les déplacements latéraux globaux et réduire les dommages des portiques.

4. Système de murs de grandes dimensions en béton peu armé : Les dimensions sont telles que la dimension horizontale I_w est supérieure à 4 m ou $2/3$ de la hauteur h du mur. Durant le séisme, une fissuration limitée en plus d'un comportement non élastique sont développés.
5. Système en pendule inversé : plus que 50 % de la masse est localisée dans le tiers supérieur du bâtiment. Cette méthode est utilisée pour les très grands bâtiments.
6. Système à noyau : système à contreventement mixte ou système de murs qui n'atteint pas une rigidité minimale à la torsion.

Pour un bâtiment existant, plusieurs techniques peuvent être faites pour accomplir un bon contreventement :

- Réduire la masse du bâtiment pour réduire l'action sismique (étanchéité convenable, partition légère...).
- Renforcement des fondations (augmentation de la surface de contact avec le sol, augmentation de la rigidité de la semelle).
- Renforcement par chemisage des poteaux et des murs existants.
- Renforcement par ajout de matériaux composites.
- Renforcement par remplissage du portique (construction d'un voile entre deux poteaux existants).
- Renforcement par ajout de croix de St André : on augmente la résistance latérale de la structure. L'avantage de cette méthode est qu'il n'y a pas une intervention des fondations car les barres sont placées entre les portiques existants.
- Renforcement par ajout de chaînages en béton armé (horizontaux ou verticaux).
- Renforcement par entaille d'armatures dans un mur (utilisation de l'époxy et de nouvelles armatures).

B. Portique

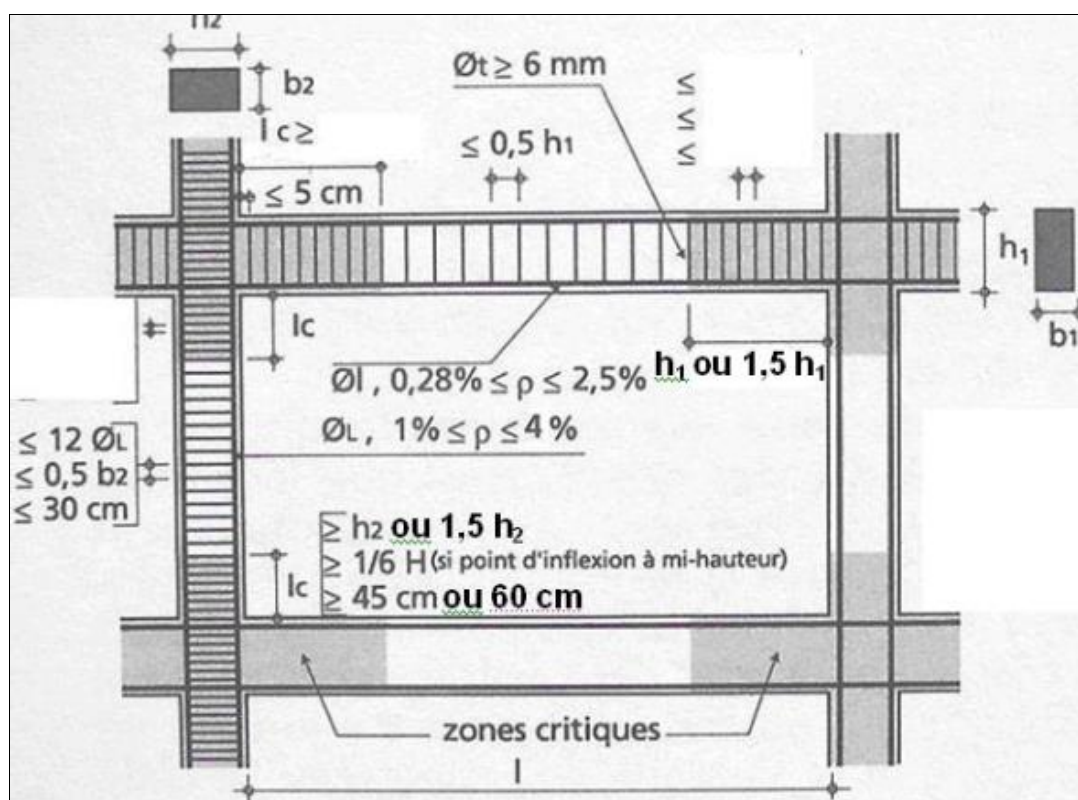


Figure 12 : Dispositions constructives d'un portique dans les zones sismiques (cours CCV223 – Chapitre 8)

1. Comportement d'un portique

Un portique est formé d'éléments verticaux (poteaux) reliés à des éléments horizontaux (poutres) par des nœuds. La présence de poutre forte et de poteau faible est très courante dans la conception statique des bâtiments, or cela est grave dans des zones sismiques et induit à la formation des rotules plastiques sur les poteaux et la structure devient instable.

2. Guide sur la conception des portiques

La position du portique en plan, les longueurs des travées et les profondeurs des poutres sont contrôlées par l'architecture. Et, le maître d'œuvre doit considérer la hauteur pour prendre les décisions et les choix dans un contreventement.

Dans un portique régulier, les travées sont égales, les poteaux et poutres intérieurs ont des nœuds constants dans chaque étage et la rigidité des poteaux de rive est égale à 50% de la rigidité des poteaux intermédiaires.

Les moments fléchissant élastiques sur les extrémités des poutres dans un étage sont identiques, alors que sur les extrémités des poteaux extérieurs, ces moments sont diminués de 50%

Pour des hauteurs d'étages les plus courants et de charges de gravité ordinaire, l'optimum portée de la poutre dans les bâtiments parasismiques est entre 4 et 5 m. La longueur des travées doit être aussi uniforme que possible à l'intérieur de chaque trame.

Lorsque les rotules plastiques apparaissent dans les poteaux, ces derniers seront durement cisailés, et ils ne participeront plus au contreventement. Or, pour éviter ce problème, on procède par :

- la réalisation d'un système de poteaux forts – poutres faibles. En conséquence, les rotules se forment dans les poutres, ce qui éloigne le danger d'effondrement.
- Placer un contreventement horizontal supplémentaire situé en façade ou à l'intérieur du bâtiment pour assurer la stabilité.

Il est préférable que les poteaux et les poutres aient des axes situés dans le même plan.

3. Longueurs et formes des poteaux

On remarque, d'après les séismes violents passés, que les poteaux courts se déforment le plus. Vu leur rigidité, ils ne peuvent pas tolérer les déformations imposées et ils concentrent de grandes charges sismiques. Notons qu'un poteau court veut dire que le rapport longueur / hauteur est inférieur ou égal à 4.

En revanche, le problème de poteau court peut être remédié par la mise des panneaux de contreventement dans la série de poteau, ou par la création des joints entre les allèges et les poteaux adjacents, ou par la disposition d'allège souple, ou par un meilleur confinement des poteaux.

En outre, le changement brusque de la section du poteau attire les contraintes, et alors un comportement fragile aura lieu. Pour cela, il est conseillé d'avoir une section unique tout au long du poteau, sinon le changement de la section doit être réparti sur toute la longueur.

4. Avantages et inconvénients des portiques

L'avantage principal de l'utilisation d'un portique est que, sous condition que leur conception se base sur l'apparition des rotules dans les poutres et le non effondrement des éléments, leur comportement en flexion induit à une ductilité globale et une capacité de

déformation. Et s'il s'agit des portiques continus dans plusieurs plans, on remarque une bonne distribution des charges. Ainsi, en faisant des bonnes liaisons entre poutre et poteau, on aura un système qui lutte contre le séisme à travers sa ductilité et non pas son inertie. Pour cela, ce système est le plus utilisé dans des zones à haute sismicité. En plus, les portiques sont faciles à réaliser même pour les architectures les plus complexes. En outre, les portiques sont rentables car de toute façon les poutres et les poteaux sont à placer dans la structure. Et enfin, les fondations des poteaux sont plus petites que celles des murs de contreventement.

D'autre part, les portiques ont des désavantages comme la mise en place des portiques ductiles qui nécessite une main d'œuvre de bonne qualité et une très stricte surveillance sur site pour éviter les fissures et les effondrements. En plus, tant d'études sont jusqu'à nos jours en cours car il y a plusieurs incertitudes sur quelques informations concernant les portiques et les éléments connectés, comme par exemple l'épaisseur de la dalle adjacente à la poutre du portique qui intervient dans le calcul et travaille comme table de compression.

C. Murs de contreventement

1. Définition

Les normes définissent les murs en béton comme des éléments verticaux avec une elongation. Si b_w est l'épaisseur de l'élément et l_w sa longueur en plan, le rapport b_w/l_w doit être supérieure à 4 pour le classer comme voile. Outre cette définition, le voile diffère du poteau par :

- Sa résistance latérale qui est dans une seule direction, notamment parallèle à la plus longue dimension.
- Il peut être conçu pour une telle résistance unidirectionnelle en affectant la résistance à la flexion aux deux extrémités de la section et la résistance au cisaillement au réseau entre eux.

Alors, pour des buts de résistance à la flexion et de capacité de déformation, on peut concentrer le renforcement vertical et fournir un confinement sur les deux extrémités de la section uniquement.

Beaucoup d'immeubles privés ou de bureaux dans le monde sont construits en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande

résistance et une grande rigidité vis à vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Tout en étant conscient de la grande variété des constructions à murs porteurs, nous ne pouvons fournir qu'une classification assez générale. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées :

- 1) structures "mixtes" avec des murs porteurs associés à des portiques.
- 2) structures à noyau central.
- 3) structures uniquement à murs porteurs.

Le mur refend, durant un séisme, est soumis à 3 forces qui sont :

- La force normale N
- Le moment M
- L'effort tranchant V

Donc, on est dans le cas d'une flexion composée. On prévoit toujours aux extrémités des murs refends une sorte de poteaux fictifs. Les armatures verticales des poteaux sont généralement placées dans une largeur égale à l_c :

$$l_c = \max \left[\begin{array}{l} 0.15l_w \\ 1.50b_w \end{array} \right]$$

Mais afin d'augmenter le bras du levier à la flexion, ces armatures doivent être rapprochées au maximum.

Des armatures verticales de répartition seront disposées dans l'âme du refend, entre les deux poteaux fictifs. Des armatures transversales doivent être prévues dans les poteaux fictifs (extrémité du mur) ou dans les bandes situées le long d'une ouverture, de façon à constituer avec les armatures verticales un ferrailage analogue à celui d'un poteau.

Les espacements des armatures de confinement, en DCM, est :

$$e = \min \left[\begin{array}{l} b/2 \\ 175 \text{ mm} \\ 8\phi_t \end{array} \right]$$

Si le mur n'est pas élongé, donc il est appelé à développer une résistance aux forces latérales dans les deux directions, et dans ce cas, il est insensé de diviser le voile en poteaux et réseau.

Le voile est défini comme un élément vertical ayant un moment fléchissant d'une poutre en porte-à-faux formant une rotule plastique sur sa base uniquement.

Vu que la rotule plastique de flexion se développe en pied du voile, alors, il faut suivre une méthode de disposition constructive pour éviter les grandes fissures ou même l'arrachement du voile.

Pour les murs de grandes dimensions en béton peu armé, on peut avoir des ruptures fragiles par glissement à l'encastrement, une rupture diagonale avec plastification ou rupture par écrasement du béton. Et, pour les murs ductiles, on peut avoir des ruptures ductiles par plastification des armatures verticales tendues, et par écrasement du béton.

2. Avantages et inconvénients des murs

Les avantages d'utilisation des murs de refends sont nombreux puisque de prime abord, ils sont raides, alors ils sont insensibles à la présence et aux effets globaux ou locaux indésirables des remplissages et en plus, ils empêchent ou limitent les dommages des tremblements de terre fréquents ou occasionnels. En outre, ils offrent une excellente protection contre l'effondrement et leur comportement sismique en plus de leur performance sont moins sensibles que celle des portiques. De point de vue économique, ils sont plus rentables que les portiques et sont directement réparables.

En revanche, les inconvénients sont aussi à prendre en considération lors du choix du système de contreventement. Or, les murs sont moins ductiles que les poteaux et les poutres, et plus sensible aux effets de cisaillement. Ils limitent la liberté de la disposition architecturale, en particulier sur la façade. De plus, pour éviter de grandes excentricités ou faible rigidité en torsion des étages, la présence des murs (par exemple, ceux qui sont autour ascenseurs, noyaux de services de logement, les escaliers, conduits verticaux, etc., à proximité du centre dans le plan), exigent un équilibre dans le plan par d'autres éléments. Ensuite, il est difficile de fournir une base efficace pour une paroi, en particulier avec des semelles isolées. Finalement, Il y a une grande incertitude sur la réponse sismique des murs : D'abord, le comportement cyclique et la performance sismique des murs sont moins connus que ceux des portiques, parce que les recherches expérimentales sont plus difficiles à réaliser et les modèles analytiques ont besoin d'être plus avancés et sophistiqués. En plus, les effets des rotations autour de l'axe neutre de la paroi ne peuvent pas être pris en compte dans la conception pratique de façon fiable. Et enfin, les murs sont plus complexes à modéliser, à analyser, et à détailler dans la conception pratique.

3. Addition de nouveaux voiles en béton



Figure 13 : Exécution d'un voile de contreventement dans une partie existante - Fidar – Liban
(Bureau ASSAF)

C'est la technique la plus répandue pour le renforcement des bâtiments. Elle est très efficace pour le contrôle global des déplacements latéraux et pour la réduction des dommages dans les portiques et les éléments non-structuraux. Les voiles sont dimensionnés comme si c'est le cas d'un nouveau bâtiment : on a une rotule plastique en flexion à la base. Donc, on suppose avoir des éléments aux extrémités, bien confinés et détaillés pour une ductilité en flexion.

Une continuité des voiles entre les étages fait augmenter la résistance. En fait, un bon ancrage est essentiel. Ainsi, des nouveaux voiles sont introduits par une stratégie de remplissage des portiques existants : Le voile peut envelopper les poutres et inclure les poteaux comme des éléments d'extrémités, de ce fait, seul le réseau sera nouveau.

La connexion entre les anciens éléments et le nouveau réseau doit bien transférer les charges. Or, une mauvaise connexion peut conduire à une réduction de la ductilité globale ou à une rupture fragile dans le voile.

Pour un comportement intégral, le nouveau voile doit être suffisamment épais pour encapsuler les poteaux et les poutres existants. Dans ce cas, les réservations et les ouvertures doivent être forées dans les dalles pour permettre aux armatures de passer d'un étage à un autre et pour permettre le coulage du béton. Pour un comportement parfait, un liant époxyde est mis en place tout au long de l'interface de l'ancien béton et du nouveau.

Même si le mur n'encapsule pas les poutres, il est nécessaire de le lier aux poteaux existants pour éviter un manque de confinement spécialement si ces derniers possèdent un manque de recouvrement. En effet, il est essentiel d'assurer le transfert des forces d'inertie des étages aux nouveaux murs de refends.

Notons qu'un voile créé par remplissage des portiques est supposé connecter aux diaphragmes s'il encapsule les poutres à condition que les dalles soient intégrées dans ces poutres.

Evidemment, on a besoin de quelques éléments qui sont désignés à transférer les forces d'inertie aux murs : un cadre en acier est entouré sur le périmètre des poutres pour collecter les charges du plancher et les transférer au nouveau mur.

S'il n'est pas possible de réaliser un voile qui encapsule les poutres et les poteaux, il sera créé en remplissant l'espace entre les éléments existants. La connexion du nouveau réseau est plus critique dans ce cas : même avec la présence d'une très bonne connexion, le comportement intégral des anciens et nouveaux éléments ne peut pas être présumé, et les forces, les moments résistants, ou la capacité de déformation ne sont pas bien quantifiés avec précision.

De plus, il n'est pas pratique d'arrêter les nouveaux voiles à un étage intermédiaire, sinon, on crée ainsi une irrégularité. Par exemple, après un séisme (Tokachi-Oki, en 1968), un bâtiment de trois étages est renforcé par ajouts de murs sur le premier étage uniquement. Ce bâtiment a souffert un grand dommage au second étage au séisme suivant en 1994.

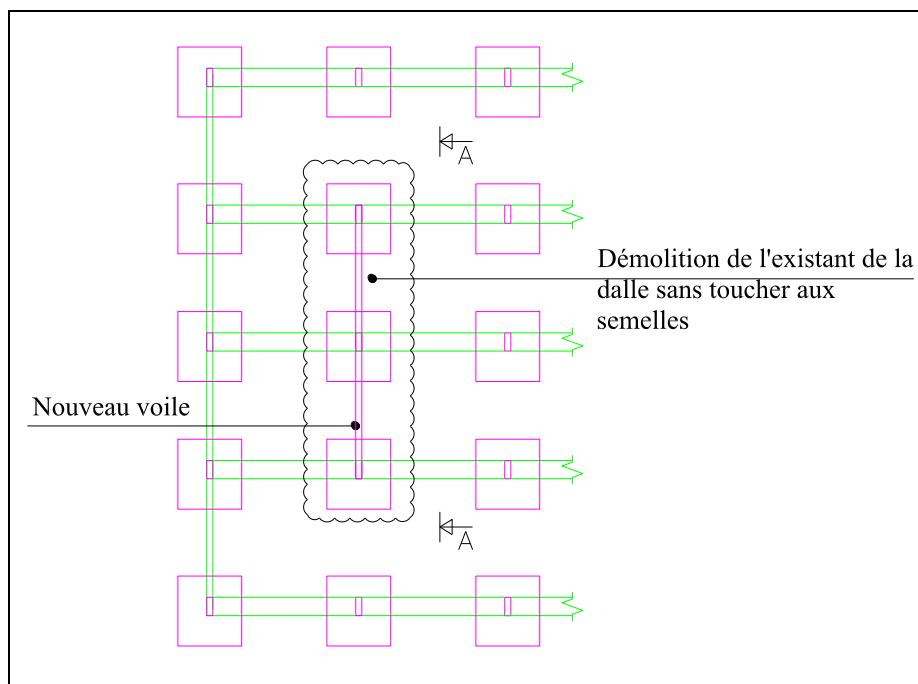


Figure 14 : Vue en plan

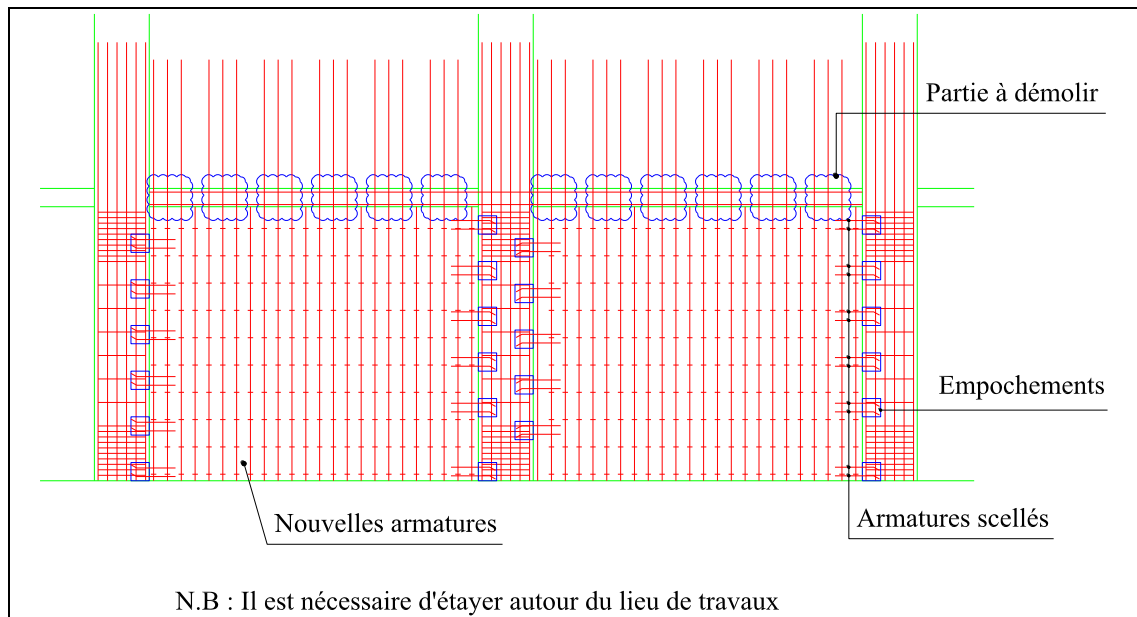


Figure 15 : Elévation du nouveau voile

Lors de l'ajout d'un voile de contreventement, on commence toujours par l'exécution des fondations donc par la démolition du plancher bas pour construire la semelle. Ensuite, on commence par l'addition de nouvelles armatures verticales et horizontales. Si les poteaux adjacents sont existants, on scelle des armatures pour assurer la continuité. Sinon, on pose les armatures du voile comme s'il est nouveau. Il ne faut jamais oublier d'étayer la partie de la dalle qui entoure le voile puisqu'on va nécessairement forer la dalle ou la poutre située au-dessus du voile ou même les démolir pour assurer le passage des armatures et pour le coulage du béton

4. Fondations des nouveaux voiles de contreventement



Figure 16 : Nouvelle fondation connectée à celles existantes

Les nouveaux voiles doivent avoir des fondations appropriées. Pour que ce mur accomplisse son rôle, il faut choisir une ou plusieurs des méthodes suivantes :

- Augmenter les dimensions de la semelle en plan, pour augmenter son poids et l'impédance du sol et/ou intégrer la semelle isolée des poteaux adjacents et immobiliser leur charge verticale contre le soulèvement.
- Connecter les nouvelles fondations aux fondations voisines à travers des longrines rigides et solides.
- Utiliser des pieux.

D. Addition d'un système d'entretoise

L'ajout des éléments diagonaux dans tous les étages, à l'intérieur des portiques, ou dans quelques lieux où il s'agit d'étage fragile, est efficace pour le renforcement global et normalement pas aussi perturbant comme l'ajout des murs. Le contreventement est habituellement placé sur les façades. Des problèmes architecturaux et des ouvertures conditionnent la disposition des nouveaux éléments.

Ordinairement, l'intervention des fondations est minimale. La seule difficulté dans cette technique consiste dans la connexion aux éléments existants.

Les entretoises sont habituellement en acier. Elles augmentent la résistance aux forces latérales des portiques en béton armé mais pas forcément leurs raideurs latérales.

La capacité de déformation totale des portiques flexibles, non ductiles, est renforcée par ces entretoises à condition de prévenir les ruptures fragiles des nouveaux éléments et leur connexions, ou prévenir les éléments en béton ayant un cisaillement critique.

1. Disposition et conception d'un système d'entretoise

Généralement, les entretoises en acier appliquées pour le contreventement sont concentriques ou excentriques. Ils participent à la dissipation de l'énergie à travers leurs barres en tension.



Figure 17 : a) Entretoise en V – b) Entretoise en K

Les systèmes appropriés sont les suivants :

- X - diagonales
- Une diagonale par portique
- V – entretoises (Figure 17 (a)) : leur avantage est la réduction de la longueur de l'élément ajouté et la capacité de dissipation d'énergie rapide. La travée où les éléments s'appliquent doit pouvoir résister à la différence de la force verticale des tensions et compression des entretoises. Même si le sens de ces entretoises est renversé dans des étages adjacents, le système peut être supposé comme continu.
- K – entretoises (Figure 17 (b)) : ils sont connectés au poteau dans son milieu. Cela est à éviter à cause de la force incontrôlable qui apparaît après le flambement qui peut induire à l'effondrement.

2. Avantages et inconvénients

Les systèmes de contreventement en acier présentent des avantages pratiques et économiques. Le principal avantage de cette méthode est qu'il n'est pas nécessaire de réhabiliter le système de fondation, puisque le système de contreventement ne présente pas une grande charge de gravité supplémentaire et les nouvelles barres sont généralement installées entre les éléments verticaux existants. Cependant, l'augmentation des charges sur la fondation existante est possible aux endroits de contreventement de sorte que la fondation doit encore être évaluée. En outre, l'utilisation d'un système externe réduit la perturbation obtenue.

Cependant, malgré la facilité de mise en place d'un tel système, un problème se pose dans la connexion avec l'existant. La conception et le dimensionnement des joints sont très délicats, et une faute minime dans cette région peut causer des problèmes majeurs. De plus, pour les entretoises reposant sur les poteaux, le flambement de ces derniers peut induire à la détérioration du système.

3. Système excentriques et concentriques

Le système de contreventement peut être classé en tant que systèmes excentriques ou concentriques. Chacun de ces systèmes a des avantages mais aussi des inconvénients. L'avantage le plus important des systèmes de contreventement excentrique est sa bonne ductilité lors des surcharges. Les actions sont transférées vers les entretoises en flexion et en cisaillement dans un lien actif. Ce lien empêche le flambement des entretoises. Alors, le lien actif est l'un des membres les plus importants de ce système de contreventement, et ce membre doit être conçu pour rester élastique à faible charge, et à se déformer inélastiquement lors des surcharges. Ainsi, le système dissipe des grandes quantités d'énergie.

D'autre part, les entretoises concentriques améliorent également la résistance et la rigidité, mais la capacité de dissipation d'énergie et le comportement inélastique restent pauvres en raison de la déformation de l'entretoise diagonale.

Ghobarah et Abou Elfath³ ont étudié analytiquement la performance sismique d'un bâtiment en béton armé réhabilité non-ductile en utilisant un contreventement en entretoise excentrique. Le but était d'étudier l'effet de la réhabilitation sur la rigidité et la capacité de dissipation d'énergie.

³ Ghobarah A. and Abou Elfath H.: "Rehabilitation of a reinforced concrete frame using eccentric steel bracing", Eng. Struct - 2001.

Dans le système remis en état à l'aide de contreventement excentrique, les forces sont transférées vers les éléments de renfort en flexion et en cisaillement à travers les forces développées dans le lien d'acier ductile. Or, la performance sismique des cadres en béton armé réhabilités a été étudiée en utilisant une analyse push-over (non linéaire statique) et une analyse dynamique. Dans cette étude, les points les plus importants étaient les éléments de renfort en acier qui doivent être conçus pour se comporter d'une manière élastique lorsqu'ils sont soumis à une charge sismique et la connexion entre le lien de cisaillement vertical et la structure en béton armé doit être capable de transmettre des forces lors du séisme.

Dans une expérience, un bâtiment de trois étages a été réhabilité en utilisant trois genres d'entretoise afin que l'effet de la distribution des entretoises peut également être étudié. L'un des trois cas est concentrique et les deux autres étaient excentriques systèmes comme le montre la Figure 18 suivante :

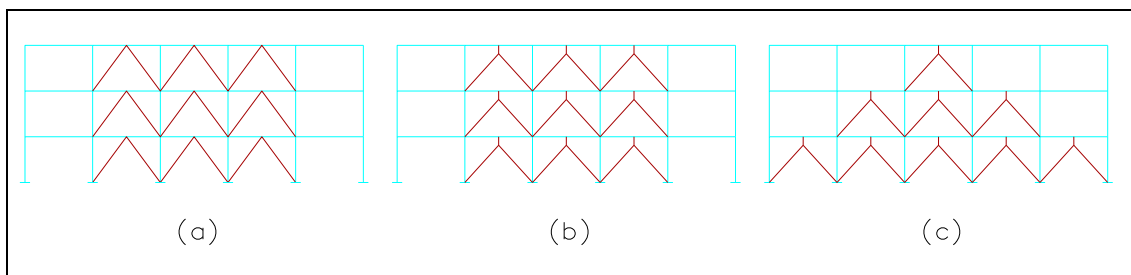


Figure 18 : Entretoises concentrées et excentrées

La capacité de charge latérale était 1,7 fois, 1,6 fois et 1,9 fois supérieure à celle du bâtiment existant pour les cas réhabilités (a), (b) et (c), respectivement. Bien que, le même nombre d'éléments de contreventement a été utilisé dans les deux cas excentriques, la forme pyramidale excentrique avait une capacité de charge latérale plus élevée que l'autre. Le niveau moyen des déformations et des dommages ont été plus faibles dans les cas de contreventement excentriques que dans le cas concentrique. En plus, la raideur la plus élevée a été obtenue dans le cas (c). Cela montre que la distribution de l'acier sur toute la hauteur du bâtiment influe sur le comportement de la structure réhabilitée. Ceci, à son tour, conduit à un changement dans les caractéristiques du mécanisme de plastification. Par conséquent, afin d'obtenir une distribution uniforme des déplacements, les chercheurs ont suggéré que la résistance soit distribuée sur toute la hauteur du bâtiment.

4. Contreventement par croix de St André

Les systèmes d'entretoise sont très pratiques et économiques. Et l'avantage le plus important est qu'on n'a pas besoin de construire des fondations pour ce type de contreventement puisque les éléments sont légers et sont posés entre les éléments existants.

Les systèmes d'entretoises sont groupés selon leur location dans les portiques : intérieurs ou extérieurs.



Figure 19 : a - Système d'entretoise extérieur - b - Système d'entretoise intérieur

5. Système extérieur

Dans ce type, les éléments en aciers sont introduits sur les portiques extérieurs du bâtiment. Quelques expériences ont été réalisées sur un nombre de modèles réduits de structure contreventées par des entretoises. Le portique est formé de poutres raides et de poteaux courts et flexibles. En plus, les croix de St André sont attachées à l'extérieur du cadre en utilisant des goujons injectés de l'époxyde. Le portique est formé de 2 travées et 3 niveaux et soumis à des forces latérales cycliques.

Ainsi, on remarque que, dans l'échantillon non contreventé, la capacité de cisaillement nominale est atteinte lorsque seulement 40% de la capacité en flexion du poteau est atteinte et 30% de celle de la poutre est atteinte. Or, Lorsque le test est réalisé sur le portique contreventé, on remarque une augmentation dans la raideur et la résistance. La charge maximale appliquée est six fois supérieure à celle estimée sur l'échantillon type. Ce système augmente la capacité de résistance du poteau au cisaillement. La capacité latérale est gouvernée par le flambement des croix, de la résistance des goujons et de la capacité du poteau à résister contre le cisaillement.

Pour éviter le flambement des éléments de la croix, il est recommandé d'utiliser des câbles au lieu des sections d'acier puisque ces câbles flambent élastiquement.

Donc, il faut faire attention que le système de contreventement améliore la résistance et la raideur du portique mais ne change pas son mode de détérioration. La partie concernant le poteau faible – poutre forte doit être soigné

6. Système intérieur

Dans ce système, les entretoises sont introduites dans le vide entouré par les poutres et les poteaux des portiques. Plusieurs expériences assurent que ce type de contreventement améliore la capacité de résistance sismique des structures existantes.

Une des expériences avait pour objectif de déterminer le degré d'effectivité de différentes entretoises diagonales dans l'amélioration de la capacité de résistance aux forces latérales et d'observer le comportement relatif de la tension et de la compression. De ce fait, la croix de St André est choisie.

Alors, quatre modèles de portiques sont testés. L'expérience montre que la contrainte de cisaillement dirige la résistance du portique dans les quatre cas. Or, pour investiguer la résistance au cisaillement, des charges cycliques horizontales sont appliquées sur les cardes.

Tableau 11 : Types d'échantillons et résultats

Echantillon	Type d'entretoise	Charge de rupture (T)
P00	Sans entretoise	4
P01	Entretoise diagonale en tension	9
P02	Entretoise diagonale en compression	10
P03	Croix de St André soudés en leur milieu par une plate en acier	12.5

Donc, une importante observation est que durant le test sur P03, les entretoises ne portaient pas la même charge. L'élément en tension était dominant. Alors que, à une charge supérieure, le système montre un comportement non linéaire et la dominance de la barre en tension commence à se dégrader. La détérioration de la barre tendue commence en son milieu, lieu de la soudure avec la plate. Ensuite, la barre comprimée flambe. Notons qu'avant la détérioration de la barre tendue, les charges se transfèrent directement vers le portique, et la barre comprimée ne prend aucune charge. Mais, lorsque les charges augmentent

énormément, et le système passe vers une action non linéaire, cette barre comprimée commence à travailler.

Enfin, le portique contreventé avec la croix de St André augmente la résistance de 2.5 fois du portique type.

7. Connexions entretoise – portique

Une des plus simples, économiques, et efficace méthodes de contreventement utilisées est le système d'entretoise. La combinaison des portiques et des aciers n'est pas une pratique courante à cause de leur comportement inconnu. Ainsi, nous allons réaliser une série d'expérience sur différents types de connexions et analyser leurs performances pour pouvoir choisir la meilleure méthode pour un contreventement parfait.

La combinaison entre les systèmes d'entretoises et les portiques augmente la raideur et la résistance de la structure. Généralement, chacun de ces systèmes a une réponse différente envers les forces latérales. En fait, Le mode de déformation prédominant des entretoises est en flexion. Or, celui des portiques est en cisaillement.

Les effets de ce phénomène de performance entre les systèmes dépendent des hauteurs des bâtiments :

- Dans les bâtiments à faible hauteur contreventés par des entretoises : la différence entre les systèmes est négligée. On suppose que les entretoises prennent toutes les forces latérales.
- Dans les grands bâtiments contreventés par des entretoises : chaque système compense les points faibles de l'autre. Par ailleurs, la différence entre les deux performances conduit à une distribution non uniforme de l'effort tranchant entre eux. Cela est réalisé en une façon que durant la déformation latérale, dans les portiques des premiers étages, les éléments s'inclinent vers les entretoises, et dans les derniers étages, les portiques eux-mêmes empêchent les entretoises de se déformer.

8. Méthodes d'exécutions

1. Connexion par boulons :

Une cornière est placée sur le coin intérieur du portique et des plaques en aciers sont placées sur la face extérieure. Ensuite, ces éléments sont connectés par des boulons et des écrous avec le béton. Mais, il faut perforer la poutre et le poteau pour introduire ces boulons.

2. Connexion par soudure :

Les barres des entretoises sont soudées sur les plaques en acier collés sur le béton

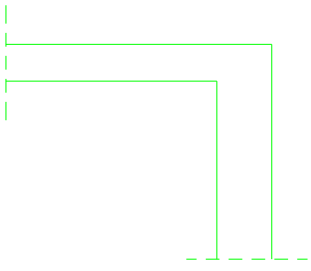
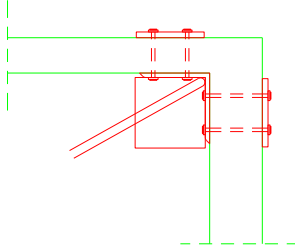
9. Test expérimental

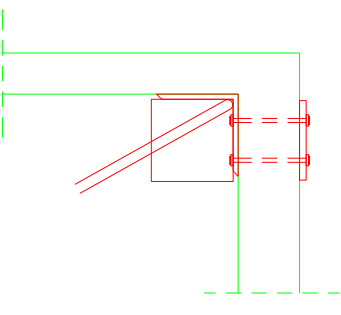
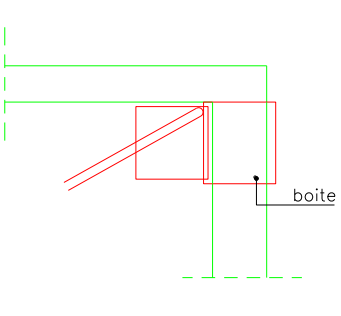
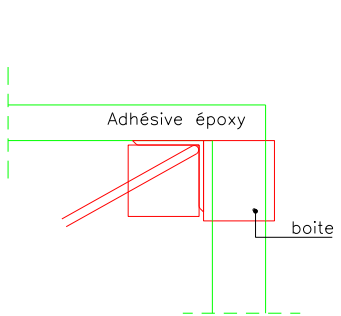
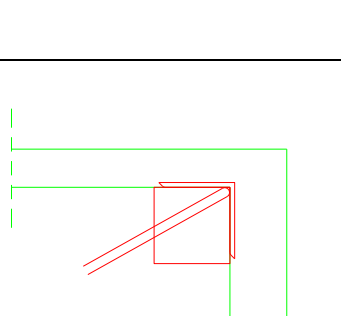
Les expériences ont été réalisées dans des laboratoires spécialisées : 8 portiques en béton armé (échelle 1:2.5) construits avec les mêmes détails sont contreventés par des croix de St André pour évaluer le comportement des connexions entre le béton et l'acier.

Il s'agit de deux échantillons non contreventés NC11 et NC12, et de six autres échantillons contreventés avec cinq différents détails de connexions C11, C12, C21, C22, C23, C31.

Les échantillons sont exposés à des forces latérales cycliques et d'une charge verticale.

Tableau 12 : Comparaison des différents échantillons

Echantillons	Type de connexion Entretoise-portique	Forme	Résultats
NC11 et NC12	Pas de connexion		Raideur, résistance et absorption d'énergie minimales
C11	Connexion par boulons		Augmentation de la raideur et de la résistance

C12	Connexions par boulons sur poteau uniquement		Dégradation de la raideur et de la résistance et de l'absorption de l'énergie
C21	Connexions par soudure sur boîte d'acier entourant le poteau		Glissement de la chemise et comportement hystérique
C22 et C23	Connexions par soudure sur boîte d'acier entourant le poteau. La boîte est fixé avec de l'époxy.		Faible dégradation de la raideur, augmentation de la résistance et de l'absorption d'énergie
C31	Une cornière en L est placée à l'intérieure du béton pour tester le comportement des entretoises dans des nouveaux portiques. Les éléments sont soudés		Dégradation peu à peu de la raideur, augmentation de la résistance et de l'absorption d'énergie

10. Conclusion du test

On peut dire alors que l'utilisation des boulons et des écrous augmente la raideur des portiques, ce qui est adéquat aux petits et moyens bâtiments. Mais, il faut connecter les nouveaux éléments aux poteaux et aux poutres pour une bonne performance.

En plus, pour utiliser une boîte d'acier autour du poteau, il est indispensable de bien la coller à l'existant. Ainsi, on aura une bonne performance et une très grande dissipation d'énergie.

11. Méthode de calcul

Pour dimensionner les boulons, il est nécessaire de calculer leur résistance au cisaillement puis leur résistance à la pression diamétrale.

D'après l'Euro Code, on note :

Résistance au cisaillement :

$$F_{Ed} < F_{v,Rd} = m\alpha_v f_{ub} \frac{A_b}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

m est le nombre de plan de cisaillement.

$\alpha_v = 0.6$ si classes 4.6 – 5.6 – 8.8

$\alpha_v = 0.5$ si classes 4.8 – 5.8 – 6.8 – 10.9

$A_b = A$ est l'aire de la section brute si le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon.

$A_b = A_s$ est l'aire de la section résistante en traction si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

$\gamma_{M2} = 1.25$

f_{ub} est tiré du tableau suivant :

Tableau 13 : Caractéristiques mécaniques

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} = k_1 \alpha_d d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

f_u est la résistance ultime à la traction

d est le diamètre du trou

t est l'épaisseur de la plaque

$$\alpha_d = \min \left[\begin{array}{l} e_1 \frac{1}{3d_0} \text{ pour les boulons de rive} \\ \frac{p_1}{3d_0} - 0.25 \text{ pour les boulons intermédiaires} \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \\ 1 \end{array} \right]$$

$$k_1 = \left[\begin{array}{l} 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \text{ pour les boulons de rive} \\ 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7 \text{ pour les boulons intérieurs} \\ 2.5 \end{array} \right]$$

E. Isolation parasismique

Le séisme attaque les fondations et les forces passent vers la superstructure qui oscille, ainsi, des déformations apparaissent.

Une des méthodes de contreventement est l'utilisation des isolateurs des oscillations. Ces isolateurs n'isolent pas totalement les mouvements mais les réduisent 5 à 6 fois. En fait, le but de ce type de contreventement est de protéger la vie humaine et le bâtiment avec tous ses éléments. Alors, notre structure reste opérationnelle directement après un séisme. Cette isolation est utilisée par exemple pour les hôpitaux, les casernes de pompiers...

1. Principe d'isolation parasismique

Il s'agit de placer des appareils d'appuis entre les fondations et la superstructure, entre la superstructure et le rez de chaussée, ou entre le rez de chaussée et le premier étage. Ces appareils sont moins rigides, dans le sens horizontal, que la structure.

Les appuis autorisent des déplacements entre la superstructure et les fondations. En outre, la superstructure doit être suffisamment ferme pour ne pas avoir des tassements différentiels.

Il existe deux types d'appui : l'un est à élastomère glissant, l'autre est fretté (caoutchouc ou néoprène).

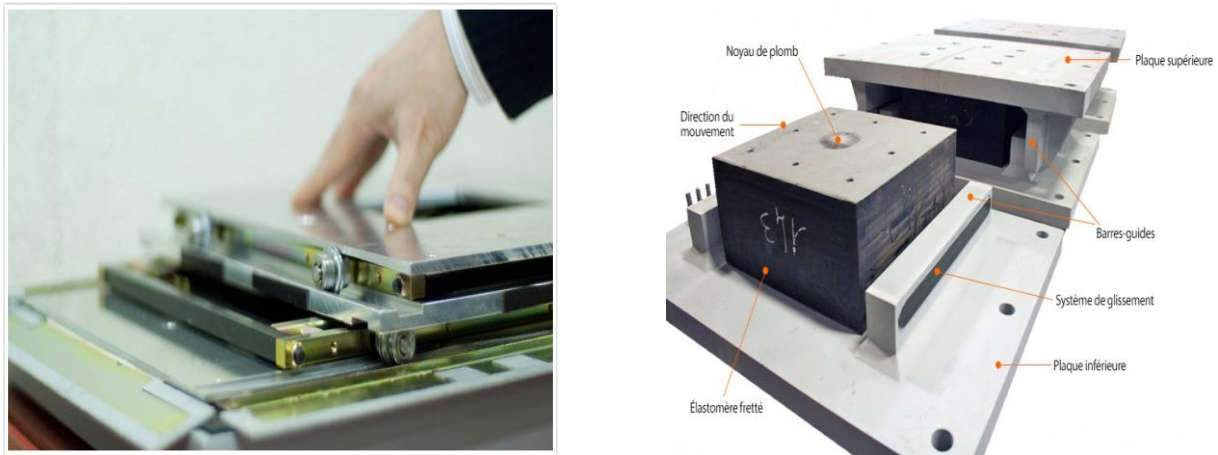


Figure 20 : élastomère glissant et élastomère fretté

Rappelons que ce type de contreventement est faisable même sur les bâtiments existants. D'après l'Euro Code 8, un des types d'intervention sur la structure est « f) mise en place de dispositifs de protection passive par l'intermédiaire d'un contreventement dissipatif ou d'une isolation à la base ; » EN 1998-3 : 2005 - {5.1.3}.

En fait, dans la caserne de pompiers dans le canton de Bâle-Ville en Suisse, des supports parasismiques ont été placés entre les étages supérieurs et les sous-sols.



Figure 21 : Isolations parasismiques – Suisse

2. Avantages et inconvénients

Plusieurs avantages poussent à utiliser ce genre de contreventement.

D'abord, le niveau de protection est énorme, les ouvrages restent intacts, aucun dégâts n'est observé ; ces appuis sont parfait pour les bâtiments de catégorie IV. En plus, grâce à la réduction des charges sismiques, la structure a un comportement élastique donc la dégradation progressive de la construction est évitée. Ensuite, les appuis restent sains, et les formes irrégulières des bâtiments sont possibles vu que le comportement de la structure dépend de la rigidité des appuis et non pas de celle de l'ouvrage.

En revanche, un des inconvénients est que tous les éléments traversant le niveau des appuis doivent être conçus de façon à suivre les déplacements relatifs de la structure (réseaux de gaz, système contre incendie, escaliers...). En outre, les joints doivent être de dimensions importantes pour permettre un déplacement sans écrasement. De plus, si le bâtiment est constitué de cinq étages ou moins, les isolations ne sont pas économiques à utiliser. Enfin, les changements ultérieurs dans les éléments du bâtiment (cloison, façade...) ne doivent pas modifier le comportement dynamique initial sous peine d'entraîner des coûts d'adaptation élevés.

Chapitre V : Types de renforcement des structures

Divers désordres attaquent la structure. Ils sont plus ou moins importants et changent la capacité portante des matériaux utilisés comme le béton, les armatures...

Parfois, la solution de démolition puis reconstruction peut s'imposer en tenant compte des problèmes économiques, architecturaux, archéologiques..., mais notre but dans ce qui suit est de trouver des solutions de renforcement de l'existant. Donc, la connaissance du niveau de vulnérabilité des éléments est indispensable pour détecter les points faibles de notre ossature et par suite pour choisir le type de renforcement approprié.

Notons que les éléments porteurs doivent supporter de nouvelles charges permanentes et d'exploitations. Or, le renforcement augmente le rang de service donc augmente la ductilité et la résistance des matériaux pour qu'ils deviennent conformes aux nouveaux cas étudiés.

Après la connaissance complète de toutes les caractéristiques des matériaux et après l'étude de nouveau chargement, on fait un dimensionnement de l'ossature et on pose les solutions possibles pour notre renforcement pour tirer enfin la solution adéquate pour chaque élément.

Alors pour une prévention sismique parfaite, un renforcement du bâtiment existant est indispensable, pour cela on a recours à l'Euro Code 8, comme tant de bâtiment ont été calculés sans considération parasismique et grâce au nouveau zonage, on doit renforcer ce qui est existant.

Après avoir accompli toutes les étapes du diagnostic, dès la visite du site jusqu'à la connaissance des caractéristiques des matériaux passant par toute la campagne de sondage destructif ou non, on peut faire le calcul simplifié et comprendre le comportement du bâtiment. Ensuite, on établit une liste de méthode de renforcement pour choisir la meilleure après avoir étudié des avantages et inconvénients de chacune.

Enfin, le but est d'estimer la solution optimale, la plus économique tout en tenant compte de la durée des travaux et des ennuis causés.

A. Critères de choix d'une solution de renforcement

Plusieurs critères rentrent dans le choix de la solution parfaite. Citons les points les plus importants qu'on doit prendre en considération lors de notre travail :

- Cas où l'environnement est dur et agressif : on a recours à des armatures non corrodables, à un béton convenable et ajuster, en plus des produits de protection.
- Cas où la qualité du béton existant est médiocre : on doit éliminer la partie corrompue.
- Cas où la surface du béton existant est mauvaise (fissures, géométrie) : on peut appliquer la solution des armatures passives extérieures.
- Cas où il est impossible de changer le niveau de la structure (pont, poutre retombée...) : on choisit la solution de renforcement par armatures passives extérieurement collées.
- Cas où l'enrobage des armatures existantes est trop faible : on a recours à des armatures de petites dimensions en matériaux composites.
- Cas où les armatures existantes sont endommagées : il faut les remplacer et ajouter de nouvelles armatures.

Dans ce qui suit, nous présenterons les types de renforcement les plus répandus : chemisage en béton armé, chemisage par des matériaux composites, chemisage en acier.

B. Chemisage en béton armé

Ce type de renforcement est opéré en trois étapes : préparation de l'opération, préparation du support, conduite de l'opération.

Pour renforcer dans ce cas, quelques exigences sont imposées :

- Connaissance des états chimiques et physiques de la structure et les méthodes de réparation. De plus, l'entrepreneur doit préparer les moyens nécessaires pour l'exécution des travaux.
- Protection contre toute nuisance pendant la progression des travaux.
- Préparation du support (propreté, adhérence...).
- Les conditions de l'environnement lors de l'exécution au chantier sont à prendre en compte (température, vitesse du vent...).

1. Préparation du support béton et des armatures

Il s'agit de 2 étapes :

1. Nettoyage
2. Repiquage ou enlèvement du béton

La surface de contact doit être rigoureuse et avec absence d'eau, de glace, et de givre au moment du bétonnage, de plus, il faut éviter la fragilisation du béton à proximité par des microfissures pour cela il faut contrôler l'intensité des actions du matériel employé. En outre, pour améliorer les liaisons entre le nouveau et l'ancien béton, il faut sceller des armatures de petites sections dans le béton existant.

Dans la préparation des armatures, on suit au moins deux techniques : dégrossissage relativement agressive et une autre de finition. Si les armatures sont endommagées, on les coupe par des moyens mécaniques comme la disqueuse (mais la coupe au chalumeau est interdite). D'autre part, les armatures transversales en bon état peuvent servir comme armatures de couture mais il faut de même ajouter des armatures supplémentaires scellées dans l'existant pour améliorer la liaison entre l'existant et le nouveau béton.

Avant la mise en œuvre des nouveaux matériaux, on doit nettoyer. Ce nettoyage peut se réaliser suivant deux méthodes selon la nature des travaux :

- A sec : brossage, soufflage à l'air déshuilé.
- Humide : lavage à l'aide de l'eau avec ou sans détergent.

Lorsque la surface est très poreuse ou à faible pourcentage de liant, il est appliqué une couche de barbotine⁴ à base de liant hydraulique modifiée ou non pour améliorer l'adhérence. On peut parfois utiliser des résines synthétiques. Généralement, la surface de béton est sèche sauf si la résine utilisée nécessite un milieu humide. Dans ce cas, il faut protéger les armatures contre la corrosion. Un perforateur équipé d'une mèche de forage perce les trous de diamètre < 25 mm, et une perceuse équipée d'une couronne de forage au diamant perce des trous > 25 mm. Les trous sont nettoyés par un jet d'air comprimé.

⁴« la barbotine est soit le mélange d'un liant (ciment ou chaux) et d'eau sans agrégat, soit un enduit de ciment délayé servant à parfaire l'assemblage entre deux coulées de Béton ou entre deux couches d'enduits, à assurer le collage de carrelage, ou à parfaire les joints. »D'après Wikipédia.



Figure 22 : a) à gauche mèche de forage – b) à droite couronne de forage

2. Diamètres et espacements des trous

Soit ϕ_1 le diamètre de la barre, et ϕ_2 le diamètre du trou de scellement :

Pour un scellement avec des produits à base de liants hydrauliques, on a :

$$\phi_2 \geq \phi_1 + 15 \text{ à } 35 \text{ mm}$$

Tandis que pour les produits à base de résine, on a :

$$\phi_2 \geq \phi_1 + 2 \text{ à } 10 \text{ mm}$$

Les espacements doivent être arrangés de façon à éviter l'éclatement du béton avec :

$$a = 4d_s \geq 40 \text{ mm}$$

a : Espacement minimal

d_s : Diamètre de la barre

3. Mise en place des produits de scellement

Dans le cas d'une paroi horizontale et d'un scellement vertical, le coulis est mis en place par une simple gravité à l'aide d'un seau et d'un entonnoir, ou d'une seringue.

Dans le cas d'une paroi verticale ou en sous – face, le scellement est mis en place avec un pistolet ou à l'aide d'une truelle et une tige en métal ou en bois.

La mise des armatures dans les trous est faisable par force. Et pour leur maintenance en place jusqu'à la prise, on utilise des bouchons.

4. Mise en place du béton

Après avoir satisfait toutes les exigences fixées, et posé les coffrages s'ils sont nécessaires, l'entrepreneur élimine les derniers déchets par un nettoyage final. La mise en

œuvre du béton est réalisée manuellement, coulé dans des coffrages ou projeté avec des vibrations en présence d'évents (évacuer l'air) dans des conditions thermiques entre 5°C et 30°C.

Il faut faire des opérations postérieures à la mise en place du béton pour limiter les effets des retraits comme la cure du béton, une injection de collage, application d'un produit de protection...

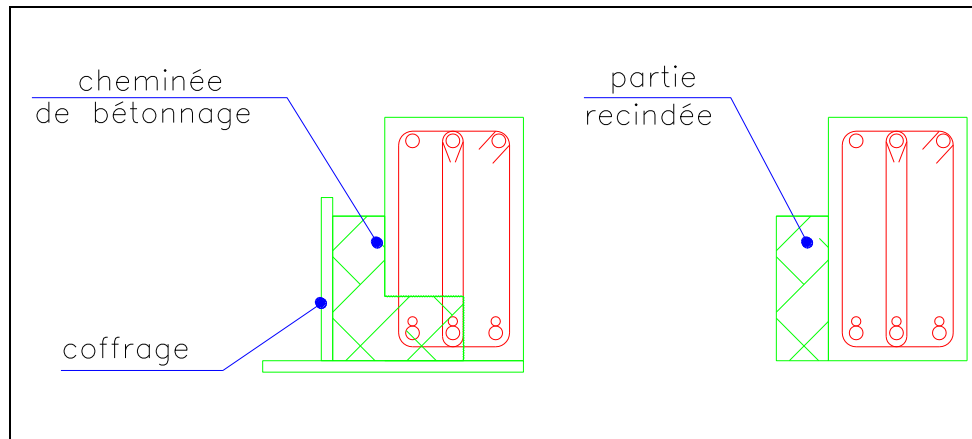


Figure 23 : Coulage du béton

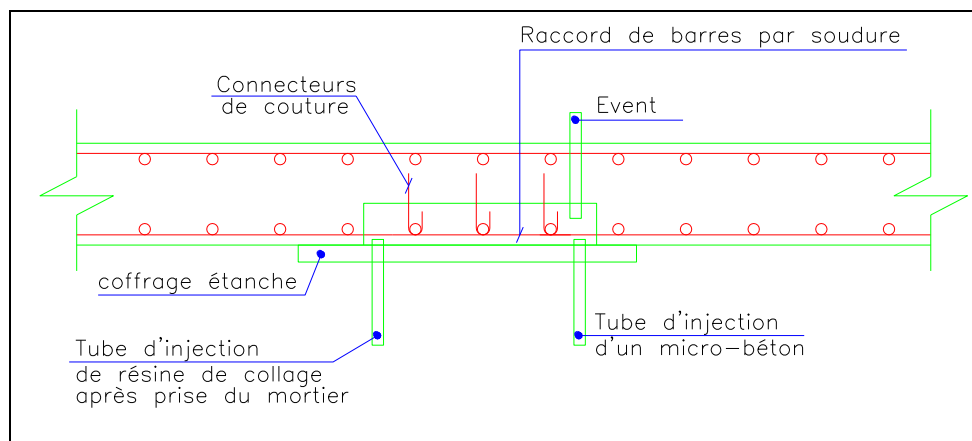


Figure 24 : Injection du béton en sous face

5. Essais et contrôles

Les cinq catégories suivantes sont à la base des essais et contrôles à réaliser :

- L'épreuve d'étude : elle est appliquée si les conditions de contrôle ne sont pas présentes, si les conditions de mise en œuvre sont différents de celles fixés dans les normes, si les matériaux sont soumis à des conditions agressives particulières, et si les produits sont fabriqués sur le chantier.
- Les contrôles de réception des produits et matériaux : ceux sont les contrôles faits pour vérifier la conformité des produits, donc c'est la vérification des conditions de transport, des états de l'emballage, des poids des produits pré-dosés, de la remise d'un document assurant que le produit a le droit d'usage d'une marque, des conditions de stockage, de la température du local où on pose les matériaux,... En cas de doute, des essais d'identification et d'efficacité sont effectués par un laboratoire choisi par le maître d'œuvre.
- Epreuve de convenance : elle concerne les produits de réparation, de scellement, de collage, d'injection, de protection des armatures et du béton.
- Contrôle d'exécution : le but est de s'assurer qu'à chaque moment, l'exécution des travaux est conforme aux spécifications comme par exemple le contrôle lors de la préparation du support, les fissures qui apparaissent, la teneur en eau, la bonne réalisation des engravures et leur profondeur, la température, le soudage, la mise en œuvre des revêtements,... Les non conformités repérées doivent être traitées sans jamais oublier la mise en place des dispositifs de protection pour assurer la sécurité et la santé des personnes et de l'environnement.
- Réception des travaux : l'entrepreneur présente les séries des essais au maître d'œuvre ainsi que les documents des plans d'assurance de la qualité.

6. Avantages et inconvénients du chemisage en béton armé

Grace à sa rentabilité, le chemisage en béton armé est la méthode la plus choisie dans un renforcement sismique des éléments. En plus, chaque ingénieur est familier avec l'application du béton, il est le plus courant. Ensuite, le chemisage en béton armé est la technique la plus convenable sur un élément endommagé. En outre, les bétons sont versatiles et s'adaptent à presque toutes les formes. Finalement, en utilisant le chemisage en béton, on peut améliorer

la raideur, la résistance au cisaillement, la capacité de déformation élastique, la continuité des éléments, le moment résistant, et la résistance à la flexion (section de l'élément augmente).

Mais, il ne faut pas oublier que cette technique induit à un désavantage en ce qui concerne l'espace, vu que les dimensions vont augmenter. De plus, lors de la mise en place d'un tel type de chemisage, le poids de la structure augmente, les travaux sont assez longs et une grande perturbation aura lieu : un grand amont de poussière, débris et pollution se créent.

7. Détails, technologies et aspects de construction

Le revêtement doit être au moins 75 à 100 mm pour fournir un enrobage suffisant des nouvelles armatures utilisées. Normalement, le béton est coulé sur place.

Pour augmenter la résistance des éléments verticaux, les armatures longitudinales sont prolongées jusqu'à l'étage suivant. Or, pour éviter la perforation des poutres dans les nœuds, on pose les armatures sur les coins de la nouvelle section. En plus, la nouvelle partie des poteaux ou voiles est ancré dans les fondations en augmentant les dimensions de celles-ci ou en scellant des armatures.

Si le but du chemisage est d'améliorer la capacité de déformation des membres en offrant un confinement et une résistance au flambement aux éléments existants et d'augmenter la résistance au cisaillement, alors il n'est pas nécessaire de continuer le chemisage jusqu'à l'étage suivant pour un poteau ou jusqu'à la deuxième travée pour une poutre. Un écart de 10 mm est recommandé pour éviter l'augmentation du moment fléchissant.

En revanche, les armatures transversales (cadre ou acier en U) entourent les armatures longitudinales, résistent au flambement, au cisaillement, et confinent le béton. Si on ne veut pas réaliser des forages dans l'existant on peut ajouter des cadres octogonaux qui diminuent le risque de flambement des barres qui ne sont pas au coin de la section, ou on peut même utiliser des épingles qui joignent les armatures comme le montre la Figure 25 :

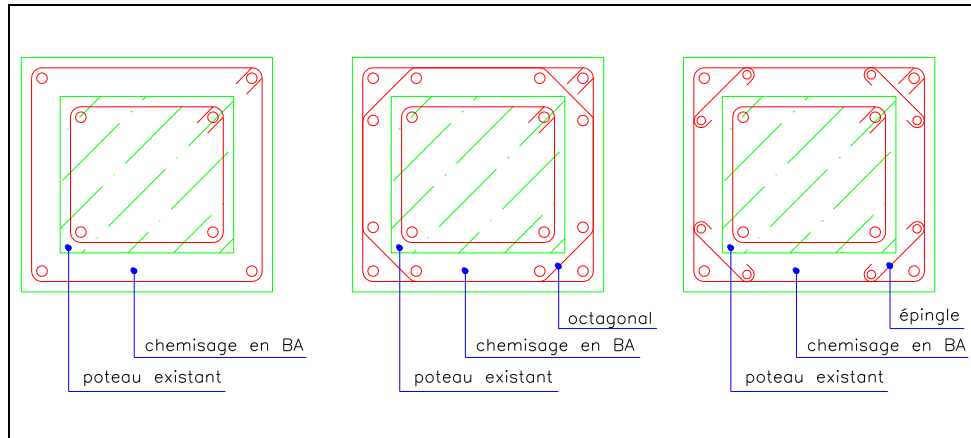


Figure 25 : Dispositions possible d'armatures sur poteau

Parfois, un chemisage sur les quatre cotés n'est pas faisable, dans ce cas, des armatures horizontales sont soudées avec les anciennes. On peut voir un exemple dans la Figure 26 :

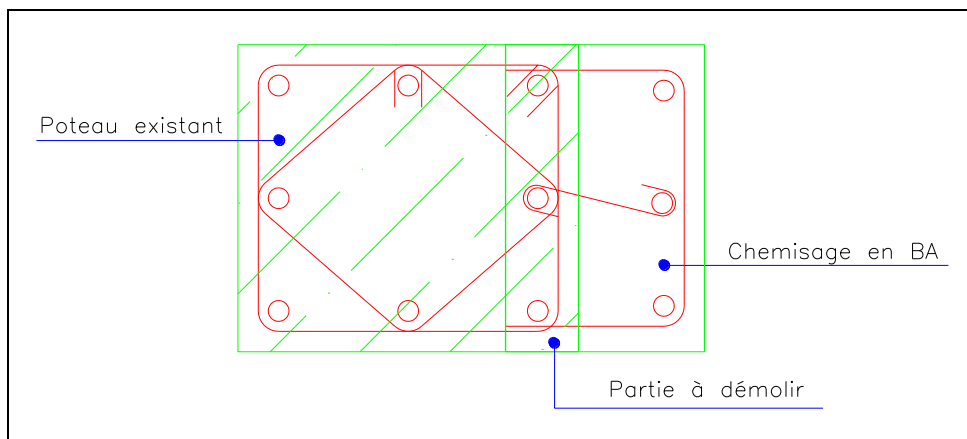


Figure 26 : Chemisage d'une seule face

Pour les voiles de contreventement, on fait un chemisage sur les bords où ils se croisent : des aciers sont scellés dans l'existant et des armatures en U sont placées et soudées aux aciers scellés. Le chemisage sur une seule face du voile est très efficace s'il est bien renforcé horizontalement et verticalement, et bien connecté à l'ancien voile. Ici, le rôle de l'existant consiste en son béton et comme connexion avec les autres étages.



Figure 27 : Chemisage sur voile

8. Résistance, raideur et capacité de déformation

Le comportement élastique et post-élastique d'un élément chemisé en béton armé dans une déformation ultime est très complexe car il dépend des conditions de l'enveloppe et de l'élément existant, malgré la simplicité demandée durant le dimensionnement. Pour mieux comprendre le comportement des éléments modifiés, on travaille sur un concept de « facteur de comportement monolithique ». Il y a des facteurs de conversion appliqués sur les résistances, les raideurs,... pour faire ressembler l'élément chemisé à un élément monolithique.

Après plusieurs expériences, on peut dire que :

1. Résistance en flexion et capacité de déformation :

Si le chemisage continu jusqu'à l'élément suivant : Les dimensions extérieures de l'enveloppe sont prises dans le calcul. De même, le renforcement en compression et en tension est celui de l'enveloppe et les barres existantes sont supposées à leurs places comme aciers intermédiaires entre la compression et la tension. Et, il ne faut jamais oublier de prendre en considération la différence entre les caractéristiques des matériaux anciens et nouveaux. En outre, la valeur de la résistance en compression de béton f_c est appliquée sur toute la section du membre monolithique. En plus, les charges axiales sont considérées appliquées sur la section nouvelle totale. D'autre part, les armatures de cisaillement de l'enveloppe sont uniquement considérées pour le confinement.

Si le chemisage ne continue pas jusqu'à l'élément suivant : Le moment à la plastification M_y et la courbure à la limite élastique φ_y sont calculés suivant la section, les armatures longitudinales et la limite d'élasticité de l'ancien élément. De plus, la valeur de h qui apparaît dans le second membre de la formule de θ_y est celui de l'enveloppe. Et la capacité de déformation θ_u est calculée en se basant sur les données de l'ancien élément confiné par l'enveloppe. En outre, les équations de confinement sont calculées avec un facteur effectif a_s égal à 1 et la valeur du pourcentage géométrique des armatures est calculée avec A_s/s_h de l'enveloppe et b_w largeur de l'ancienne section.

2. Résistance au cisaillement :

Tout ce qui est en relation avec le cisaillement est calculé suivant les nouvelles dimensions et les armatures transversales existantes sont prises en compte uniquement dans les murs à condition d'avoir un bon scellement avec la nouvelle partie.

L'idée durant le calcul de la résistance du béton et des forces axiales est que, pour les ratios de l'épaisseur du chemisage, lorsque l'élasticité apparaît et des rotules plastiques se forment sur les extrémités des éléments, la zone de compression est pleinement à l'intérieur de l'enveloppe, portant la charge axiale complète. De plus, c'est l'enveloppe qui régit essentiellement la résistance au cisaillement.

On utilise un astérisque pour identifier les valeurs de calcul de l'élément chemisé (M^*, θ_y^*).

Si l'interface entre l'enveloppe et l'existant est rendue rugueuse :

$$EI_{eff}^* = \frac{M_y^* L_s}{3\theta_y^*}$$

Avec E le module d'Young, I_{eff} le moment d'inertie effectif et $L_s = M/V$ la portée d'effort tranchant.

L'Euro Code 8 impose que :

$$\theta_y^* = 1.2\theta_y$$

$$V_R^* = 0.9V_R$$

C. Chemisage par matériaux composites



Figure 28 : Traitement et renforcement par PRFC

Il est évident que les armatures et le béton utilisés doivent être de bonne qualité et ne doivent pas présenter des pathologies pour pouvoir transmettre les efforts.

Dès les années 60, l'utilisation des tôles est répandue mais beaucoup de problèmes ont apparu comme le décollement lors des chocs, et le non contrôle des fissures. Tant de recherches ont été faites pour améliorer la performance, et aux années 90, les matériaux composites collés concurrencent à cause de la facilité de leur mise en place et leur efficacité. Ils sont des plaques, bandes, lamelles rigides ou des tissus imprégnés de résines.

Pour procéder par des armatures passives à la surface du béton il faut que :

- L'état de la structure sur les plans chimiques, électrochimiques et physiques soit connu et les éléments doivent être réparés au cas d'une pathologie.
- Les moyens nécessaires soient présents pour assurer de façon efficace l'exécution des travaux.
- Le support soit préparé (propreté, géométrie, texture, relèvement des défauts...).
- Les contraintes environnementales soient prises en compte lors des travaux : Ces derniers doivent se dérouler par temps calme pour éviter les poussières, l'ensoleillement, la pluie, les basses températures (température acceptable entre 5°C et 35°C),...

1. Fonctionnement d'une structure renforcée par des matériaux composites collés

Une expérience a été faite sur une poutre renforcée par un matériau composite pour observer son comportement. Cette poutre est soumise à un chargement progressif jusqu'à sa rupture. On remarque :

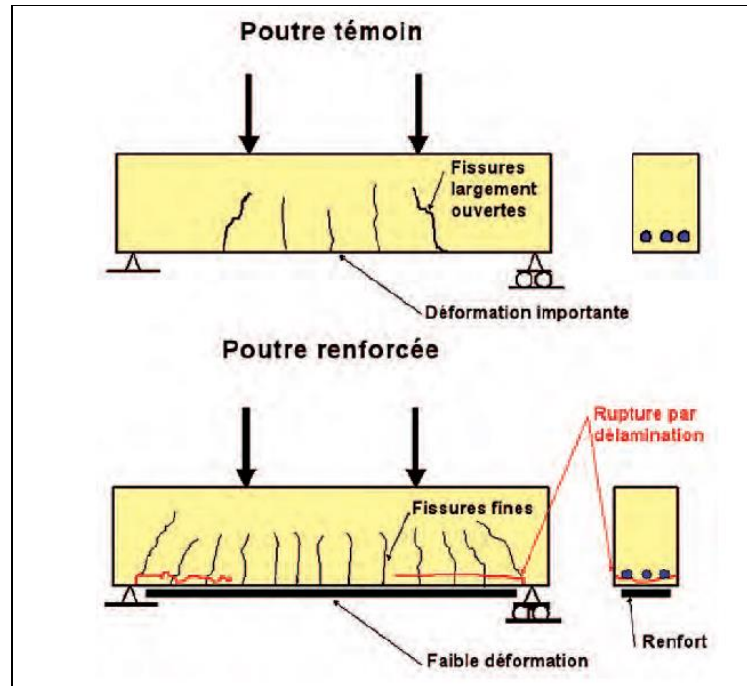


Figure 29 : Schématisation de l'expérience

- Des fissures fines réparties sur toute la longueur.
- Des fissures d'effort tranchant apparaissent lorsque la charge approche de la charge de rupture.
- Absence de palier plastique alors une rupture fragile.
- Flèche de rupture très réduite.
- Charge de rupture très supérieure à celle du témoin.

Normalement, une poutre en béton armé se rompt par écrasement du béton par raccourcissement ultime des fibres comprimées. Tandis que sur la poutre renforcée par des matériaux composites, une fissure horizontale apparaît soit à l'interface béton composite soit dans la colle. Et ainsi, l'interface se déchire : c'est la délamination.

Les matériaux sont des produits organiques qui perdent leurs caractéristiques sous l'action d'une température trop élevée. Les colles possèdent une température vitreuse T_v

comprise entre 50°C et 80°C donc si la température s'élève à ce niveau, les colles commencent à changer leur caractéristiques.

2. Utilisation des PRF

Généralement, les matériaux composites sont utilisés pour renforcer des structures en bon état et qui ont une insuffisance de capacité portante à cause de nouvelles charges appliquées au bâtiment par exemple, ou pour les structures qui doivent être adaptées aux nouvelles normes ou des structure qui présentent des fragilités potentielles liées au calcul appliqué à l'époque de la conception.

Le choix de matériau composite se fait suivant les exigences du bureau d'étude (résistance et déformabilité), les exigences relatives à la mise en œuvre (condition thermique, géométrie de la pièce), et les exigences de durabilité (conditions de surveillance et d'entretien).

Le dimensionnement des PRF est réalisé sur l'état limite ultime. Ainsi, il faut prendre en compte le moment fléchissant, l'effort tranchant, la compression, la séparation des plates, la ductilité...

Les fibres eux-mêmes sont peu susceptibles d'être affectés par les températures élevées. Le problème consiste dans les résines et les colles. D'où une couche d'isolation doit être utilisée. A titre d'exemple, un pont en France a été protégé par du plâtre et du mortier.

En plus, les gaz dissipés durant la combustion sont toxiques et il est nécessaire d'utiliser des filtres spécialement dans les tunnels fermés.

Pour la préparation des matériaux composites :

On commence par réaliser le relevé de la géométrie de la structure. Ensuite, et à partir des plans fournis par le bureau d'étude, on implante des zones de collage sur le support de béton. De même, ces plans comportent pour les plaques leurs longueurs, et pour les tissus leurs dimensions et le nombre de couches.

Pour la préparation de l'adhésif :

Dans un pot, on vide l'adhésif composé de résine et d'un durcisseur. La vitesse de rotation du malaxeur et la forme de l'hélice permettront un mélange homogène plus ou moins visqueux.

3. Technique de mise en œuvre des matériaux composites

Cas des tissus en fibre :



Figure 30 : Tissus en fibre

Sur un support en béton, différentes techniques sont applicables pour la mise en place des fibres comme par exemple la mise en œuvre par moulage sec qui permet d'avoir des propriétés mécaniques élevées à court terme. La méthode est réalisée par ragréage de la surface du béton (sablage + application du polymère) suivi par le découpage puis l'application des tissus, pour enfin appliquer une couverture chauffante et une couche étanche, raccordée à une pompe à vide responsable d'appuyer une pression externe durant la phase de polymérisation.

Une autre méthode consiste à la mise en œuvre par stratification directe : à une température ambiante, on prépare la surface du béton pour appliquer une couche d'imprégnation. Ensuite, on dépose les tissus avec les dimensions voulues. Après, on réalise un marouflage des renforts. L'application d'une couche de protection est indispensable à la fin.

Si deux nappes de tissu sont placées côte à côte, on ne laisse pas un intervalle entre elles.

Cas des plaques (lamelles ou bandes) :

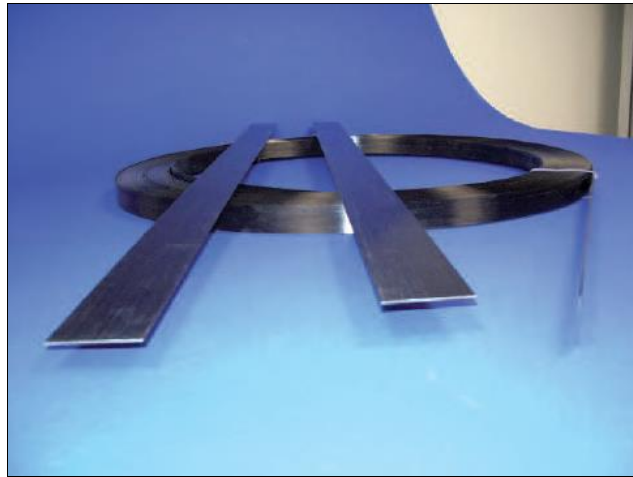


Figure 31 : Lamelles

La méthode consiste en un traitement de la surface (sablage, eau, sous pression) et un nettoyage suivi d'une application de couche de polymère époxyde puis un nettoyage à l'acétone de la surface du plat à encoller. Après, on applique une couche de polymères sur le composite qui sera posé sur la surface tout en enlevant l'excès du colle. Enfin, on presse les matériaux par marouflage en enlevant les bulles d'aires et en assurant la bonne adhérence.

On laisse un espace entre les plaques successives pour permettre à la colle de s'échapper latéralement (au moins 5 mm). Et le recouvrement entre deux plaques successives se fait en réalisant un chanfrein de raccordement de longueur suffisante ou en posant une plaque couvre-joint dont la longueur est supérieure à deux fois la longueur de recouvrement.

4. Essais et contrôles

Les mêmes essais et contrôles déjà cités pour le renforcement par ajout d'armatures passives internes au béton sont appliqués pour les armatures posées à la surface du béton.

Plusieurs recherches ont été faites concernant la durabilité des PRF. Des essais sont réalisés sur des poutres en béton armé renforcé par du PRF et soumises à des environnements différents (humidité, eau salée, solution alcaline, gel-dégel, gradient thermique, atmosphère chaude...).

Les plats de carbone sont plus sensibles que les tissus de carbone. Ils peuvent même perdre 33 % de leur résistance au bout de 14 mois.

Mais, en remarquant les évolutions des matériaux composites, on peut assurer que ces éléments, s'ils vieillissent en condition réelles, possèdent des propriétés meilleures que celle obtenues au laboratoire avec un vieillissement rapide et artificiel.

5. Avantages et inconvénients du chemisage en matériaux composites

Les avantages :

Les fibres sont des matériaux ayant une résistance à la rupture et une densité inférieures à ceux des aciers. Cela induit à un ratio résistance / poids supérieur à celui de l'acier. Ainsi, une plus petite masse permet une plus simple installation, et cela est important spécialement lorsqu'on pose la chemise sur des places tronquées, ou si par exemple, on travaille sur les soffites des dalles ; les plates en aciers ont besoins d'être supportées jusqu'à la prise du colle. Contrairement, les PRF sont appliqués et abandonnés.

De plus, les PRF sont disponibles en de très grandes longueurs contrairement aux plaques d'aciers qui sont généralement limités à 6 m de longueur.

En outre, si un renforcement dans les deux directions est nécessaire, il n'y a aucun problème puisque les fibres sont très minces et un chevauchement est possible. Puis, si le matériau est endommagé lors de la mise en place ou avec le temps, il est aisément remplaçable. Ensuite, écologiquement parlant, toutes les études prouvent que l'utilisation des PRF consomme le moins d'énergie à cause de leur légère masse et la facilité de la mise en place. Enfin, toute cette procédure nous permet de gagner du temps et réaliser le travail le plus rapide possible ce qui est parfait spécialement pour les ponts par exemple.

Les inconvénients :

L'inconvénient principal dans le renforcement extérieur avec les matériaux composites est le risque du feu, détérioration ou les dommages accidentels, à moins que la chemise soit protégée. Et un tel accident peut induire à un effondrement de la structure.

De plus, une expérience à long terme sur les fibres n'est pas encore disponible puisque c'est une technique récente et cela peut être à risque pour les bâtiments où une longue durée de vie est demandée. Après, les PRF sont plus chers que les autres techniques mais il faut toujours regarder le processus total pour décider car parfois même si les matériaux sont plus chers, le coût total peut être plus économique.

6. Caractéristiques des fibres

Les fibres peuvent être en carbone (PRFC), en verre (PRFV), ou aramide (PRFA).

Les fibres de carbones représentent la meilleure stabilité contre les hautes températures, et une bonne résistance dans des milieux acides, alcalin, ou organique (eau de mer incluse). Elles possèdent une grande rigidité, et une résistance à la traction. Les fibres de carbones sont plus coûteuses que les autres. Celles en verre sont les moins chères mais dans un milieu alcalin ($\text{ph} > 7$), elles perdent 30 à 100% de leur résistance à la traction spécialement pour des températures élevées.

Pour l'aramide, la résistance des fibres à la densité est importante. Ces fibres perdent 25 à 50% de leur résistance à la traction dans des environnements alcalin. Mais, elles sont plus rigides et ont de bonnes caractéristiques à la fatigue.

Les caractéristiques mécaniques des fibres sont claires dans le Tableau 14 :

Tableau 14 : Caractéristiques mécaniques des différents types de fibres

	Module d'Young (MPa)	Résistance à la traction (MPa)	Allongement à la rupture (%)	Densité (Kg/m ³)
Fibre verre E	74000	2500	3.5	2600
Fibre verre R	86000	3200	4.0	2500
Fibre carbone HM ⁵	390000	2500	0.6	1800
Fibre carbone HR ⁶	230000	3200	1.3	1750
Fibre aramide	130000	2900	2.3	1450

Les fibres sont des tissus flexibles constituées de fibre dans une seule direction, ou deux orthogonales ou même avec une troisième direction oblique. Pour un contreventement sismique, spécialement dans les bâtiments, les tissus sont imprégnés sur site à l'aide d'une matrice, typiquement d'un polymère thermodurcissable, qui sert comme adhésive sur le béton. Les propriétés globales du matériau proviennent des propriétés de chaque élément (sens des fibres, type de matrice, fraction volumique,...).

⁵ HM : Haut module permettent d'ajouter beaucoup de rigidité avec peu de poids (pour une température de combustion de 1800 à 2000 °C).

⁶ HR : Haute résistance. Leur rigidité est la plus faible de la famille mais elles bénéficient d'un bon allongement à la rupture (pour une combustion de 1000 à 1500 °C).

Concernant les polymères renforcés de fibres en carbone PRFC :

- Diminution négligeable de la résistance en torsion sous exposition des rayons UV.
- Immune envers l'attaque avec les combinaisons chlorites - humidité.
- Faiblement menacés dans des environnements alcalins.

Concernant les polymères renforcés de fibres en aramides PRFA :

- Large diminution de la résistance en torsion sous exposition des rayons UV.
- Vulnérabilité envers l'attaque avec les combinaisons chlorites - humidité.
- Moyennement menacés dans un environnement alcalin.

Concernant les polymères renforcés de fibres en verres PRFV :

- Diminution de 8% de la résistance en torsion sous exposition des rayons UV.
- Vulnérabilité envers l'attaque avec les combinaisons chlorites - humidité.
- Les AR-Verre sont faiblement menacés dans un environnement alcalin. Tandis que les E-Verre et les S-Verre y sont très menacés.

Tableau 15 : Comparaison des performances de différents types de fibres

	Carbone	Verre	Aramide
Résistance chimique	Oui	Non	Oui
Résiste au rayon ultraviolet	Oui	Oui	Non (Change de couleur et de propriétés mécaniques)
Conducteur électrique	Non (besoin d'un traitement)	Oui	Oui
Résiste à la compression	Oui	Oui	Non
Raideur importante	Oui	Non	Non
Résiste au choc	Non	Non	Non
Résiste au feu	Non ($< 610^{\circ}\text{C}$)	Non ($< 1000^{\circ}\text{C}$)	Non ($< 200^{\circ}\text{C}$)
Santé et sécurité	Oui	Oui	Oui
Aspect environnemental	Oui	Oui	Oui

7. Caractéristiques des polymères

La matrice lie les fibres ensemble, leur transfère les charges et les protège de l'abrasion et d'un environnement adverse.

Les matériaux utilisés comme thermosable des polymères sont : époxy, polyester, vinyle d'esters, résine.

- L'époxy offre une bonne qualité d'adhérence et possède un long temps de vie. Il est plus coûteux que le polyester, mais possède des meilleures propriétés mécaniques, un fluage minime, un petit retrait lors du durcissement, et une bonne résistance à l'eau, à la température et à un environnement chimique. En ce qui concerne la résistance aux alcalins et l'absorption d'eau, il est entre le vinyle d'ester et le polyester.
- Le polyester est facile dans la fabrication ayant une faible viscosité, il durcit rapidement mais rétrécit beaucoup. En plus, il est économe.
- Le vinyle d'ester possède un bon mouillage et collage avec les fibres de glaces, une grande résistance, une excellente résistance aux alcalins et aux acides, une absorption d'eau minime et un coût modéré.

Les polymères, spécialement le polyester, absorbent l'eau dans un milieu humide, perdent des propriétés mécaniques et causent un décollement entre les fibres et la matrice.

Notons que le béton existant est carbonisé durant le travail en PRF pour diminuer le risque de créer un milieu alcalin.

Si les PRF sont utilisées pour renforcer les éléments contre des charges de gravité, leur détérioration durant un incendie peut être catastrophique. Mais, si leur travail est de contreventer contre un séisme ils peuvent être aisément remplacés.

En fait, en cas d'incendie, la matrice est vulnérable puisqu'elle est très combustible ; elle se transforme de dure et cassante à visqueuse. Mais, des isolants peuvent être placés sur ces polymères comme par exemple des isolants à base de gypse ou cimentaire. Ainsi, les éléments renforcés de fibre sont capables d'atteindre un degré de résistance suffisant. Or des recherches réalisées dans des laboratoires à Canada montrent que les structures renforcées et isolées résistent plus que 4 heures aux incendies.

8. Renforcement par PRF vis-à-vis de l'effort tranchant



Figure 32 : Chemisage en fibre d'un poteau

Faute d'une insuffisance d'armatures transversales, une rupture se réalise sur les éléments soumis à un séisme. Pour compenser cette insuffisance, on utilise des PRF sur la partie extérieure de l'élément. Donc le composite travaille comme des cadres externes et ainsi on aura dû augmenter la section des armatures transversales.

Pour le dimensionnement, on suppose que le béton, l'acier et le composite reprennent l'effort tranchant. Connaissant la section du béton armé, on peut ainsi calculer le nombre de bandes, les largeurs et les espacements du composite à ajouter.

Quelques expériences menées à Colomb nous permettent de savoir que le renforcement discontinu par bande induit à une bonne résistance couplée d'une ductilité. Et que le renforcement continu augmente la résistance.

9. Confinement par PRF

Lorsque la charge axiale est appliquée sur le poteau, ce dernier se dilate latéralement (effet Poisson). L'enveloppe de PRF confine les colonnes et augmente sa capacité portante et sa ductilité. Cet enveloppe conserve son comportement élastique jusqu'à la rupture.

Lors du dimensionnement, il est plus sécuritaire d'utiliser la méthode de performance en déplacement. Tant de recherches et des essais sont menés sur le renforcement parasismique par PRF des poteaux de différentes sections avec ou sans zone de recouvrement d'armatures

sur pied. Ce qu'on peut conclure est que le confinement du poteau est réalisé de façon à ce qu'il résiste mieux aux charges gravitaires et qu'il ait un comportement plus ductile.

10. Renforcement à la flexion des poteaux par PRF collés

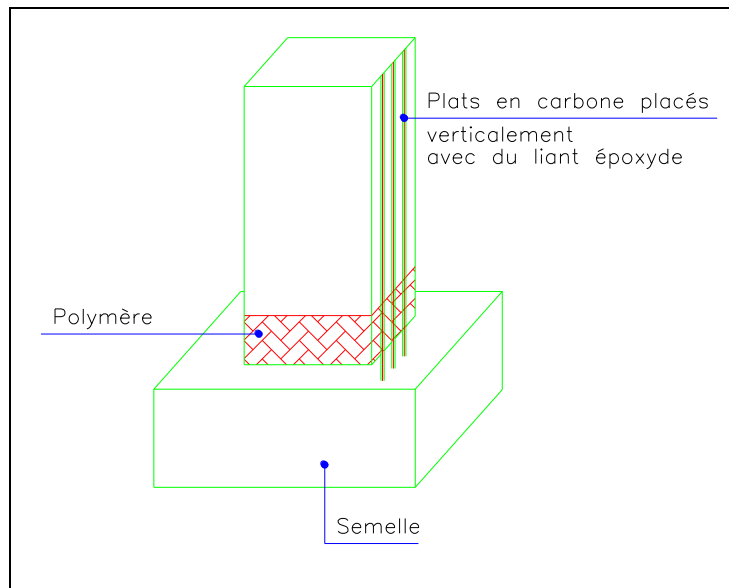


Figure 33 : Technique de chemisage

Pour assurer un tel renforcement, on procède par coller des plaques ou feuilles PRF sur la face tendue de l'élément. Le sens des fibres est parallèle cet axe.

D'après plusieurs tests, il a été observé que ce renforcement permet d'améliorer la ductilité et de retarder le glissement des aciers en zone de recouvrement.

La meilleure solution est celle dite hybride : il s'agit d'utiliser des bandes de tissus PRFC et les plats PRFC posés dans des rainures pré-creusées sur l'élément. Les lamelles seront ancrées dans la semelle (12 à 15 cm de profondeur).

On remarque ainsi une augmentation de la capacité portante, de la capacité à dissiper l'énergie, et une augmentation de la résistance à la flexion.

11. Echec par séparation des PRF

Les éléments renforcés de fibre extérieurement peuvent se détruire faute d'une séparation des PRF. C'est le cas d'une déchirure et d'un décollement

La déchirure se réalise sur les extrémités de l'élément là où la continuité est interrompue. Elle est associée avec la concentration du cisaillement et des forces normales dans les PRF. La grandeur de ces forces est influencée par différents facteurs comme les dimensions du PRF, la différence dans le module de l'élasticité entre les polymères et les adhésives, et la forme du diagramme du moment fléchissant.

En revanche, le décollement normalement a lieu loin des extrémités. Il sera plus grave si les adhésives ne sont pas bien placées. Le décollement est associé avec des fissures

12. Résistance à l'effort tranchant

Pour les éléments à section rectangulaire, la contribution du PRF à la capacité de la résistance est comme suit :

S'il s'agit d'un enrobage total par PRF, ou de bandes ou des feuilles de PRF en forme de U :

$$V_{Rd,f} = 0.9d \cdot f_{fdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f}\right)^2 \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta$$

S'il s'agit des bandes ou des feuilles de PRF collées sur les côtés :

$$V_{Rd,f} = 0.9d \cdot f_{fdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{\sin \beta}{\sin \theta} \frac{w_f}{s_f}$$

Avec :

d : Hauteur utile.

θ : Angle d'inclinaison des bielles.

$f_{fdd,e}$: Résistance efficace de calcul vis-à-vis du décollement du polymère renforcé de fibres, qui dépend de la configuration du renforcement. (Pour la formule voir l'EN 1998-3).

t_f : Epaisseur de la bande, de la feuille ou de la toile de polymère renforcé de fibres (sur un seul côté).

β : Angle compris entre la direction (résistante) des fibres (d'une bande, d'une feuille ou d'une toile de polymère renforcé de fibres et l'axe de l'élément).

w_f : est la largeur de la bande ou de la feuille de polymère renforcé de fibres, mesurée dans le sens orthogonal à la direction (résistante) des fibres.

s_f : Espacement des bandes de polymère renforcé de fibres ($=w_f$ pour les feuilles), mesuré dans le sens orthogonal à la direction (résistante) des fibres.

D. Chemisage en acier



Figure 34 : Chemisage d'un poteau en acier

L'une des méthodes de renforcement qui a été très répandue est le chemisage en acier.

Les chemises en acier à parois minces sont plus efficaces et plus faciles à appliquer autour des poteaux circulaires. Ils viennent généralement en deux moitiés, semi-circulaires, attachés à la colonne et soudés le long de deux verticales. L'écart entre l'enveloppe et le poteau est cimenté avec des mortiers non rétractables. Ces chemises sont jugées efficaces, ils ont même été proposés pour le renforcement des poteaux en formes de carrée ou rectangulaire, en utilisant une grande quantité de béton (plutôt que du coulis de mortier) pour remplir l'écart entre l'enveloppe et la colonne.

Sur les poteaux, par exemple, les chemises en acier sont constituées de quatre cornières, généralement, liés à l'aide de l'époxy, ou tout simplement en contact avec l'existant sur toute la longueur. Alors, des plaques d'acier minces continues ou des bandes épaisses en acier horizontales ou des plaques de latte sont soudées sur les cornières. Dans les limites imposées par le poids des segments en acier, des plaques minces continues peuvent être soudées à

l'angle en gros morceaux en forme de L, sur la moitié du périmètre du poteau et soudé sur place. L'écart de 12 à 25 mm entre la plaque et la surface du poteau est cimenté avec les mortiers non rétractables. Avant d'être soudé, les plaques de cisaillement peuvent être préchauffées dans le domaine de 200-400°C, dans le but d'exercer un certain confinement "actif" sur la colonne après qu'ils refroidissent.

Les chemises en acier autour de colonnes améliorent la ductilité par confinement, augmentent la résistance au cisaillement, et améliorent les recouvrements défectueux. Tous ces effets sont liés à la réaction de l'enveloppe dans la direction transversale de l'élément. Mais puisque l'acier est isotrope, si la chemise se compose d'une plaque mince continue, elle présentera une rigidité importante et une résistance dans le sens longitudinal, ce qui affecte inévitablement la rigidité en flexion et le moment résistance. Cependant, des chemises en aciers ne sont pas normalement destinées à l'amélioration de la résistance en flexion. Leur maintien au-delà de l'extrémité de l'élément, n'est pas facile. Par ailleurs, même si elles peuvent transférer des forces au-delà de l'extrémité de l'élément (par boulonnage ou soudage à d'autres éléments en acier à travers la dalle), elles ne sont pas si efficaces dans la résistance à la flexion, puisque leurs parois minces peuvent flamber.

1. Test expérimental



Figure 35 : Différents types de chemisage en acier

Pour étudier l'effet de la forme du chemisage, ses dimensions, et le nombre de plates de confinement, une série d'expérience était réalisée sur sept colonnes en béton armé ($F_{ck} =$

34 N/mm^2) de dimension 20 x 20 cm^2 de hauteur 120 cm : 2 échantillons non renforcés et 5 autres renforcés avec différents types de chemise en acier.

Echantillon 00 : Avec l'augmentation des charges, des fissures obliques commencent à apparaître. A 92% de la charge maximale, le béton d'enrobage se détériore et le flambement des armatures longitudinales apparaît. Lorsque la charge sera à 100%, une rupture totale aura lieu.

Les colonnes qui apparaissent dans la Figure 35 ci-dessus sont utilisées dans notre expérience. Tous les détails seront présentés dans le Tableau 16 :

Tableau 16 : Comparaison de tous les modèles

Colonnes	Types	Dimensions de la chemise	Confinement	Charge de rupture (KN)	Déplacement maxi (cm)
Col.00 (x2)	-	-	-	1255	4.24
Col.01.L.3 P	Cornière	4L 50x50x5	3x4 Plates 150x100x2	1821	0.89
Col.02.L.6 P	Cornière	4L 50x50x5	6x4 Plates 150x50x2	1649	1.55
Col.03.C.3 P	Fers U a ailes parallèles	2C (206x50)/(3.1x3.1)	3x4 plates 150x100x2	1545	1.46
Col.04.C.6 P	Fers U a ailes parallèles	2C (206x50)/(3.1x3.1)	6x4 plates 150x50x2	1841	0.93
Col.05.PI	Plaque	4plates @ 4 faces	4x4 plates 200x2.4	1489	2.45

2. Conclusions du test

- Le chemisage en acier augmente la capacité du poteau de 20 % au minimum.
- Le chemisage en acier augmente la ductilité de l'élément.

- Les poteaux renforcés par des cornières ou par des profilés en C avec des lattes enregistrent une charge de rupture supérieure au poteau renforcé par des plates.
- L'utilisation des profilés en C est délicate à cause de leur flambement possible vu leur épaisseur minime.
- Comme l'aire de surface du béton recouvert par l'enveloppe en acier augmente, l'effet de confinement augmente également.
- En composant les déplacements latéraux de chaque échantillon sous un chargement de 1255 KN, on remarque que l'échantillon enveloppé par des plates augmente le déplacement de 246% par rapport aux échantillons chemisés par des cornières ou des profilés en C.

3. Avantages et inconvénients du chemisage en acier

Les chemises en acier sont plus chères que ceux en béton. Cependant, leur technologie est simple, familier à l'industrie de la construction et facilement disponibles presque partout. Ainsi, c'est la technique choisie pour le renforcement d'urgence directement après les tremblements de terre destructeurs, pour éviter l'effondrement des bâtiments fortement endommagés, ou pour rendre disponible ceux modérément endommagés pendant la période de réplique. Ainsi, une évaluation détaillée et une conception de rénovation peuvent avoir lieu par la suite. Les chemises en acier peuvent être enlevées lorsque la modernisation est mise en œuvre, ou incorporée dans un béton enveloppe. Malgré cet avantage et les rôles historiques, les chemisages en acier (dans le renforcement des membres en béton armé), commencent à être remplacés rapidement par les PRF, qui, bien que plus coûteux, sont beaucoup plus léger, plus facile à appliquer et mécaniquement plus efficace.

Cependant, les chemises en acier circulaires ou elliptiques posés autour des éléments rectangulaires sont ni pratique ni esthétique, et peuvent combler le trafic. De plus, l'enveloppe en acier est sujette de la corrosion et nécessite un entretien continu.

La plupart des avantages sont progressivement perdus par la suite du fluage du béton. Ainsi, ils sont négligés dans la conception.

4. Résistance à l'effort tranchant

Le chemisage en acier contribue à la résistance à l'effort tranchant d'une forme complémentaire à la résistance existante. En plus, le chemisage doit rester dans le domaine élastique pour qu'il puisse contrôler la largeur des fissures intérieures et permettre au mécanisme de résistance à l'effort tranchant d'origine de pouvoir continuer à travailler.

Dans notre calcul, on utilise la formule suivante :

$$V_j = 0.5 \frac{2t_j b}{s} f_{yj,d} \frac{1}{\cos \alpha}$$

Avec :

V_j : Effort tranchant due au chemisage.

t_j : Épaisseur des bandes d'acier.

b : Largeur des bandes d'acier.

s : Espacement des bandes d'acier ($b/s = 1$, dans le cas de plaques en acier continues).

$f_{yj,d}$: Limite d'élasticité de calcul de l'acier du chemisage.

E. Technique de réparation et de renforcement des joints poteau-poutre



Il faut toujours vérifier la relation suivante:

$$\sum M_{Rc} > 1.3 \sum M_{Rb}$$

Avec, selon l'EC, M_{Rc} est « la somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux » et M_{Rb} est « la somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres »

La performance des joints est reconnue comme un facteur significatif qui affecte le comportement total de la structure. Alors, des recherches profondes sont réalisées pour savoir les meilleures méthodes de réparation et de renforcement de ces joints. De ces techniques, on cite l'époxy, l'enlèvement puis remplacement, chemisage en béton ou en précontrainte, chemisage en unité de maçonnerie, chemisage en acier, ou chemisage par PRF.

Chaque technique demande des niveaux de détails, de considération de travail et de prix, de perturbation de l'occupation du bâtiment... Notre but est d'établir une hiérarchie de force entre poutre, poteau et leur joint, ainsi l'action du séisme et la demande de ductilité seront accommodées par les poutres ductiles et non pas par des rotules plastiques fragile.

Dans le cas de poutre forte poteau faible, il ne suffit pas de renforcer le poteau puisque le joint va être le second point fragile faute d'une insuffisance d'armatures transversales, d'une discontinuité avec la poutre ou des détails non ductile. Alors, la résistance au cisaillement et le confinement des joints doivent être améliorés.

Achever une telle mission est un peu difficile à cause de la présence des poutres transversales, des dalles et à cause de la difficulté de développer une résistance dans une surface restreinte.

Dans ce qui suit, nous allons détailler trois méthodes de renforcement :

1. Chemisage en béton

La méthode la plus commune est de réaliser une chemise du poteau passant par le joint avec de nouveaux aciers longitudinaux, transversaux et avec du béton. Cela est accompagné nécessairement par des carottages dans les dalles et les poutres adjacentes.

Or, un inconvénient apparent des techniques de chemisage en béton est le travail intensif comme le forage et le pliage sur place des aciers transversaux. En plus, une cage en acier est soudée autour des joints.

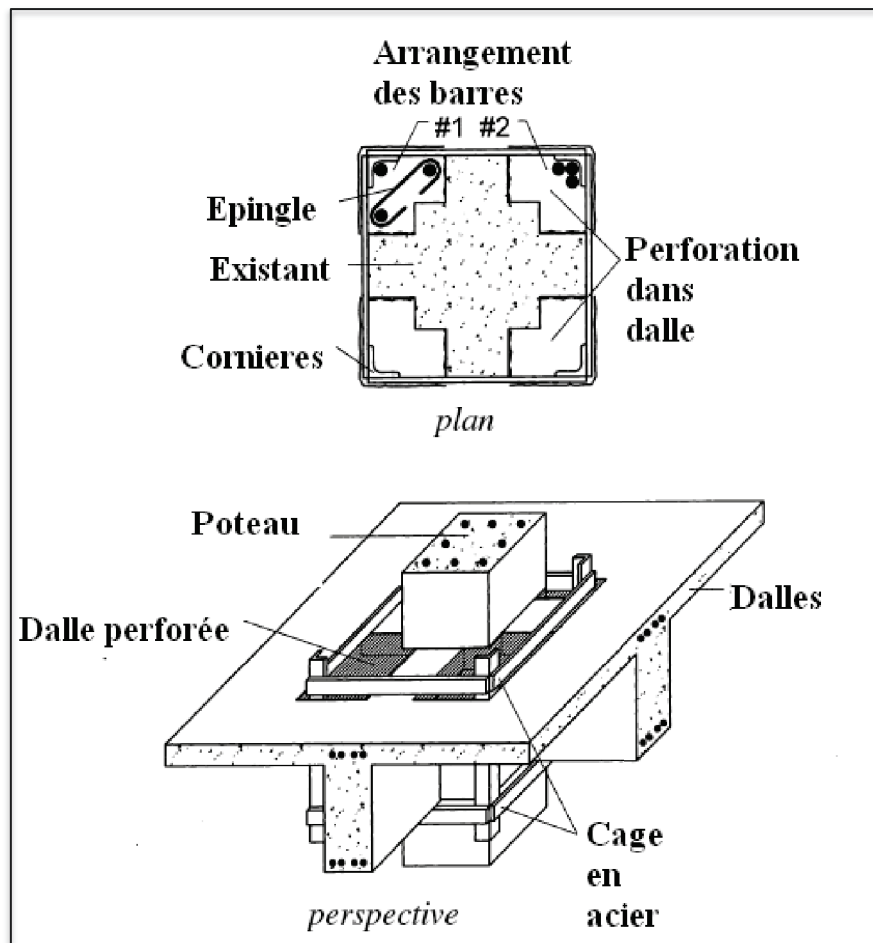


Figure 36 : Renforcement en béton armé des joints

Mais, cela n'est pas esthétique. Cette chemise augmente les dimensions et la masse. Ensuite, tout le travail est très perturbant.

Enfin, une telle technique améliore la résistance du joint, déplace l'échec à la poutre, et augmente la résistance latérale totale et la dissipation de l'énergie.

2. Chemisage en acier

Différentes configurations de chemise en acier, plates, ou en formes ont été utilisées pour augmenter la résistance et la ductilité des joints poutre – poteau.

La chemise en acier est formée d'une plate en acier (plate ou ondulée), rectangulaire ou circulaire préfabriquée et soudée en place. L'espace entre la chemise et l'existant est rempli par du mortier non rétractable. Les éléments en acier sont ancrés mécaniquement au béton pour assurer le confinement. Encore, on attache les plates sur les faces de l'existant avec de l'adhésif et les boulons, et en connectant ces plates avec des cornières.

3. Chemisage en polymères renforcés de fibre

Les PRF éliminent des limitations importantes existantes dans les autres méthodes de renforcements comme les difficultés dans la construction et l'augmentation des dimensions. La résistance au cisaillement des joints extérieurs ayant des poutres dans une seule direction est renforcée par des fibres avec une inclinaison de 45°. Les expériences montrent que dans quelques cas les tissus ont été décollés de l'existant avant la formation des rotules plastiques dans les poutres. Alors, des nouvelles méthodes d'ancrage doivent être développées pour prévenir se décollage et pour pouvoir assurer une résistance des joints.

Notons que la présence des dalles et des poutres dans toutes les directions limite et perturbe le travail.

On peut voir dans les figures ci-joint quelques méthodes de renforcement :

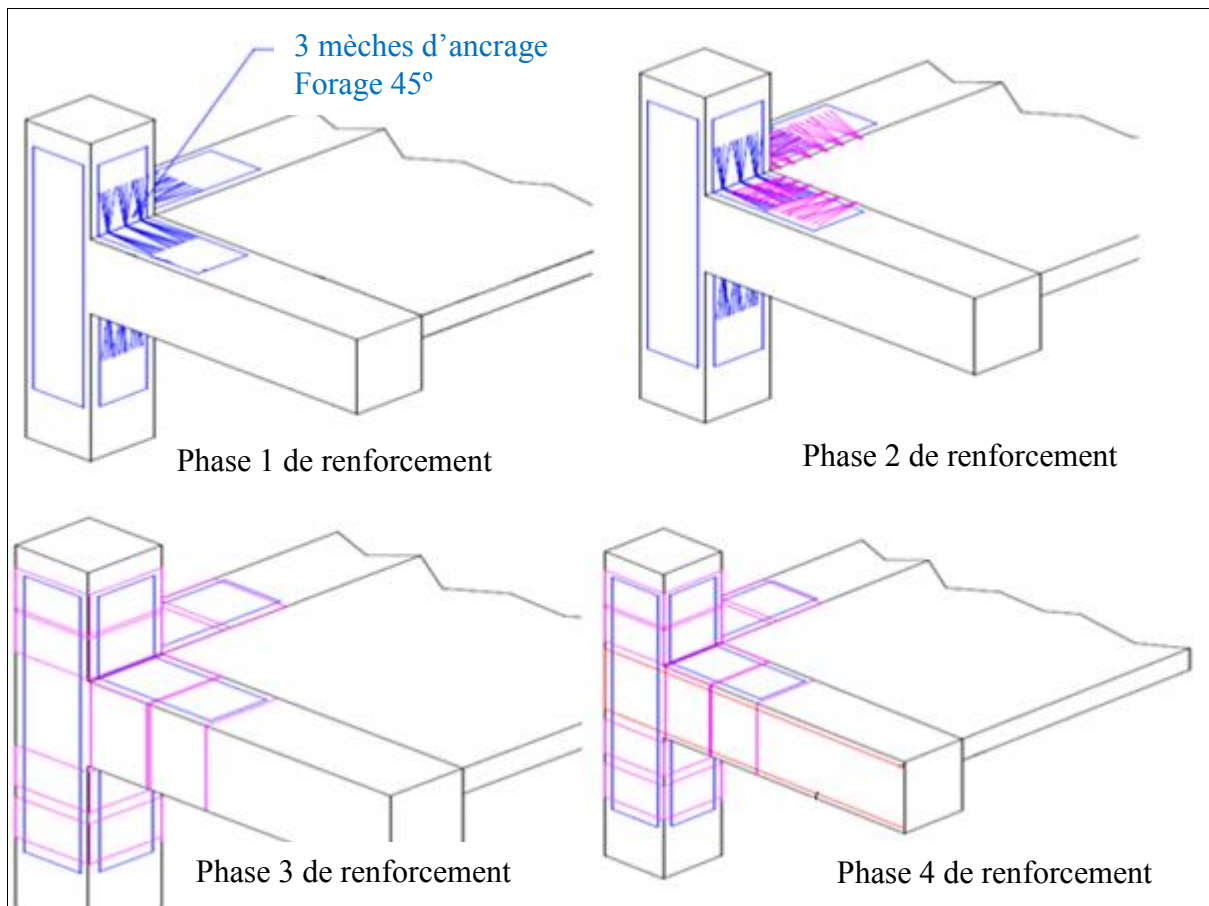


Figure 37 : Renforcement d'un nœud à multi branches

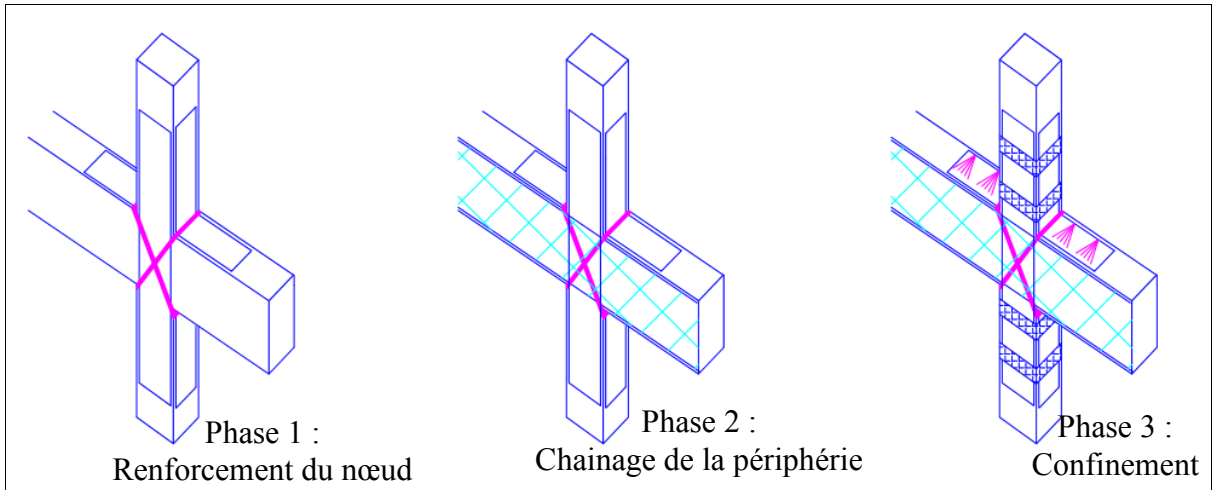


Figure 38 : Renforcement d'un nœud deux branches

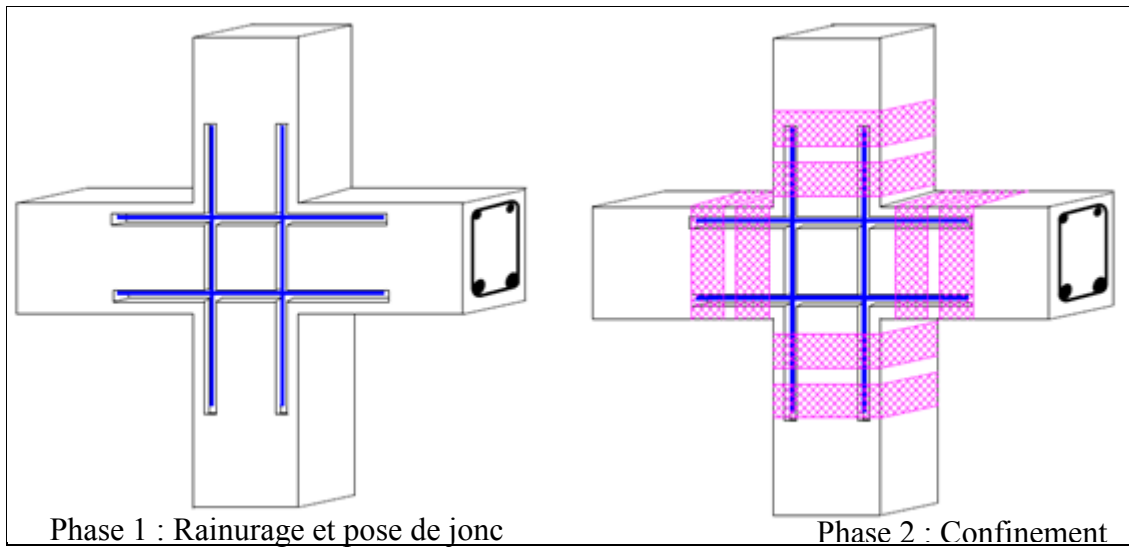


Figure 39 : Renforcement par composites pultrudés

Chapitre VI : Etude de cas

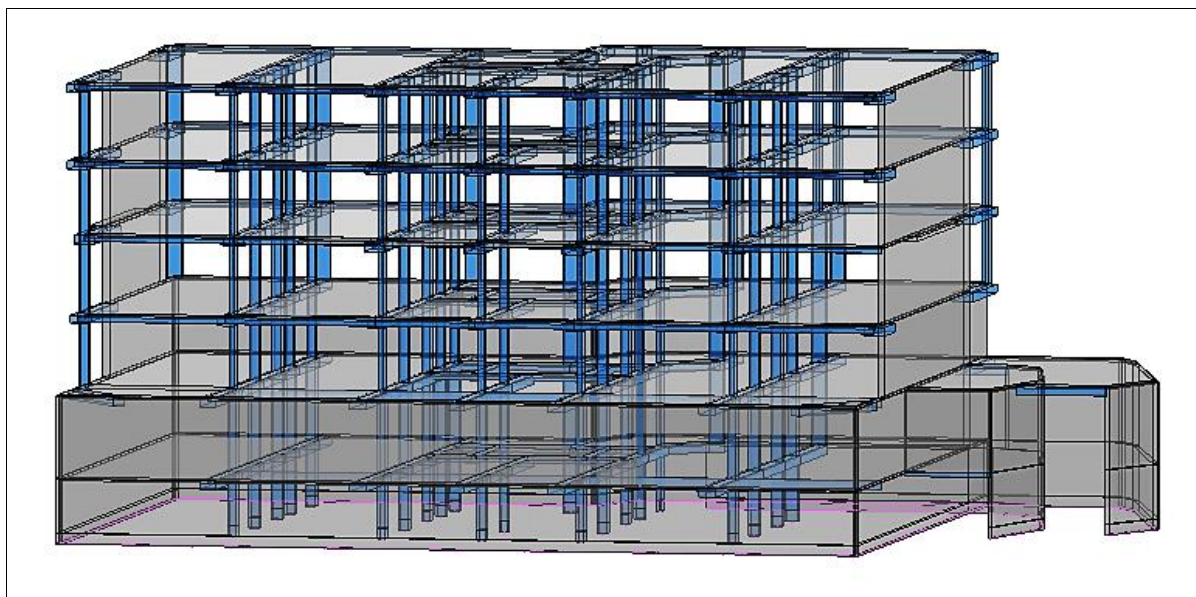


Figure 40 : Modèle du bâtiment

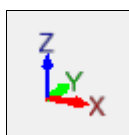
Notre étude de cas porte sur un centre commercial situé au Matn Nord, Mont Liban, Liban. Il était construit en 1999, et il est formé de :

- Trois sous-sols de 1163 m² de surface (un parking et deux salles d'exposition)
- Un rez de chaussée de 930 m² de surface (salle d'exposition).

Notre but est de dimensionner cette structure qui est soumise à une extension constituée de deux étages identiques de 1020 m² de surface et de 3.65m de hauteur pour chaque étage. En plus, le bâtiment est soumis à de nouvelles normes sismiques plus sévères qu'avant. Les normes européennes forment la base de notre travail.

La masse à prendre en compte pour déterminer les actions sismique est $1.0 \cdot G + 0.6 \cdot Q$

Soit le système d'axe suivant :



Dans la Figure 41, on peut lire la géométrie du modèle :

Géométrie du modèle			
Plus grandes dimensions de la structure	X=49.76 m	Y=31.75 m	Z=21.43 m
Centre de gravité	X=03.82 m	Y=189.44 m	Z=10.91 m
Poids Total	5432.67 T		

Figure 41 : Géométrie du modèle

A. Sondages

Pour pouvoir commencer par notre étude, il faut réaliser l'étape préliminaire du travail : le sondage. Puisque notre projet est construit plus ou moins récemment, on peut avoir des plans de coffrages et d'armatures de l'existant. Malgré cela, les sondages sont nécessaires.

Pour décrire notre structure, on peut dire qu'elle est constituée des poteaux et ses voiles se reposant sur des semelles isolées et filantes respectivement. Or, une partie des voiles et tous les poteaux continuent de bas en haut, en plus des poutres et des dalles couvrent le plancher.

Les sondages faits sur site montrent une très bonne qualité du béton.

Or, à la demande du maître d'ouvrage, et dans le cadre du projet de restructuration et d'agrandissement du centre commercial, une entreprise a été missionnée afin de réaliser des sondages permettant d'obtenir des informations sur les structures existantes. Le but était de faire :

- Une intervention sur place pour la réalisation des sondages destructifs ponctuels de reconnaissance des éléments structurels.
- Une détermination des caractéristiques des éléments structurels sondés, et des éléments constructifs visibles.

Dans le rapport obtenu, on peut lire clairement :

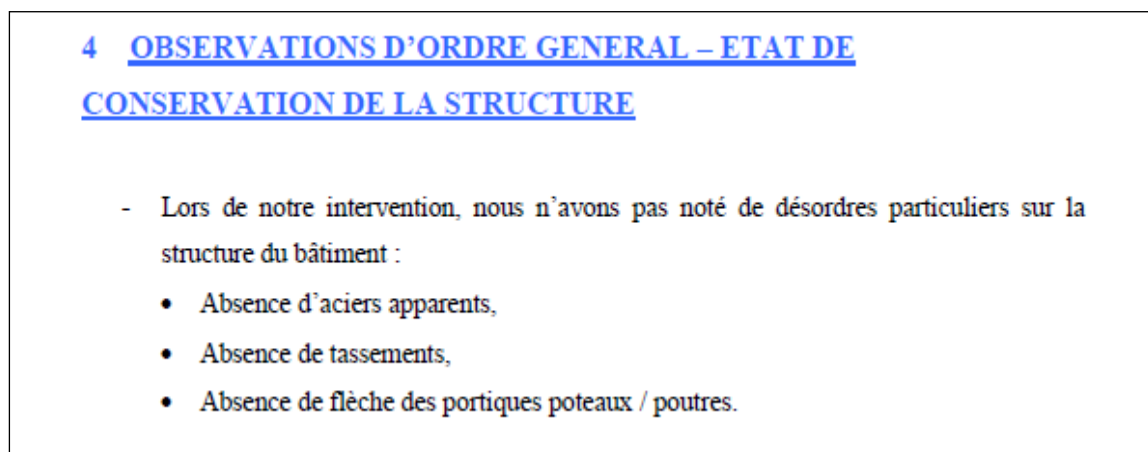


Figure 42 : Résultat apparent dans le compte rendu du diagnostic

D'après les inspections réalisées et les documents d'origine, on peut se poser dans un niveau de connaissance KL3 => $CF_{KL3}=1$

On est dans l'état limite de limitation de danger (DL) : Notre structure est intacte, et les matériaux maintiennent leurs propriétés.

B. Rapport de sol

Le rapport de sol a été réalisé fin septembre 2006.

Le rapport décrit la nature du sol, précise le niveau et le type de fondations, la capacité portante du sol, l'estimation des tassements, ainsi que les recommandations nécessaires.

Cette étude a comporté :

1. L'exécution de trois sondages carottés de 13.5 m et de 19.5 m de profondeur environ.
2. Collecte de deux échantillons de sol et de six échantillons de roche.
3. Des essais d'identification de sol et de compression simple en Laboratoire.

Les résultats figures dans la Figure 43 :

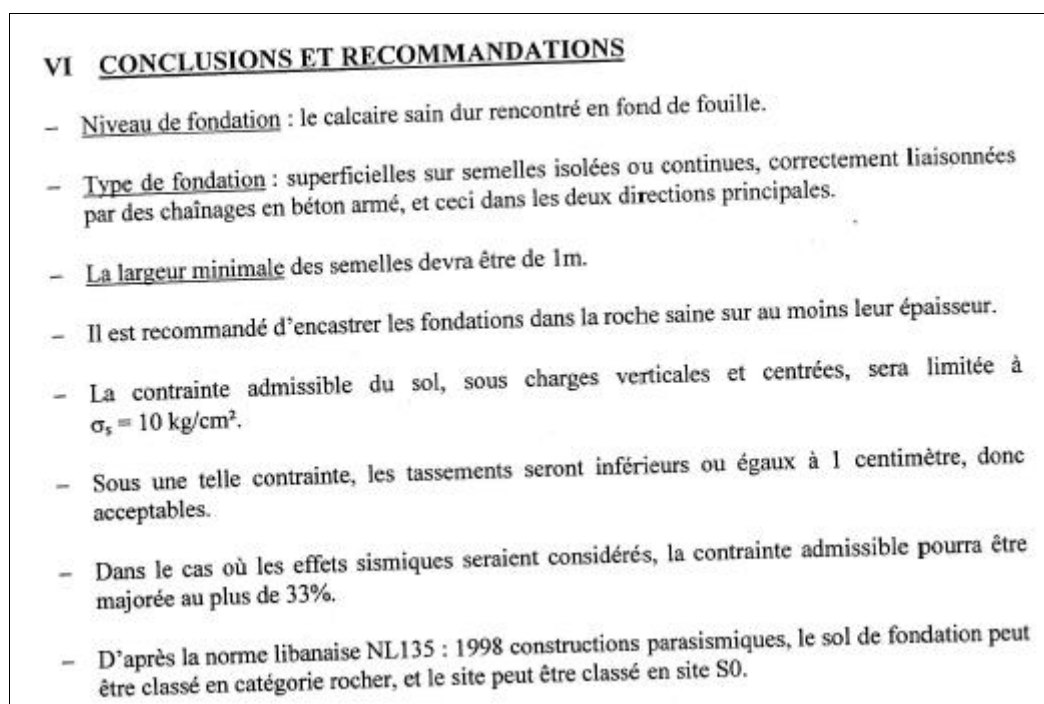


Figure 43 : Rapport de sol

Donc on peut supposer qu'on a une classe de sol de type A.

C. Catégories d'usage

D'après l'Euro code, la catégorie d'usage du projet est D2. Cela est mentionné dans le tableau 6.1 de l'EC1 :

Tableau 17 : Catégorie d'usage

Catégorie	Usage spécifique	Exemples
D	Commerces	D1 : Commerces de détail courants D2 : Grands magasins

D. Différents types de charges

Les charges imposées par la dalle et celles exposées sur cette dernière sont transportés soit directement soit à travers les poutres sur les poteaux et sur les voiles.

Les actions réparties sur la structure se divisent en trois parties : actions permanentes, actions variables et actions accidentelle.

1. Actions permanentes (G)

Il s'agit à la fois du poids propre de tous les éléments constituant l'ouvrage, des sollicitations internes qui peuvent résulter éventuellement du mode de construction, et du poids des équipements fixes. Dans le calcul du poids propre, on prend les structures et les éléments non structuraux (toitures, revêtement, barrières de sécurité, isolation thermique, équipements ascenseurs...).

Dans notre cas :

- 1- Poids propre du carrelage
- 2- Partition

2. Charges d'exploitation (Q)

D'après la NF EN 1991-1-1, et son annexe nationale française :

- 1- Pour le commerce :

Pour D2 : $q=4$ à 5 KN/m^2 et $Q_k=3.5$ à 7 KN

Cependant, l'annexe nationale française (concernant cet article) : $q=5 \text{ KN/m}^2$ et $Q_k=7 \text{ KN}$.

2- Pour les dépôts :

Catégories d'usage E1 (aires de stockage-accumulation des marchandises)

Pour E1 : $q=7.5 \text{ KN/m}^2$ et $Q_k=7 \text{ KN}$

3- Pour les parkings :

- catégorie F (voiture légère)

Pour F : $q_k= 1.5 \text{ à } 2.5 \text{ KN/m}^2$ et $Q_k=10 \text{ à } 20 \text{ KN}$

Cependant, l'annexe nationale française (concernant cet article) : $q=2.3 \text{ KN/m}^2$ et $Q=15 \text{ KN}$.

- Catégorie G (zone de livraison)

Pour G : $q_k= 5 \text{ KN/m}^2$ et $Q_k=40 \text{ à } 90 \text{ KN}$

Cependant, l'annexe nationale française (concernant cet article) : $q=5 \text{ KN/m}^2$ et $Q_k=90 \text{ KN}$.

4- Pour la toiture :

Catégorie H si inaccessible sauf pour entretien.

Pour H : $q= 0.4 \text{ à } 1 \text{ KN/m}^2$ et $Q_k=0.9 \text{ à } 1.5 \text{ KN}$.

Cependant, l'annexe nationale française (concernant cet article) : $q=0.8 \text{ KN/m}^2$ et $Q_k=1.5 \text{ KN}$.

3. Charges accidentelles (A)

Il s'agit des charges imposées brusquement sur la structure. On parle donc des séismes, des chocs, des explosions...

Les données utilisées dans le calcul sismique sont les suivants :

Famille n° 3 - Séismes EN 1998-1 NF	
Récapitulatif des données	
Spectre:	Calcul Type
Zone de sismicité:	5 (forte - agr = 3 m/s ²)(Bâtiment modifié)
Classe de sol:	Zone A
Accélération horizontale du sol ag/g:	0.220
Paramètre du sol (S):	1.00
Période T _a :	0.15 s
Période T _c :	0.40 s
Période T _D :	2.00 s
Catégorie d'importance:	Catégorie III ($\gamma = 1.2$)
Coefficient de comportement:	
- X: 1.500	
- Y: 1.500	
- Z: 1.500	
Coefficient d'amplification topographique :	1.00
Présence du mode résiduel:	NON
Méthode:	CQC
Signature des résultats:	
- Direction X (analyse 3) : Non signé	
- Direction Y (analyse 4) : Non signé	
- Direction Z (analyse 5) : Non signé	

Figure 44 : Données sismiques (Advance Design)

E. Choix du coefficient de comportement

D'après l'euro Code 8 part 3 :

4.2(3) P : « Dans l'approche par coefficient de comportement (voir **2.2.1 (4) P**), le spectre de calcul pour l'analyse linéaire est obtenu à partir de l'EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**. Une valeur $q = 1,5$ ou $2,0$ pour les structures en béton armé ou en acier, respectivement, peut être adoptée indépendamment du type de structure. Des valeurs plus grandes de q peuvent être adoptées lorsqu'elles sont justifiées en faisant référence aux ductilités locale et d'ensemble disponibles, évaluées conformément aux dispositions pertinentes de l'EN 1998-1:2004»

De même, d'après l'Euro Code 8 part 1 :

3.2.2.5 (6) : «Pour la composante verticale de l'action sismique, il convient généralement d'utiliser un coefficient de comportement q au plus égal à $1,5$ pour tous les matériaux et tous les systèmes structuraux. »

Ainsi, on a utilisé $q=1.5$ dans toutes les directions en se basant sur les NF. En revanche, faute d'un manque de disposition constructive dans notre bâtiment, il n'est pas possible d'adopter une valeur supérieure de q .

F. Catégories d'importance

Il s'agit d'un commerce donc d'une catégorie d'importance III dont « la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement ».

G. Spectre

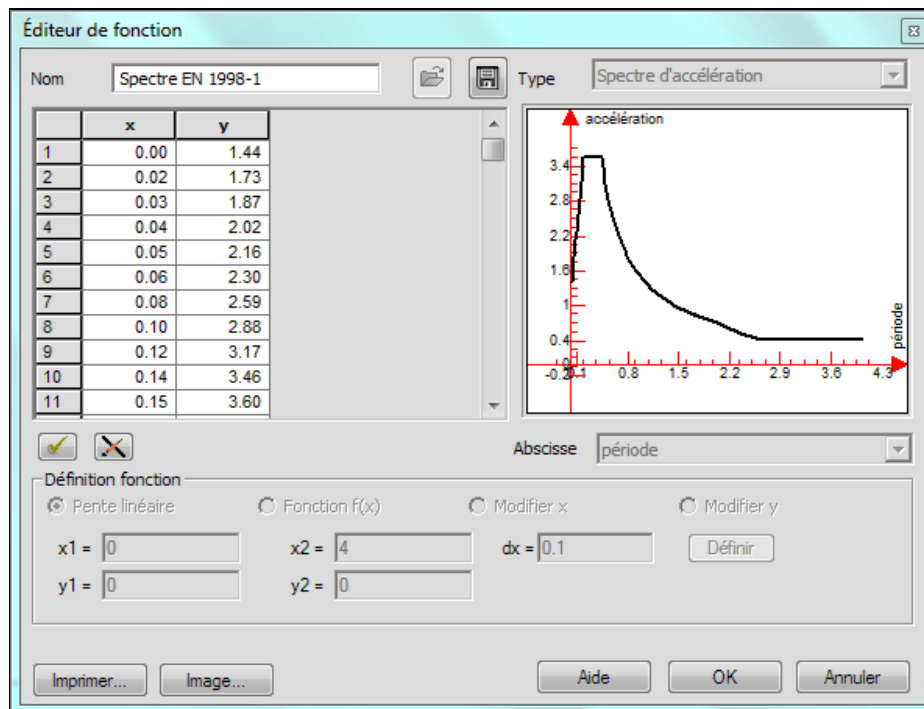


Figure 45 : Spectre horizontal de calcul suivant X

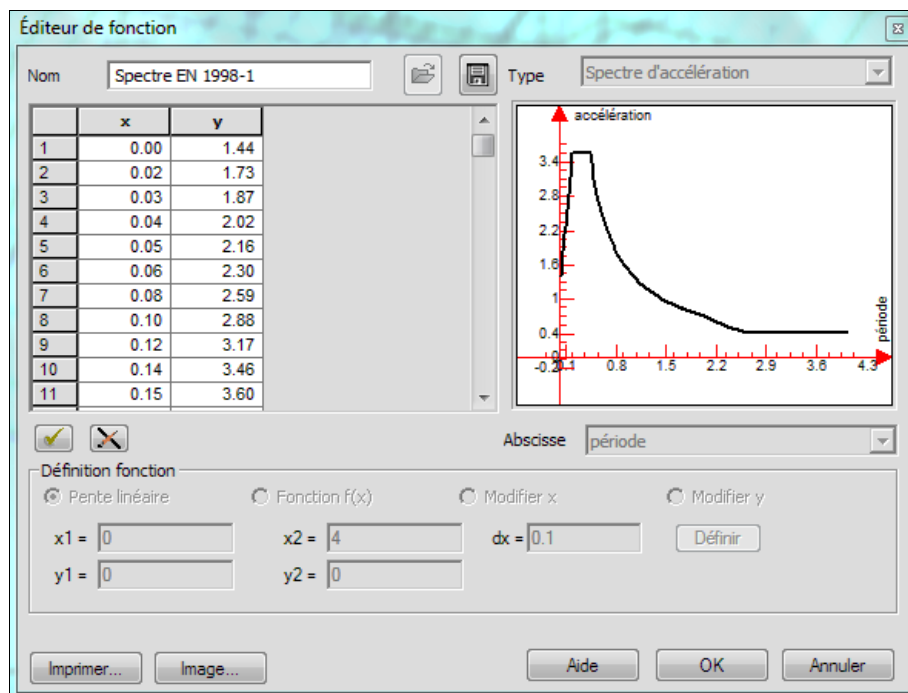


Figure 46 : Spectre horizontal selon Y

H. Combinaisons

Les combinaisons de Newmark sont :

```
#EFFEL COMBINAISONS REGLEMENTAIRES PARAMETRABLES FICHER: EUROCODE_NEWMARK.CBN
03.05.2010
#GENERATION AUTOMATIQUE DES COMBINAISONS DE NEWMARK POUR LE BATIMENT AVEC
APPLICATION POUR LE EC2
#
#CONVENTIONS DES CODES :
#
#           SSX ACTION SISMIQUE DANS LE SENS X
#           SSY ACTION SISMIQUE DANS LE SENS Y
#           SSZ ACTION SISMIQUE DANS LE SENS Z
#
#-----
#
//ACTION DE ECEE SSX
SSX +1.000 SSY +0.000 SSZ +0.000 ECE SSX
SSX +1.000 SSY +0.300 SSZ +0.000 ECE SSX+0.3SSY
SSX +1.000 SSY -0.300 SSZ +0.000 ECE SSX-0.3SSY
SSX +1.000 SSY +0.000 SSZ +0.300 ECE SSX+0.3SSZ
SSX +1.000 SSY +0.000 SSZ -0.300 ECE SSX-0.3SSZ
SSX +1.000 SSY +0.300 SSZ +0.300 ECE SSX+0.3SSY+0.3SSZ
SSX +1.000 SSY +0.300 SSZ -0.300 ECE SSX+0.3SSY-0.3SSZ
SSX +1.000 SSY -0.300 SSZ +0.300 ECE SSX-0.3SSY+0.3SSZ
SSX +1.000 SSY -0.300 SSZ -0.300 ECE SSX-0.3SSY-0.3SSZ
#
//ACTION DE ECEE SSY
SSX +0.000 SSY +1.000 SSZ +0.000 ECE SSY
SSX +0.300 SSY +1.000 SSZ +0.000 ECE SSY+0.3SSX
SSX -0.300 SSY +1.000 SSZ +0.000 ECE SSY-0.3SSX
SSX +0.000 SSY +1.000 SSZ +0.300 ECE SSY+0.3SSZ
SSX +0.000 SSY +1.000 SSZ -0.300 ECE SSY-0.3SSZ
SSX +0.300 SSY +1.000 SSZ +0.300 ECE SSY+0.3SSX+0.3SSZ
SSX +0.300 SSY +1.000 SSZ -0.300 ECE SSY+0.3SSX-0.3SSZ
SSX -0.300 SSY +1.000 SSZ +0.300 ECE SSY-0.3SSX+0.3SSZ
SSX -0.300 SSY +1.000 SSZ -0.300 ECE SSY-0.3SSX-0.3SSZ
#
//ACTION DE ECEE SSZ
SSX +0.000 SSY +0.000 SSZ +1.000 ECE SSZ
SSX +0.300 SSY +0.000 SSZ +1.000 ECE SSZ+0.3SSX
SSX -0.300 SSY +0.000 SSZ +1.000 ECE SSZ-0.3SSX
SSX +0.000 SSY +0.300 SSZ +1.000 ECE SSZ+0.3SSY
SSX +0.000 SSY -0.300 SSZ +1.000 ECE SSZ-0.3SSY
SSX +0.300 SSY +0.300 SSZ +1.000 ECE SSZ+0.3SSX+0.3SSY
SSX +0.300 SSY -0.300 SSZ +1.000 ECE SSZ+0.3SSX-0.3SSY
SSX -0.300 SSY +0.300 SSZ +1.000 ECE SSZ-0.3SSX+0.3SSY
SSX -0.300 SSY -0.300 SSZ +1.000 ECE SSZ-0.3SSX-0.3SSZ
#
#-----
#
#-----
#
#FIN
```

Figure 47 : Combinaison de Newmark (Arche)

Les combinaisons à l'état limite ultime et de service sont définies selon les tableaux de l'Euro Code 0 – Tableau A2.4 (A-B-C).

I. Matériaux utilisés

1. Le béton

Le béton possède les propriétés suivantes :

- La résistance à la compression à 28 jours : $F_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- La masse volumique du béton est prise égale à : 2500 Kg/m^3

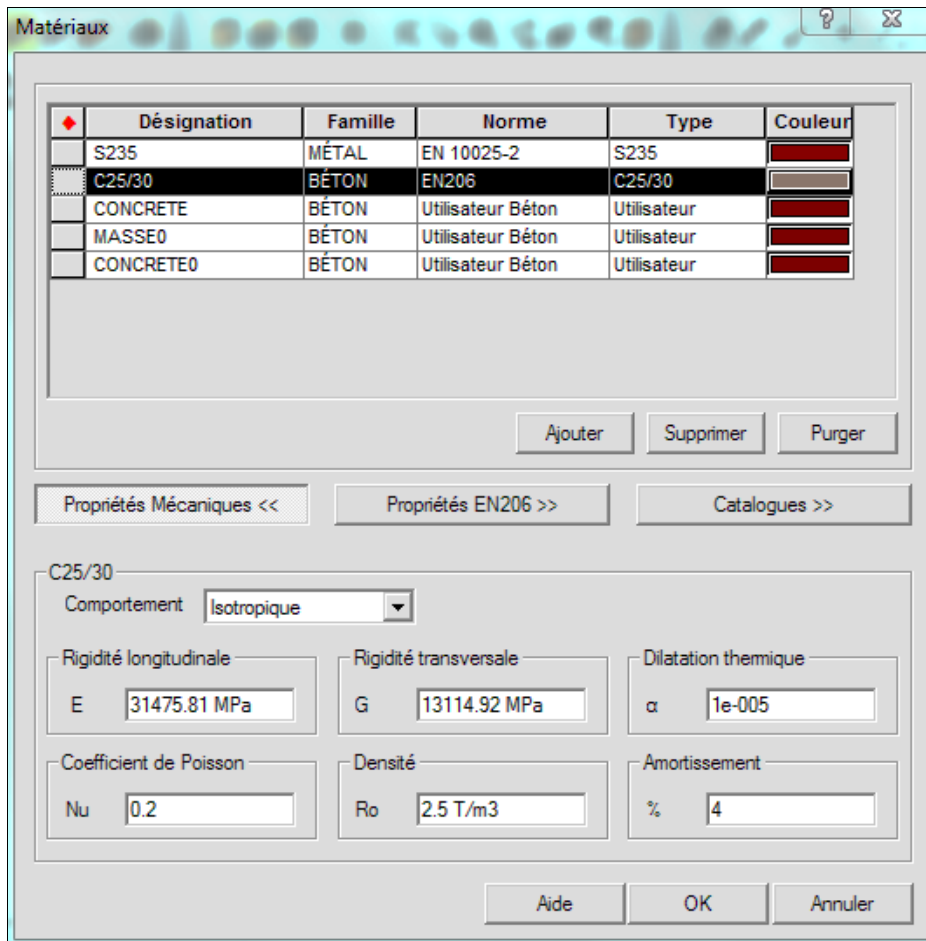


Figure 48 : Propriétés mécaniques du béton C25/30

2. Les armatures

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité F_{yk} :

- $F_{yk} = 400$ MPa pour les aciers HA
- $F_{yk} = 250$ MPa pour les ronds lisses

La contrainte de l'acier est : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

- $\gamma_s = 1.00$ cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$ autres cas

3. Les sections aciers

Ces sections sont utilisées pour les barres des croix de St André :

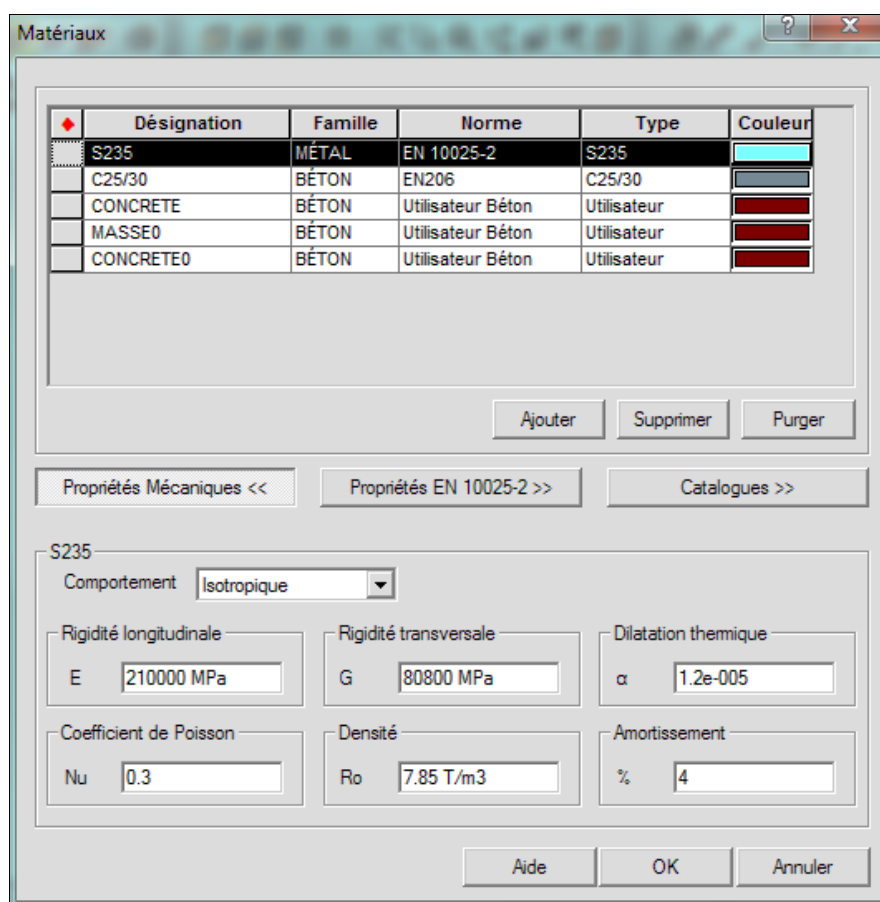


Figure 49 : Propriétés mécaniques de S235

J. Descente de charges

Notre bâtiment est soumis à l'extension de 2 étages, donc de nouvelles charges statiques sont imposées sur l'existant. De là, il faut vérifier la capacité des porteurs à ces charges.

Une modélisation statique est faite sur le logiciel Arche qui nous a procurer les charges finales sur chaque élément.

Les semelles et les poteaux du sous-sol 3 sont vérifiés dans des fiches Excel qu'on peut trouver dans les annexes 1 et 2 respectivement.

K. Contreventement

Dans ce bâtiment, nous avons décidé d'utiliser les croix de St André comme type de contreventement dans le sens X du bâtiment à cause de leur poids négligeable, de la simplicité de mise en œuvre, et pour ne pas bloquer le passage puisqu'il s'agit d'un commerce

Dans le sens Y, les voiles sont responsables de résister au séisme vu leur grande inertie.

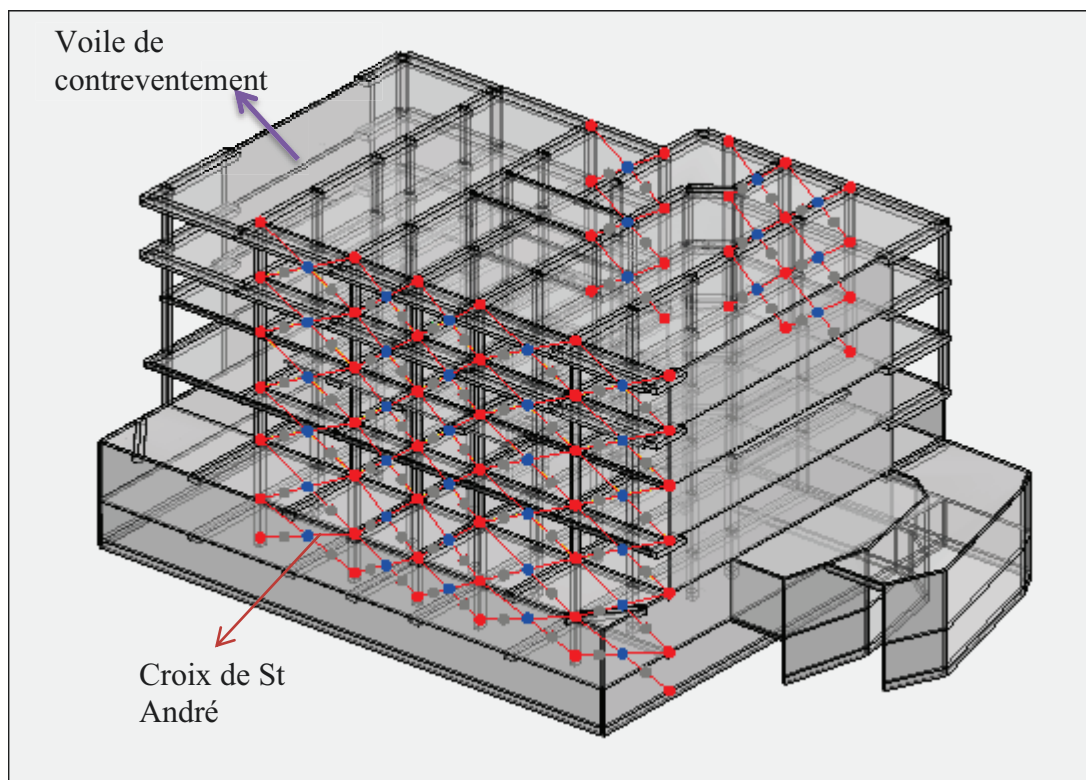


Figure 50 : Bâtiment contreventé

L. Résultats

1. Masse modale

Dans chacun direction d'excitation étudiée, le calcul des modes doit être poursuivi jusqu'à la fréquence de 33 Hz. La suite des modes peut être interrompue si le cumul des masses modales atteint 90 % de la masse vibrante totale M du système ; dans ce cas, les effets des modes non retenus peuvent être négligés.

Le résiduel étant $< 10\%$ alors le nombre de mode est bien choisi :

Dans la modélisation, nous avons considéré les dalles comme des diaphragmes. Le nombre de mode acceptable est 50. On remarque que les pourcentages de la masse modale suivant X et Y sont $> 90\%$.

Tableau 18 : Cas sismique suivant X

Grandeurs cas sismique n° 3 EX					
Mode N°	Masse Modale Suivant X		Facteur de Participation	Accélération sismique	Coef. de comportement
	(T)	(%)	(-)	m/s ²	adim
1	3652.23	41.28	-1911.08	1.7502	1.500
2	135.72	1.534	368.402	3.6000	1.500
3	494.03	5.584	-702.872	3.6000	1.500
4	26.75	0.302	-163.545	3.6000	1.500
5	0.18	0.002	13.313	3.6000	1.500
6	282.14	3.189	531.165	3.6000	1.500
7	0.35	0.004	-18.593	3.6000	1.500
8	0.53	0.006	23.107	3.6000	1.500
9	0.24	0.003	15.637	3.6000	1.500
10	0.54	0.006	-23.224	3.6000	1.500
11	0.01	0.000	-2.824	3.6000	1.500
12	2.73	0.031	-52.235	3.5117	1.500
13	0.38	0.004	19.482	3.4082	1.500
14	6.64	0.075	-81.474	3.3901	1.500
15	19.03	0.215	-137.947	3.3389	1.500
16	321.01	3.628	566.580	3.3100	1.500
17	44.43	0.502	-210.779	3.2695	1.500
18	57.03	0.645	238.813	3.1960	1.500
19	254.99	2.882	504.967	3.1658	1.500
20	734.93	8.307	-857.283	3.1603	1.500
21	272.11	3.076	-521.642	3.1570	1.500
22	2.67	0.030	-51.692	3.0621	1.500
23	0.01	0.000	2.755	3.0397	1.500
24	25.58	0.289	-159.922	3.0280	1.500
25	2.25	0.025	47.464	3.0228	1.500
26	22.84	0.258	151.135	3.0012	1.500

Grandeurs cas sismique n° 3 EX					
27	0.64	0.007	25.269	2.9507	1.500
28	2.18	0.025	46.656	2.9494	1.500
29	1.47	0.017	-38.335	2.9266	1.500
30	1.32	0.015	36.264	2.8391	1.500
31	0.00	0.000	1.649	2.7628	1.500
32	6.97	0.079	83.509	2.7552	1.500
33	0.75	0.008	-27.387	2.7494	1.500
34	156.67	1.771	-395.820	2.6989	1.500
35	0.08	0.001	-9.123	2.6932	1.500
36	0.42	0.005	-20.495	2.6893	1.500
37	13.78	0.156	117.405	2.6579	1.500
38	222.85	2.519	-472.066	2.6412	1.500
39	16.56	0.187	-128.678	2.6377	1.500
40	19.39	0.219	139.251	2.6285	1.500
41	7.83	0.088	-88.482	2.6193	1.500
42	1.55	0.018	-39.361	2.6075	1.500
43	1170.53	13.230	-1081.911	2.5882	1.500
44	0.00	0.000	-1.652	2.5619	1.500
45	0.67	0.008	-25.870	2.5486	1.500
46	2.13	0.024	-46.198	2.5296	1.500
47	5.62	0.064	-74.972	2.5250	1.500
48	0.00	0.000	-0.379	2.5068	1.500
49	0.06	0.001	-7.679	2.4798	1.500
50	73.32	0.829	270.768	2.4725	1.500
Total	8064.14	91.145			imposé: 1.500

Tableau 19 : Cas sismique suivant Y

Grandeurs cas sismique n° 4 EY					
Mode N°	Masse Modale Suivant Y		Facteur de Participation	Accélération sismique	Coef. de comportement
	(T)	(%)			
1	0.82	0.01	28.61	1.7502	1.500
2	4293.15	48.523	-2071.992	3.6000	1.500
3	922.57	10.427	-960.506	3.6000	1.500
4	84.39	0.954	-290.496	3.6000	1.500
5	1.23	0.014	-35.097	3.6000	1.500
6	5.65	0.064	-75.167	3.6000	1.500
7	24.26	0.274	155.760	3.6000	1.500
8	7.94	0.090	89.104	3.6000	1.500
9	8.90	0.101	94.353	3.6000	1.500
10	3.82	0.043	-61.830	3.6000	1.500
11	0.23	0.003	-15.245	3.6000	1.500
12	2.70	0.030	51.939	3.5117	1.500
13	18.64	0.211	136.524	3.4082	1.500
14	54.70	0.618	233.870	3.3901	1.500
15	56.06	0.634	236.772	3.3389	1.500

Grandeurs cas sismique n° 4 EY					
16	940.81	10.633	-969.952	3.3100	1.500
17	2.92	0.033	54.010	3.2695	1.500
18	0.88	0.010	29.679	3.1960	1.500
19	16.08	0.182	126.820	3.1658	1.500
20	111.31	1.258	-333.633	3.1603	1.500
21	94.53	1.068	-307.455	3.1570	1.500
22	3.22	0.036	-56.758	3.0621	1.500
23	2.99	0.034	-54.722	3.0397	1.500
24	70.01	0.791	-264.589	3.0280	1.500
25	26.23	0.296	161.958	3.0228	1.500
26	361.45	4.085	601.207	3.0012	1.500
27	6.90	0.078	83.058	2.9507	1.500
28	28.77	0.325	169.625	2.9494	1.500
29	304.50	3.442	-551.814	2.9266	1.500
30	2.50	0.028	-50.049	2.8391	1.500
31	2.33	0.026	-48.235	2.7628	1.500
32	20.76	0.235	-144.086	2.7552	1.500
33	1.18	0.013	-34.283	2.7494	1.500
34	0.03	0.000	5.760	2.6989	1.500
35	0.91	0.010	30.237	2.6932	1.500
36	0.73	0.008	-27.090	2.6893	1.500
37	24.93	0.282	-157.877	2.6579	1.500
38	3.03	0.034	-55.065	2.6412	1.500
39	0.18	0.002	13.426	2.6377	1.500
40	250.60	2.832	-500.596	2.6285	1.500
41	217.80	2.462	466.688	2.6193	1.500
42	1.55	0.018	39.413	2.6075	1.500
43	40.18	0.454	-200.455	2.5882	1.500
44	0.03	0.000	-5.236	2.5619	1.500
45	0.19	0.002	-13.768	2.5486	1.500
46	2.49	0.028	49.922	2.5296	1.500
47	0.31	0.004	17.736	2.5250	1.500
48	0.28	0.003	-16.767	2.5068	1.500
49	0.78	0.009	27.988	2.4798	1.500
50	1.75	0.020	41.879	2.4725	1.500
Total	8028.22	90.739			imposé: 1.500

Tableau 20 : Cas sismique suivant Z

Grandeurs cas sismique n° 5 EZ					
Mode N°	Masse Modale Suivant Z		Facteur de Participation	Accélération sismique	Coef. de comportement
	(T)	(%)			
1	0.18	0.00	13.55	1.4002	1.500
2	0.29	0.003	-17.030	2.8800	1.500
3	1.33	0.015	-36.522	2.8800	1.500
4	1.48	0.017	38.475	2.8800	1.500
5	855.13	9.665	-924.732	2.8800	1.500

Grandeurs cas sismique n° 5 EZ					
6	0.61	0.007	24.709	2.8800	1.500
7	1105.99	12.500	-1051.660	2.8800	1.500
8	693.76	7.841	-832.921	2.8800	1.500
9	35.50	0.401	188.416	2.8800	1.500
10	742.43	8.391	-861.641	2.8800	1.500
11	2.25	0.025	-47.458	2.8800	1.500
12	2.04	0.023	45.220	2.8093	1.500
13	384.11	4.341	619.762	2.7265	1.500
14	81.53	0.921	-285.527	2.7121	1.500
15	183.82	2.078	428.739	2.6711	1.500
16	10.45	0.118	102.246	2.6480	1.500
17	58.03	0.656	240.894	2.6156	1.500
18	1.88	0.021	43.333	2.5568	1.500
19	114.97	1.299	-339.067	2.5327	1.500
20	22.66	0.256	-150.547	2.5282	1.500
21	17.11	0.193	-130.788	2.5256	1.500
22	29.76	0.336	172.518	2.4497	1.500
23	16.19	0.183	-127.259	2.4318	1.500
24	0.72	0.008	-26.843	2.4224	1.500
25	6.14	0.069	78.377	2.4183	1.500
26	25.59	0.289	-159.964	2.4010	1.500
27	0.32	0.004	-17.863	2.3606	1.500
28	66.06	0.747	257.024	2.3595	1.500
29	0.41	0.005	20.246	2.3413	1.500
30	13.13	0.148	-114.606	2.2713	1.500
31	0.06	0.001	7.442	2.2102	1.500
32	176.68	1.997	420.337	2.2041	1.500
33	9.78	0.111	98.894	2.1995	1.500
34	0.07	0.001	8.449	2.1592	1.500
35	78.09	0.883	-279.448	2.1546	1.500
36	0.89	0.010	-29.910	2.1514	1.500
37	4.14	0.047	-64.315	2.1264	1.500
38	34.41	0.389	-185.512	2.1130	1.500
39	44.96	0.508	-212.028	2.1102	1.500
40	93.24	1.054	-305.353	2.1028	1.500
41	19.85	0.224	-140.876	2.0954	1.500
42	56.62	0.640	237.955	2.0860	1.500
43	13.71	0.155	117.073	2.0705	1.500
44	2.35	0.027	-48.475	2.0495	1.500
45	5.87	0.066	-76.622	2.0389	1.500
46	6.60	0.075	-81.265	2.0237	1.500
47	65.01	0.735	-254.967	2.0200	1.500
48	30.70	0.347	-175.201	2.0054	1.500
49	9.02	0.102	-94.998	1.9838	1.500
50	0.00	0.000	0.910	1.9780	1.500
Total	5125.93	57.936			imposé: 1.500

2. Déplacement relatif

Vérification des déplacements relatifs entre étages pour les combinaisons sismiques											
Nom Étage	N° Étage	Combinaison	Code	N° Noeud	Déplacement relatif X (cm)	Déplacement relatif Y (cm)	Déplacement relatif (cm)	Coefficient de réduction	Déplacement relatif par étage (cm)	Déplacement relatif admissible (cm)	Vérification
ETAGE7	7	187	ELU	3788	1.44	0.13	1.45	0.40	0.58	1.82	Correct
ETAGE6	6	188	ELU	3331	2.30	0.08	2.30	0.40	0.92	1.82	Correct
ETAGE5	5	187	ELU	3169	2.21	0.09	2.21	0.40	0.89	1.82	Correct
ETAGE4	4	187	ELU	2625	0.53	0.22	0.57	0.40	0.23	1.75	Correct
ETAGE3	3	188	ELU	1997	0.25	0.12	0.28	0.40	0.11	1.95	Correct
ETAGE2	2	163	ELU	1266	0.28	0.11	0.30	0.40	0.12	1.29	Correct
ETAGE1	1	163	ELU	329	0.09	0.04	0.10	0.40	0.04	0.25	Correct

Figure 51 : Vérification du déplacement relatif

Soit d_s calculé d'après la formule suivante :

$$d_s = q \cdot d_e = q \cdot S_d(t) \cdot \lambda \cdot \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

On peut lire sur le tableau que tous les déplacements relatifs sont acceptables.

Vu que d'après la sécurité vis-à-vis des déformations et pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux fragiles liés à la structure :

$$d_r v \leq 0.005h$$

3. Calcul de l'effort tranchant à la base du séisme

Soit $H = 20.93$ m la hauteur totale du bâtiment

Et $m = 1 \cdot G + 0.6 \cdot Q = 5433$ T la masse du bâtiment.

L'effort tranchant à la base est donné par la formule suivante :

$$F_b = S_d(t) \cdot m \cdot \lambda$$

Comme on est dans une zone à forte sismicité et le sol est de classe A, on a alors :

$S = 1$, $T_B = 0.15$, $T_C = 0.40$, et $T_D = 2.00$

Dans le sens X :

$$T_1 = C_t H^{3/4} = 0.05 * 20.93^{3/4} = 0.49s$$

$$\Rightarrow T_c < T_1 < T_D$$

$$S_d(t) = a_g S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_c}{T} \right) = 4.89 > 0.72 = \beta a_g$$

$$F_b = S_d(t) \cdot m \cdot \lambda = 4.89 * 5433 * 1 = 26567.4 T$$

Dans le sens Y :

$$A_c = \sum [A_i (0.2 + L_{wi} H)^2]$$

Pour le premier mur :

$$A_i = 5.55 m^2$$

$$L_{wi} = 18.5 m$$

$$A_c = 6.52 m^2$$

Pour le second mur :

$$A_i = 6.24 m^2$$

$$L_{wi} = 20.8 m$$

$$A_c = 15.42 m^2$$

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} = 0.02$$

$$T_1 = 0.02 * 20.93^{3/4} = 0.2 s$$

$$\Rightarrow T_B < T_1 < T_c$$

$$S_d(t) = a_g S \frac{2.5}{q} = 6$$

$$F_b = S_d(t) \cdot m \cdot \lambda = 6 * 5433 * 1 = 32598 T$$

4. Résultats de pré dimensionnements

Les résultats des dimensionnements des semelles se trouvent comme suivant :

- Annexe 1 : Semelles
- Annexe 2 : Poteaux
- Annexe 3 : Poutres
- Annexes 4 : Entretoise
- Annexes 5 : Assemblages
- Annexes 6 : Voile de contreventement
- Annexe 7 : Charges du vent

Pour récapituler notre étude de cas, nous allons commencer par présenter un plan de l'existant suivi d'un plan qui met en relief le contreventement choisi.

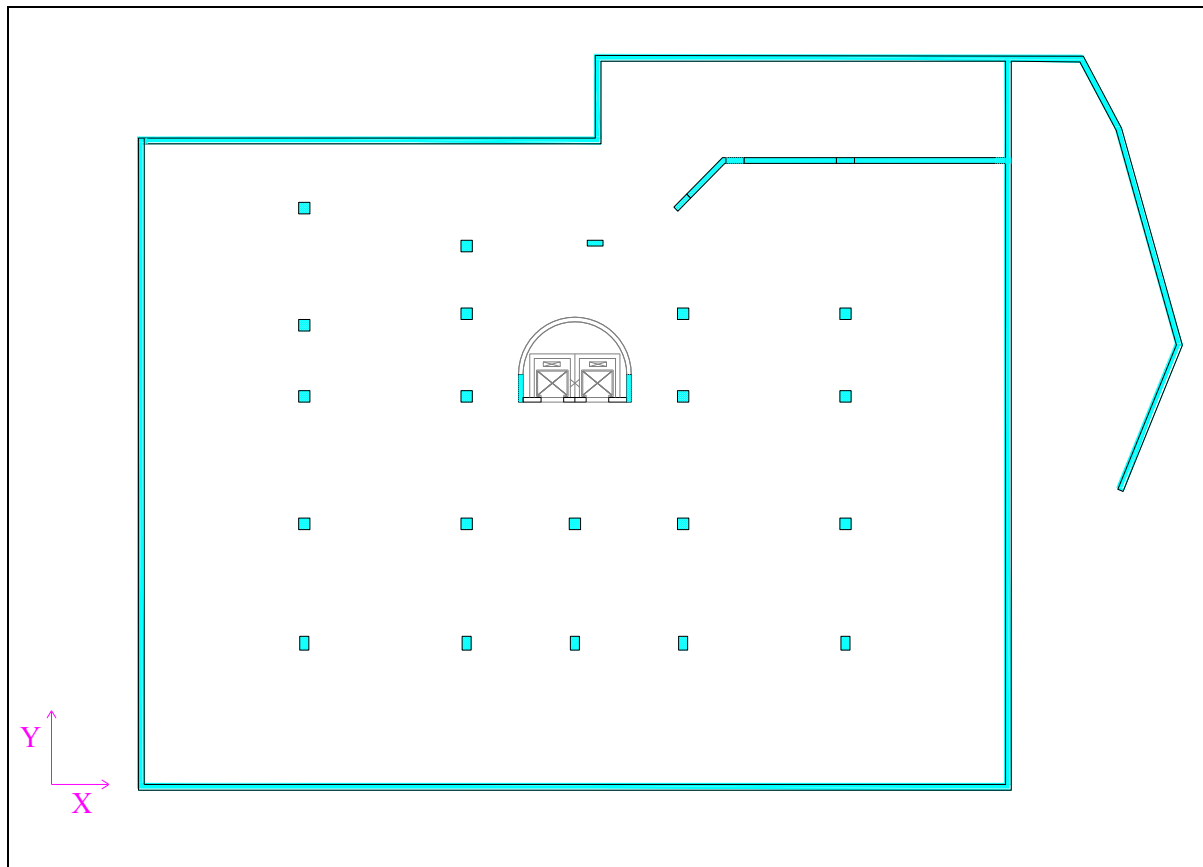


Figure 52 : Plan de l'existant

Or, dans le sens X, dans les étages supérieurs, les voiles ne continuent pas, donc pour ne pas bloquer le trafic, et pour la simplicité de l'exécution, on a recours à des contreventements en croix de St André. En revanche, dans le sens Y, les voiles continuent de bas en haut, donc on peut les utiliser comme un système de contreventement.

On peut voir dans la Figure 53 le concept de contreventement :

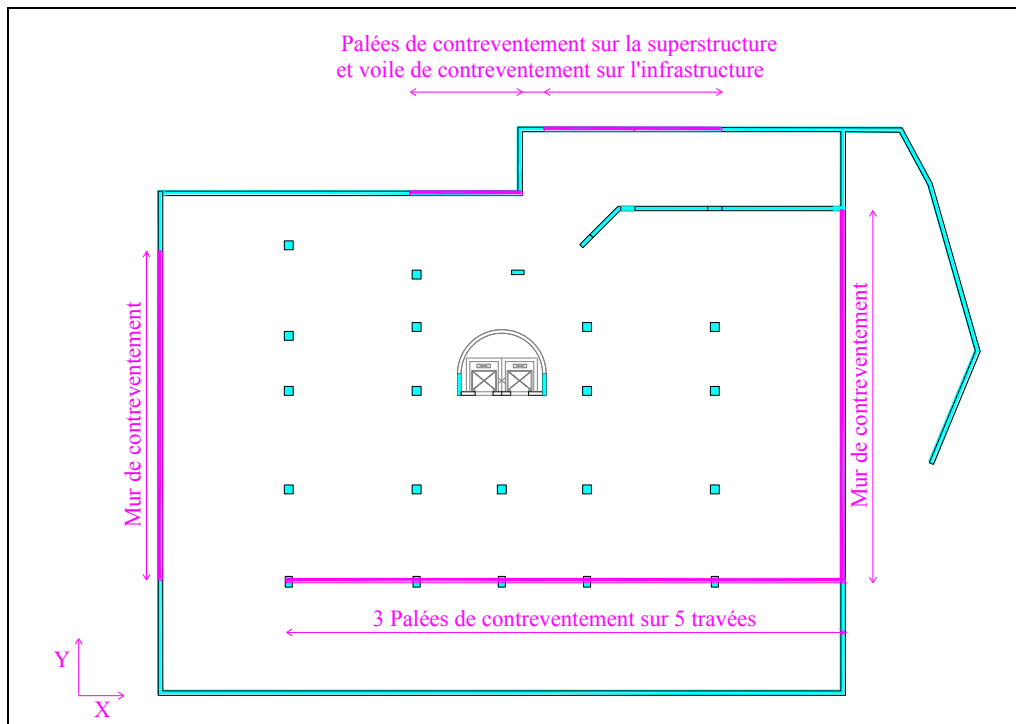


Figure 53 : Concept de contreventement

On trouve dans les annexes 4 et 5 le dimensionnement d'une entretoise et des boulons
Après la modélisation du bâtiment, les premiers trois modes sont les suivant :

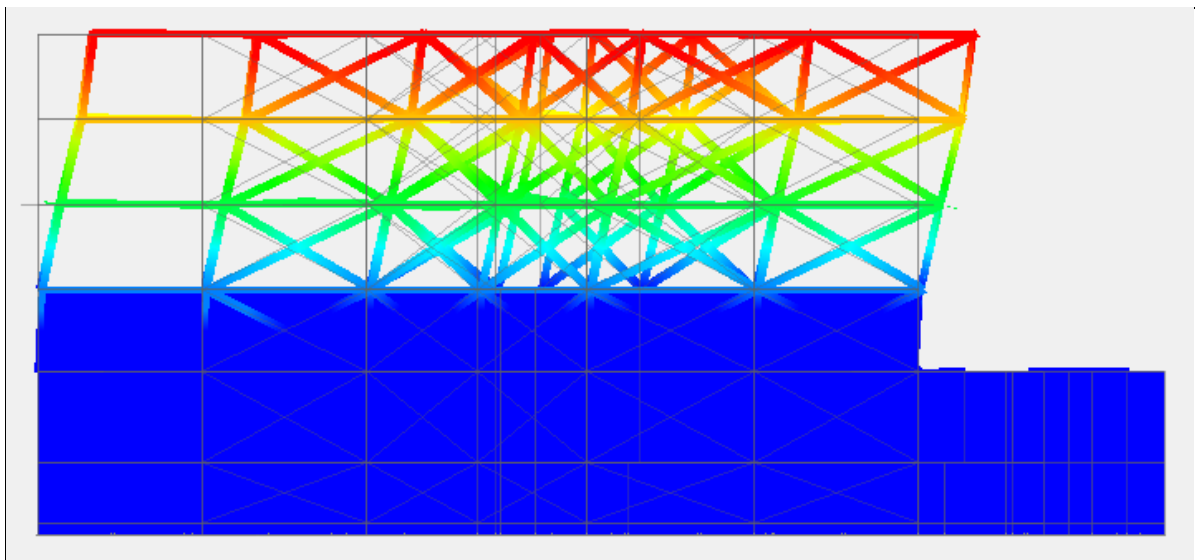


Figure 54 : Mode 1

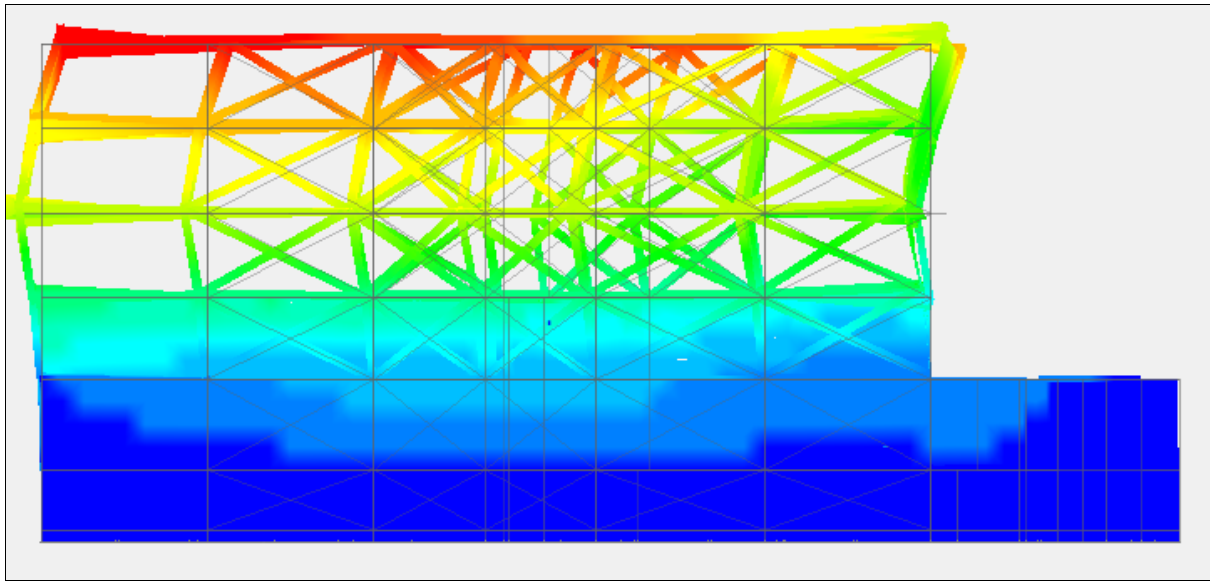


Figure 55 : Mode 2

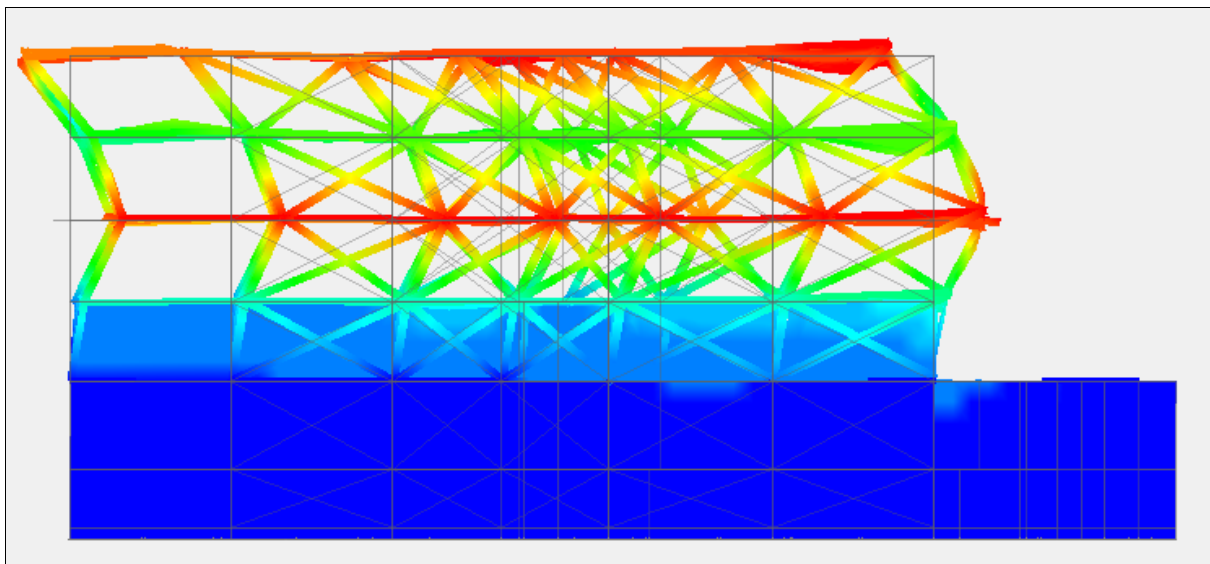


Figure 56 : Mode 3

Ensuite, il faut réaliser le dimensionnement des étages supplémentaires. Le calcul détaillé d'une poutre (Annexe 3) donne une poutre de dimension 135x40. Les autres dimensions sont claires sur le plan de la Figure 57 :

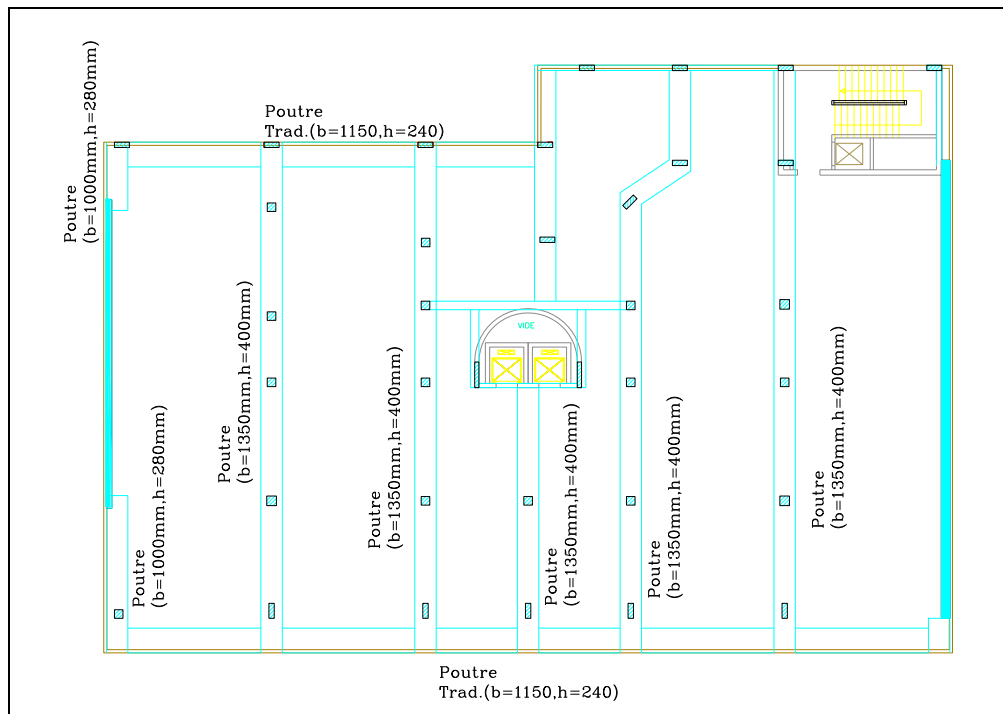


Figure 57 : Dimensions des poutres du nouvel étage

D'autre part, notre bâtiment, construit dans le début des années 90 n'était pas soumis à des normes sévères en ce qui concerne les dispositions constructives, en outre, l'extension des 2 étages posera de nouvelles charges énormes sur les porteurs et les fondations. Donc malgré les résultats du sondage qui assurent les bonnes conditions de la structure, il est nécessaire de réaliser des chemisages sur les poteaux et les poutres, en plus des voiles de contreventement et des semelles, pour assurer un maintien parfait en face des charges statiques et dynamiques (restreindre le nombre des rotules plastiques).

D'abord, les semelles sont chemisées en béton armé puisque les sections existantes ne suffisent pas pour soutenir la structure. Rappelons que toutes les semelles sont reliées par des longrines dans les deux sens.

En plus, pour confiner et renforcer les poteaux, des chemises en aciers sont appliquées, sur ces derniers viennent se reposer les entretoises et forment ensemble un élément rigide grâce aux boulons bien prédimensionnés. Par exemple, sur un poteau chemisé renforcé par 2 mm d'acier, une cornière 25x25x3 à ailes égales s'applique avec deux boulons 2M12.

A cause de leur efficacité, leur facilité à mettre en place et de les réparer, et malgré leur coup élevé, des chemisages en tissus renforcés de fibre de carbone entourent les poutres existantes dans les lieux le plus vulnérables.

Ensuite, les voiles de contreventement sont dimensionnés comme déjà cité dans les chapitres précédents : On a deux poteaux fictifs aux extrémités, bien confinés pour résister au séisme, et la partie au milieu constitue l'âme.

Enfin, beaucoup de détails sont à prendre en compte dans le dimensionnement d'un bâtiment, spécialement s'il est déjà existant.

Conclusion

Le contreventement sismique est une méthode appliquée pour limiter les risques sur les structures soumises à un séisme. Plusieurs interventions techniques sont disponibles pour améliorer le comportement sismique des bâtiments en béton armé. Pourtant, il est important d'obtenir des informations sur la partie et les matériaux existants pour performer une évaluation sismique et pour choisir la stratégie de contreventement appropriée.

Or, une série d'expérience et des études analytiques ont contribué à l'état de développement de l'étude sismique actuelle avec un but de construire une structure performante, économique, et sécuritaire.

Ainsi, on a vu dans ce qui précède les méthodes de reconnaissance des matériaux pour la bonne évaluation. Ensuite, un chapitre concerne les sols et les fondations montre l'importance du support où se repose la structure et comment il peut influencer sur le comportement des bâtiments. En plus, un guide à la conception parasismique aide à connaître les étapes d'étude sismique. Dans le chapitre IV, pour résoudre les problèmes de rotules plastiques et les pathologies, différents types de chemisage sont révélés et détaillés comme le chemisage en acier, en béton, et en polymère. Puis, le chapitre suivant dirige la décision d'un parfait contreventement (portiques, murs de contreventement, entretoise...). Enfin, une application sur un bâtiment situé au Liban est réalisée avec une modélisation sur le logiciel Advance Graitec.

Finalement, nous rappelons la citation de Denis DIDEROT

« Ce qu'on n'a jamais mis en question n'a point été prouvé ».

Annexe 1 - Renforcement d'une semelle

Dans cette annexe, nous allons faire le dimensionnement des semelles existantes en plus d'un exemple de chemisage.

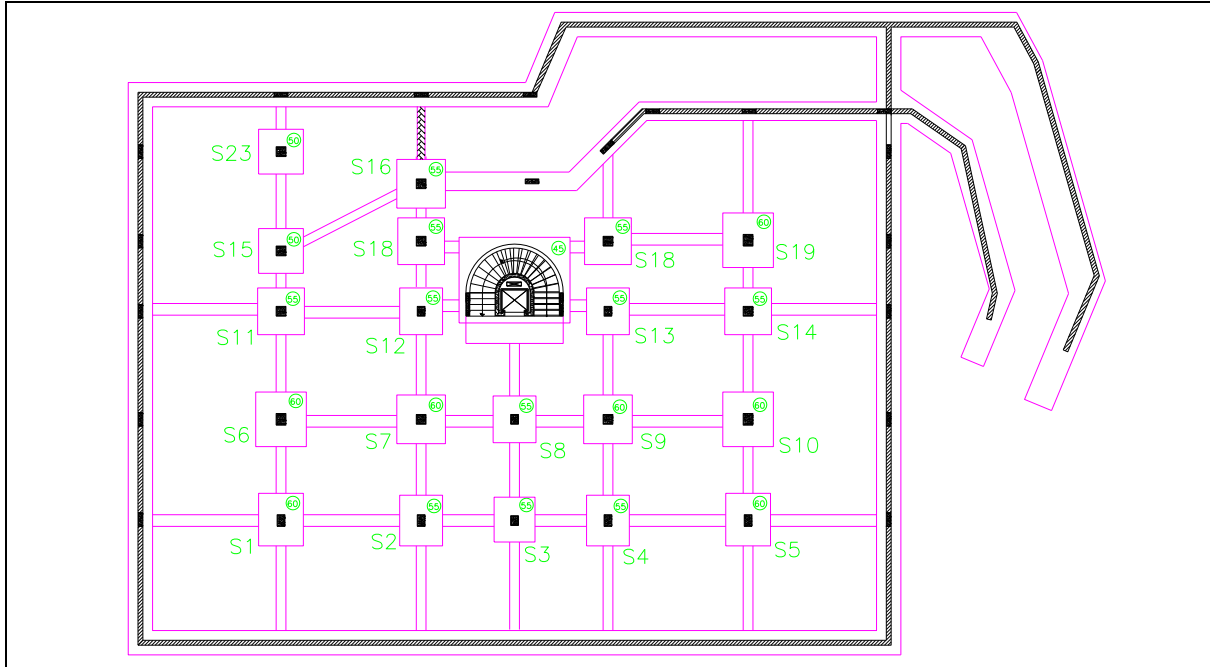


Figure 58 : Plan de fondation

Pour la vérification des semelles, une fiche Excel est faite :

SEMELLE	A (m)	B (m)	d (m)	a (m)	b(m)	G (T)	Q (T)	G+PP (T)	PU (T)	max	Asx (cm ²)	Ned	Vérification
S01	2.3	2.7	0.54	0.4	0.6	211.3	89	220.615	431.33	1	72.03	3.826146539	non poinçonnement
S02	2.2	2.6	0.495	0.4	0.6	191.5	78.4	199.365	386.743	1	67.20	3.729504955	non poinçonnement
S03	2.1	2.3	0.495	0.4	0.5	152.1	61.3	158.741	306.251	1.027174	46.57	3.282097609	non poinçonnement
S04	2.2	2.6	0.495	0.4	0.6	191.7	78.5	199.565	387.163	1	67.27	3.733555172	non poinçonnement
S05	2.3	2.7	0.54	0.4	0.6	212.3	87.9	221.615	431.03	1	71.98	3.823485367	non poinçonnement
S06	2.6	2.8	0.54	0.5	0.6	249.5	103.3	260.42	506.517	1.044643	85.76	4.074990313	non poinçonnement
S07	2.5	2.5	0.54	0.5	0.5	204.3	85.9	213.675	417.311	1.125	62.49	3.696587629	non poinçonnement
S08	2.2	2.4	0.495	0.4	0.5	173.8	72.1	181.06	352.581	1.03125	56.55	3.792662897	non poinçonnement
S09	2.5	2.5	0.54	0.5	0.5	208.1	87.6	217.475	424.991	1.125	63.64	3.764617889	non poinçonnement
S10	2.6	2.8	0.54	0.5	0.6	254.1	108	265.02	519.777	1.044643	88.01	4.181668611	non poinçonnement
S11	2.4	2.4	0.495	0.5	0.5	187.2	76.8	195.12	378.612	1.125	58.75	3.645598463	non poinçonnement
S12	2.2	2.4	0.495	0.4	0.5	161.4	66.6	168.66	327.591	1.03125	52.54	3.523849076	non poinçonnement
S13	2.2	2.4	0.495	0.4	0.5	142.2	58.3	149.46	289.221	1.03125	46.39	3.111108528	non poinçonnement
S14	2.4	2.4	0.495	0.5	0.5	175.3	73.7	183.22	357.897	1.125	55.54	3.446136819	non poinçonnement
S15	2.3	2.3	0.45	0.5	0.5	173	71.6	179.613	349.877	1.125	56.58	3.690739575	non poinçonnement
S16	2.5	2.5	0.495	0.5	0.5	180.5	76.5	189.094	370.027	1.125	60.44	3.575710709	non poinçonnement
S17	2.4	2.4	0.54	0.7	0.25	132.3	61.2	140.94	282.069	1.125	35.90	2.655997039	non poinçonnement
S18	2.4	2.4	0.495	0.5	0.5	68.8	25.3	76.72	141.522	1.125	21.96	1.362694224	non poinçonnement
S18'	2.4	2.4	0.495	0.5	0.5	148.1	59.6	156.02	300.027	1.125	46.56	2.888915222	non poinçonnement
S19	2.6	2.8	0.54	0.6	0.5	253.9	105.8	264.82	516.207	1.044643	83.24	4.152947531	non poinçonnement
S23	2.3	2.3	0.45	0.5	0.5	208.5	86.4	215.113	420.002	1.125	67.92	4.430465837	non poinçonnement

Figure 59 : Vérification des semelles isolées

A. Renforcement d'une semelle

Soit le poteau existant 50x50 cm² reposant sur une semelle S23 existante :

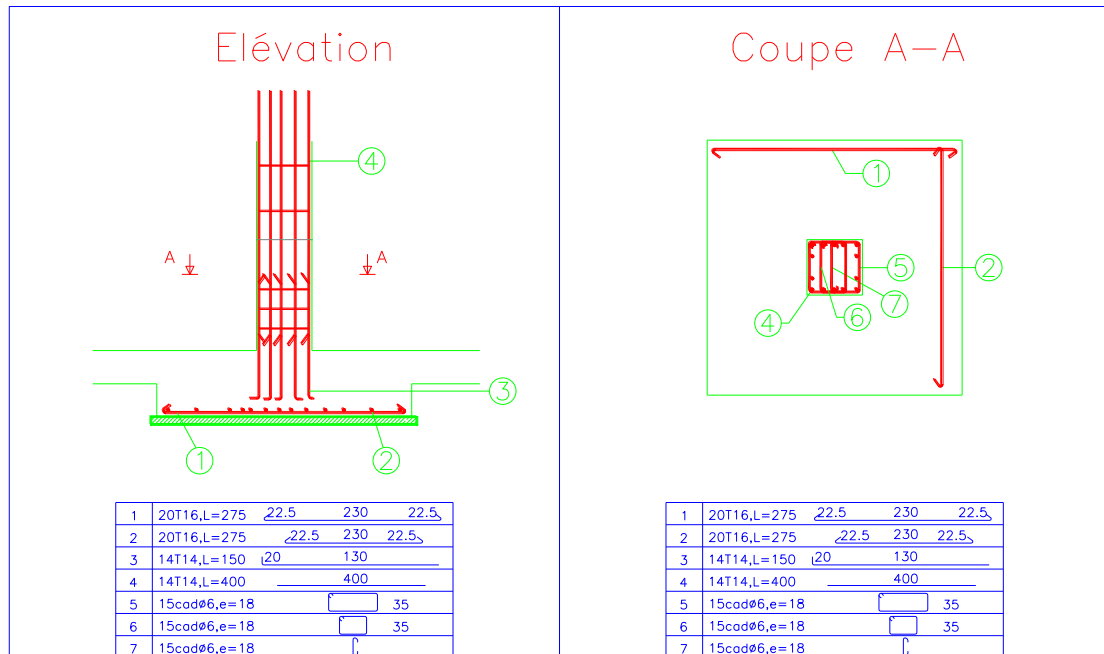


Figure 60 : Elévation et vue en plan de la semelle existante

Il faut que :

$$A \cdot B \geq \frac{P_u}{q_u}$$

Dans le cas d'un sol rocheux :

$$B \geq \sqrt{\frac{3 \cdot b \cdot P_u}{2 \cdot a \cdot q_u}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{3 \cdot a \cdot P_u}{2 \cdot b \cdot q_u}}$$

➤ $q_u = 14 \text{ Kg/cm}^2$

➤ $P_u = 412T$

$$B \geq \sqrt{\frac{3 \cdot 50 \cdot 412}{2 \cdot 50 \cdot 0.014}} = 210 \text{ cm}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{3 \cdot 50 \cdot 412}{2 \cdot 50 \cdot 0.014}} = 210 \text{ cm}$$

Soit A=B=220cm

$$\max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right) \leq d_a = d_b \leq \min(A-a, B-b)$$

$$\Rightarrow 42.5 \leq d_a = d_b \leq 170$$

$$\Rightarrow \text{Prenons } d=63 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 70 \text{ cm}$$

$$A_x = A_y = \frac{P_u(A-a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s}$$

$$\Rightarrow A_x = A_y = 39.95 \text{ cm}^2$$

La partie existante est formée de 230x230x50 cm³ avec 30.8 cm² d'armatures dans chaque direction. Donc il reste à augmenter la semelle de 30 cm et d'ajouter 3HA14 de chaque côté en plus d'une répartition de cadre HA8 espacés de 18 cm. Et pour rendre l'ancien béton et le nouveau comme un seul corps il ne faut pas oublier les scellements qui sont HA8 espacés de 18 cm comme le montre la Figure 61 :

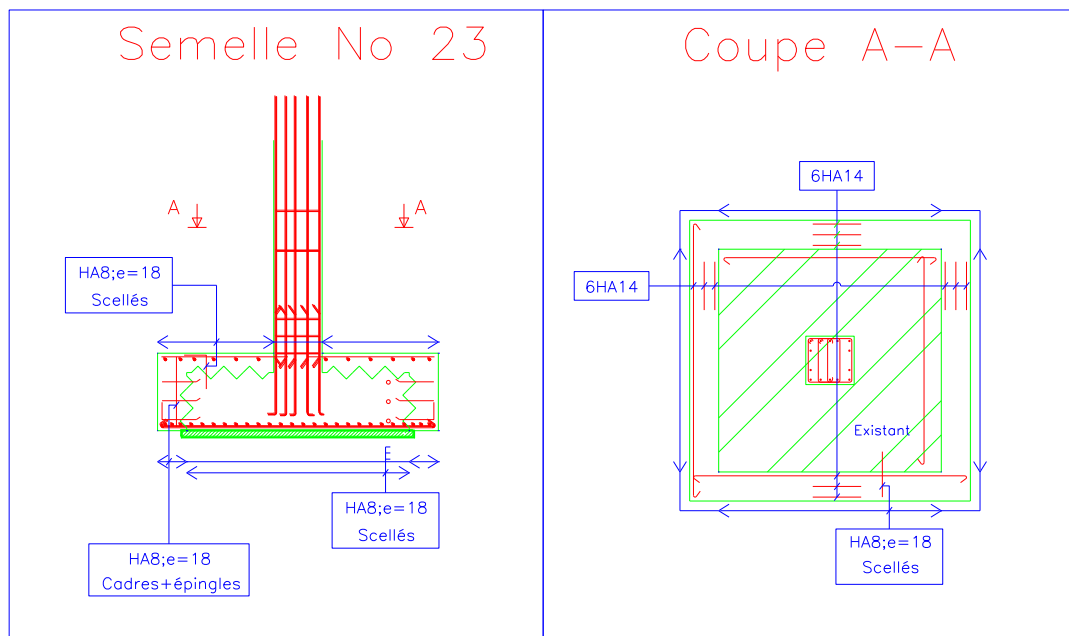


Figure 61 : Elévation et vue en plan de la semelle chemisée

B. Vérification au poinçonnement

$$0 \leq x \leq 2d$$

$$u = 2a + 2b + 2\pi x = 5.14$$

$$S = (a + 2x)b + (b + 2x)a - ab + \pi x^2 = 2.04$$

$$V_{Rd} = \max \left[\begin{array}{l} C_{Rd,c} K (100 \rho f_{ck})^{1/3} \\ v_{min} = 0.035 K^{1.5} \rho_{ck}^{0.5} = 0.36 \end{array} \right] * \frac{2d}{x}$$

Or,

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$K = \min \left(2; 1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) = 1.61$$

$$\rho = \sqrt{\frac{A_x A_y}{B d_x a d_y}} = 4.72 \times 10^{-3}$$

Ainsi,

$$0 < x < 2d \Rightarrow 0 < x < 1.05$$

Donc :

$$\text{Pour } x=0.50 \Rightarrow V_{Rd}=0.95 \text{ MN}$$

$$\text{Pour } x=1.00 \Rightarrow V_{Rd}=0.48 \text{ MN}$$

$$\text{Pour } x=1.05 \Rightarrow V_{Rd}=0.44 \text{ MN}$$

Or,

$$V_{Ed,agissant} = \frac{P_u \left(1 - \frac{S}{AB} \right)}{ud} = 1.12 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow V_{Rd} > V_{Ed,agissant}$$

\Rightarrow Pas de poinçonnement

Annexe 2 - Calcul des poteaux

Dans cette annexe nous allons faire le dimensionnement des poteaux du PBSS3 suivi d'un exemple de chemisage en acier.

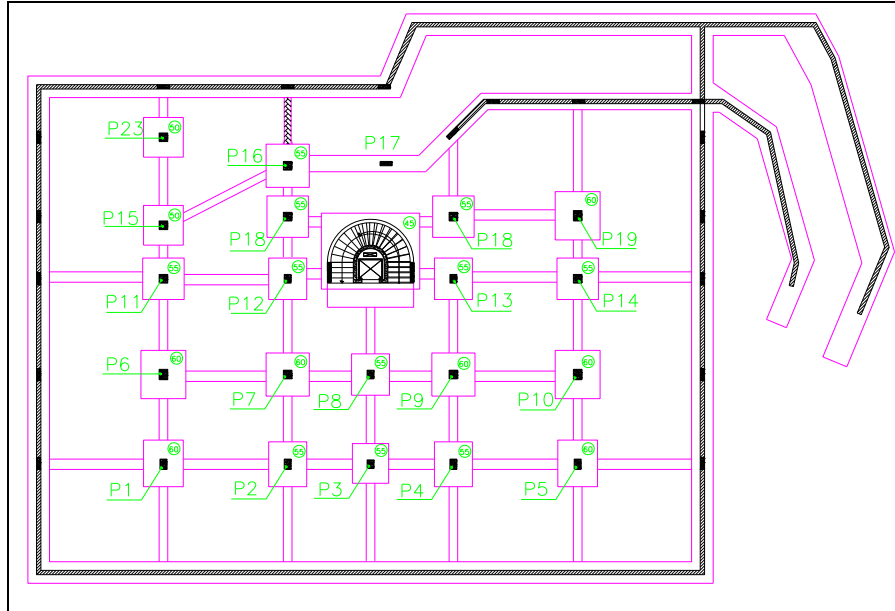


Figure 62 : Plancher bas du sous-sol 3

Une fiche Excel est réalisée pour vérifier leur conformité avec les nouvelles charges statiques.

Poteau	a (m)	b (m)	L (m)	Fcd (Mpa)	G	Ks	As (cm ²)	As min	verification	As existant
P01	0.4	0.6	2.58	16.67	211	1	27.7140178	9.6794304	9.6794304	21.56
P02	0.4	0.6	2.58	16.67	192	1	15.7168198	8.6989404	8.6989404	21.56
P03	0.4	0.5	2.58	16.67	152	1	8.49706465	6.8776095	6.8776095	21.56
P04	0.4	0.6	2.58	16.67	192	1	15.8364372	8.7086004	8.7086004	21.56
P05	0.4	0.6	2.58	16.67	212	1	27.7725431	9.6725304	9.6725304	21.56
P06	0.5	0.6	2.58	16.67	250	1	22.7131387	11.370907	11.370907	21.56
P07	0.5	0.5	2.58	16.67	204	1	17.4909776	9.3571331	9.3571331	21.56
P08	0.4	0.5	2.58	16.67	174	1	21.4541904	7.9239945	7.9239945	21.56
P09	0.5	0.5	2.58	16.67	208	1	19.630266	9.5337731	9.5337731	21.56
P10	0.5	0.6	2.58	16.67	254	1	26.4067538	11.675887	11.675887	21.56
P11	0.5	0.5	2.58	16.67	187	1	7.25832664	8.5122281	8.5122281	21.56
P12	0.4	0.5	2.58	16.67	161	1	14.3369561	7.3492245	7.3492245	21.56
P13	0.4	0.5	2.58	16.67	142	1	3.40905385	6.4667145	6.4667145	21.56
P14	0.5	0.5	2.58	16.67	175	1	1.4880976	8.0357831	8.0357831	21.56
P15	0.5	0.5	2.58	16.67	173	1	-0.2542525	7.8919181	7.8919181	21.56
P16	0.5	0.5	2.58	16.67	181	1	4.61346424	8.2938431	8.2938431	21.56
P17	0.7	0.25	2.58	16.67	132	1	22.2600922	6.2543627	6.2543627	21.56
P18	0.5	0.5	2.58	16.67	68.8	1	-58.783846	3.0591581	3.0591581	21.56
P18'	0.5	0.5	2.58	16.67	148	1	-14.631775	6.7047731	6.7047731	21.56
P19	0.6	0.5	2.58	16.67	254	1	23.7009141	11.593777	11.593777	21.56
P23	0.5	0.5	2.58	16.67	209	1	19.279289	9.5047931	9.5047931	21.56

Figure 63 : Sections d'armatures nécessaires dans chaque poteau dans le sous-sol 3

A. Dimensionnement d'un nouveau poteau

Soit le poteau P21 de hauteur 365 m, ayant comme charge permanente $G = 80T$ et charge d'exploitation $Q = 22.1T$

$$N = 1.35 * G + 1.5 * Q = 141.15T$$

On va augmenter cette valeur de 5% pour prendre en considération le poids propre :

$$\Rightarrow N = 148.2T = 1.482 MN$$

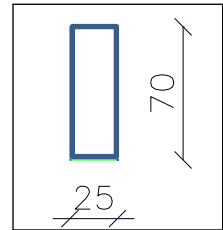
Un pré dimensionnement rapide nous permet d'utiliser :

$$B = \frac{N}{10} = a * a = \text{section du poteau}$$

$$\Rightarrow a = 0.385m^2 = 38.5cm^2$$

Or l'architecte avait proposé des dimensions de 25*70 cm²

Or 25 * 70 = 1750 cm² > 1482cm² ⇒ acceptable



Dans le cas des sections rectangulaires, il convient toujours de considérer le plan défavorable c.-à-d. celui du plus grand élancement.

$b = 70cm^2 = \text{largeur de la section du poteau}$

$h = 25cm^2 (< 50cm^2) = \text{hauteur de la section du poteau}$

$l_0 = 0.7l = 0.7 * 3.65 = 2.555m = \text{longueur de flambement}$

$B = 70 * 25 = 1750cm^2$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12B}} = 7.22cm = 0.072m = \text{rayon de giration}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = 35.48 < 60 = \text{élancement de l'élément}$$

$$\Rightarrow \text{coefficient de flambement} = \alpha = \frac{0.86}{1 + (\frac{\lambda}{60})^2} = 0.65$$

$k_k = 0.83 = \text{coefficient qui dépend des dimensions du poteau}$

$k_s = 1 = \text{coefficient qui dépend de la nature de l'acier}$

$$f_{yd} = \frac{400}{1} = 400 MPa$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{1}{f_{yd}} \left[\left(\frac{N_{Ed}}{k_k k_s \alpha} \right) - bh f_{cd} \right] = -2.25 * 10^{-3} m^2 < 0$$

Lorsque A_s est négatif, ceci signifie que le béton seul suffit à reprendre la totalité de l'effort de compression. On parlera alors d'un poteau à pourcentage minimum. On doit par conséquent mettre la quantité d'armature minimale imposée par l'EC2

$$A_{s,min} = \frac{0.1N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 * 1.48}{400} = 3.7 * 10^{-4} m^2$$

Armatures transversales en zone courante :

$$\phi_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 6mm \\ \frac{\phi_{l,max}}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow \phi_t \geq 6mm$$

⇒ On utilise HA8

$$\delta_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 20\phi_{l,min} = 240mm \\ \min(b, h) = 250mm \\ 400mm \end{array} \right\} \Rightarrow \delta_t \leq 240mm$$

$$\Rightarrow \delta_t = 24cm$$

Pour confiner les zones critiques, et pour une classe de ductilité DCM :

$$longueur\ critique = l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c = \max(a, b) \\ \frac{l_{cl}}{6} \\ 45cm \end{array} \right\} = 70cm$$

$$espacement\ d'armature = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_0}{2} \\ 175 \\ 8\phi_1 \end{array} \right\} = 62.5\ mm = 6.25cm$$

Finalement, on doit utiliser 12HA12 comme armatures longitudinales et HA8 espacé de 24 cm sauf sur les zones critiques $l_{cr} = 70cm$, on a un espacement de 6cm

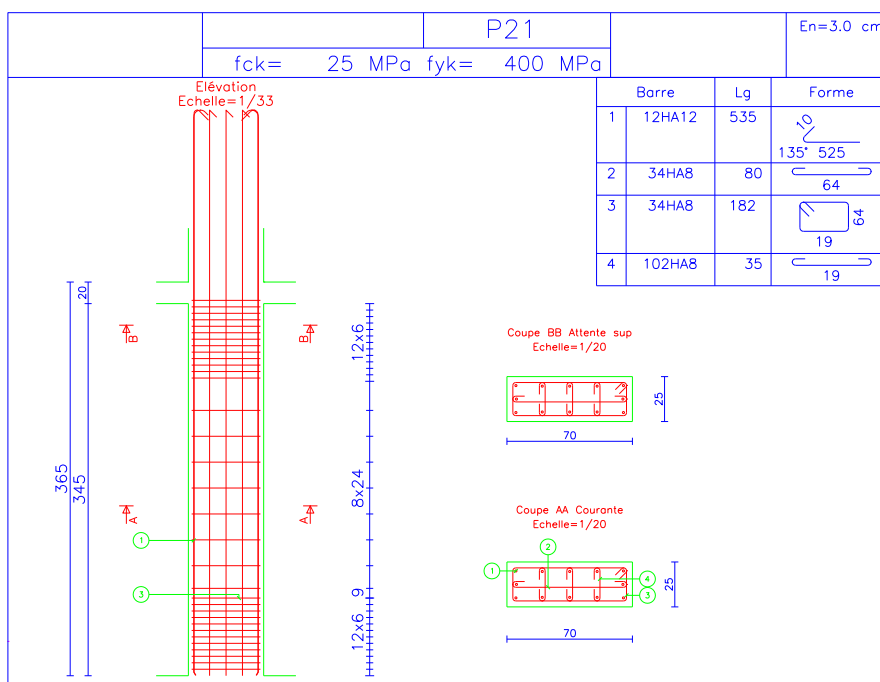


Figure 64 : Elévation et coupes du poteau

B. Renforcement d'un poteau par chemisage en acier

D'après l'EC8 – part3 - A.4.3.2(1) : « La contribution du chemisage à la résistance à l'effort tranchant peut être supposée complémentaire à la résistance existante, à condition que le chemisage demeure dans le domaine élastique. Cette condition est nécessaire pour que le chemisage puisse contrôler la largeur des fissures intérieures et assurer l'intégrité du béton, permettant ainsi au mécanisme de résistance à l'effort tranchant d'origine de pouvoir continuer à fonctionner. »

Nous avons choisi le chemisage en acier avec des bandes pour fixer les croix de St André.

Prenons l'exemple du poteau P1 de notre projet ayant $40 \times 60 \text{ cm}^2$ comme dimensions 258cm de longueur, soumis à des charges $G=208T$ et $Q=91T$

Tout calcul fait, on obtient : $V_{Resit} = 0.91 \text{ MN}$

La résistance supplémentaire à l'effort tranchant

$$V_j = 0.5 * \frac{2t_j b}{s} f_{yj,d} \frac{1}{\cos \alpha}$$

Epaisseur des bandes
 Largeur des bandes
 Espacements des bandes

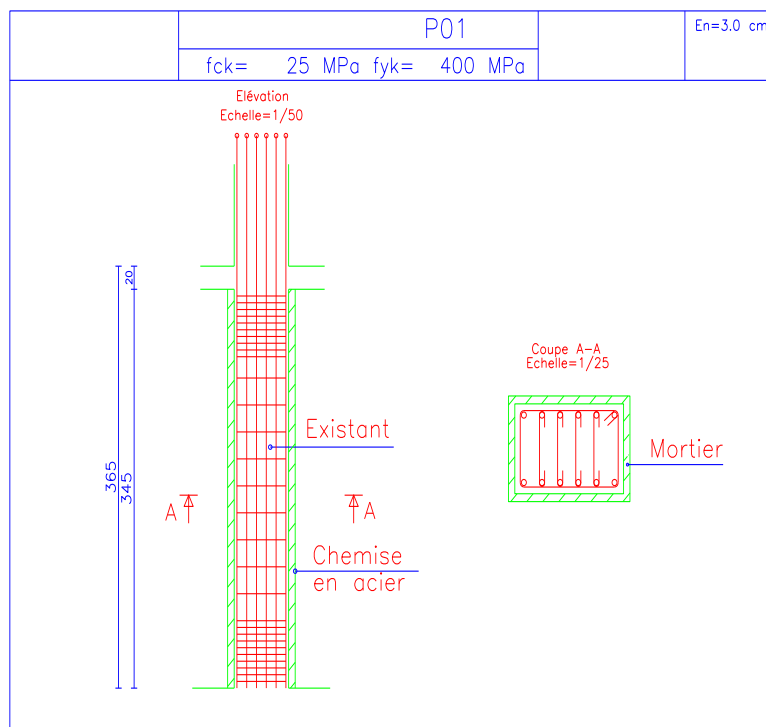
$$\frac{b}{s} = 1 \text{ (plaques continues)}$$

$$f_{yd} = \frac{400}{1.15} 347.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 0.91 = 0.5 * 2 * \frac{t_j b}{s} f_{yd} \frac{1}{\cos \alpha}$$

$$\Rightarrow t_j = 0.2 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur des bandes doit être de 2 mm.



Annexe 3 - Calcul des poutres

Dans cette annexe, nous allons faire le dimensionnement d'une poutre suivi d'un calcul de chemisage en TRF.

La Figure 66 représente le plan du PH+1 :

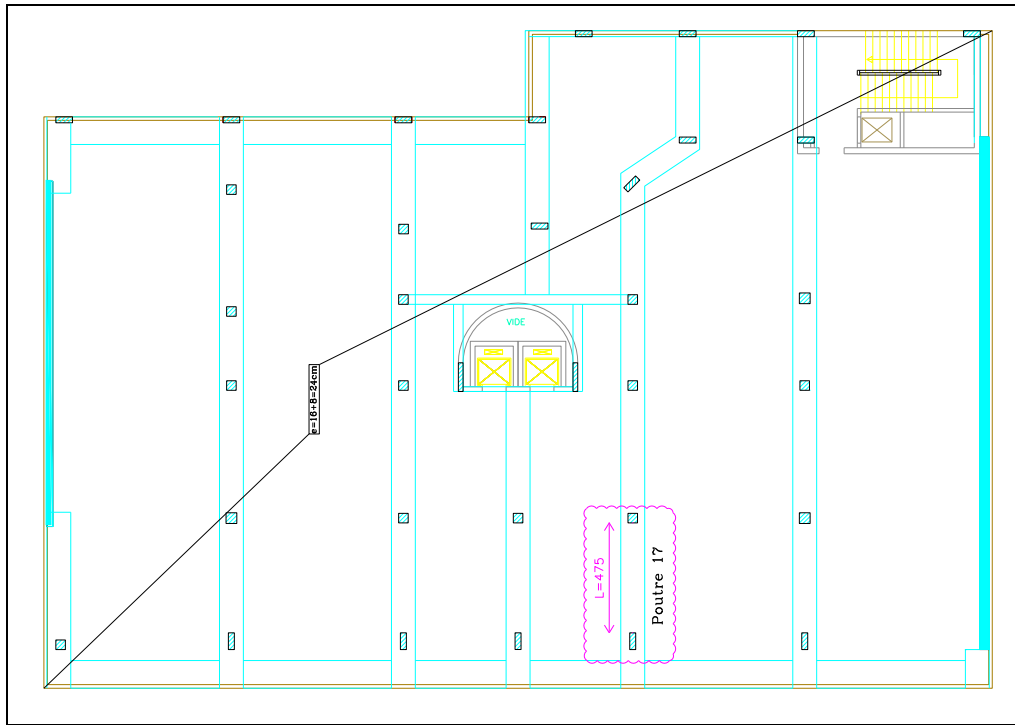


Figure 66 : Plancher haut du premier étage

A. Dimensionnement d'une poutre

Soit la poutre Pou17 du plan de l'étage PH+1. D'après la descente de charge, cette poutre, de travée 475cm, a un moment fléchissant égal à 0.165MN.

Notre but est de faire un pré - dimensionnement.

Puisqu'on est dans une zone sismique forte, on a $\gamma_c = 1.2$, $\gamma_s = 1.0$, et on va utiliser des aciers avec une classe de ductilité B.

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20.84 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.3f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = f_{yd} = 400 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 0.8$$

$$\eta = 1$$

Sur la limite pivot A-B et d'après la loi des triangles semblables :

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{cd}} = \frac{3.5}{3.5 + 45} = 0.072$$

Moment réduit de la section :

$$\mu_{lu} = 0.8\alpha_u(1 - 0.4\alpha_u) = 0.056 < \mu_{lim} = 0.392$$

Or,

$$\mu_{lu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{cd}} \Rightarrow bd^2 = 0.14m^3$$

Si on pose $h = 0.40 \text{ m} \Rightarrow d = 0.36 \text{ m}$

$$\Rightarrow b = \frac{0.14}{0.36^2} = 1.08 \text{ m}$$

\Rightarrow Notre poutre est de $135 \times 40 \text{ cm}^2$

Section d'armatures longitudinales :

$$Z_c = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.35$$

$$A = \frac{M_u}{Z_c f_{yd}} = 11.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 13HA12$$

Section d'armatures minimales :

$$\rho = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.5 * \frac{2.56}{400} = 32 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On pose 2lits 13HA14 comme aciers longitudinales

Section d'armatures transversales :

On va utiliser une section HA10

Sur une longueur critique égale à la hauteur, il faut resserrer les armatures transversales pour un bon confinement.

$$\text{Espacement minimum} = s = \min \begin{bmatrix} \frac{h_w}{4} \\ 225 \\ 24\Phi_t \\ 8\Phi_{lmin} \end{bmatrix} = \min \begin{bmatrix} 10 \\ 225 \\ 240 \\ 96 \end{bmatrix} = 10 \text{ cm}$$

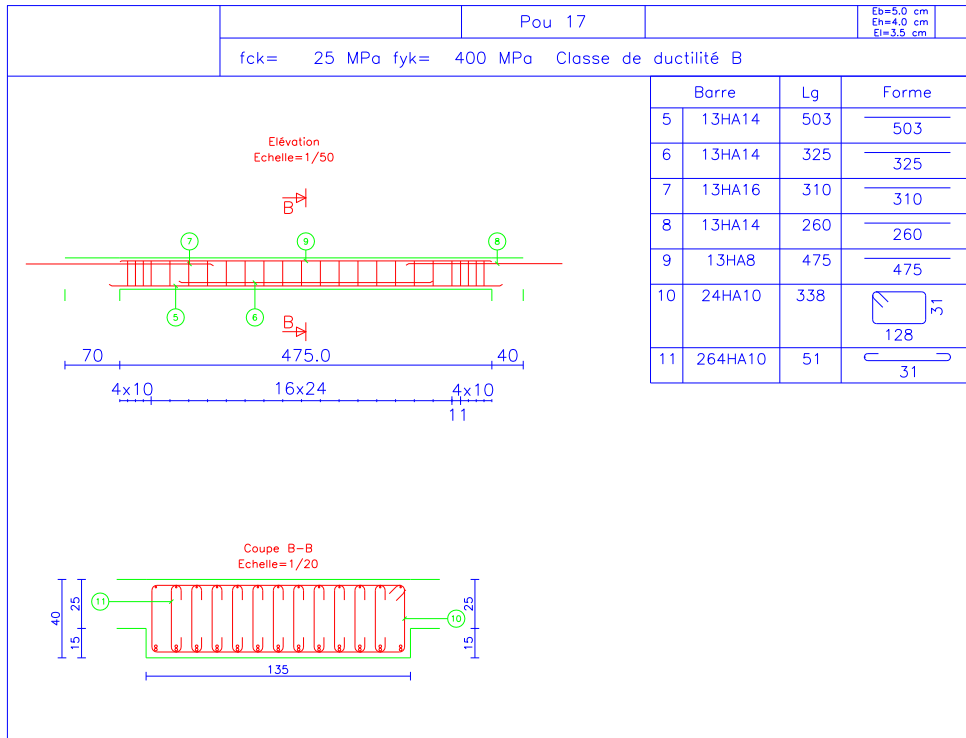
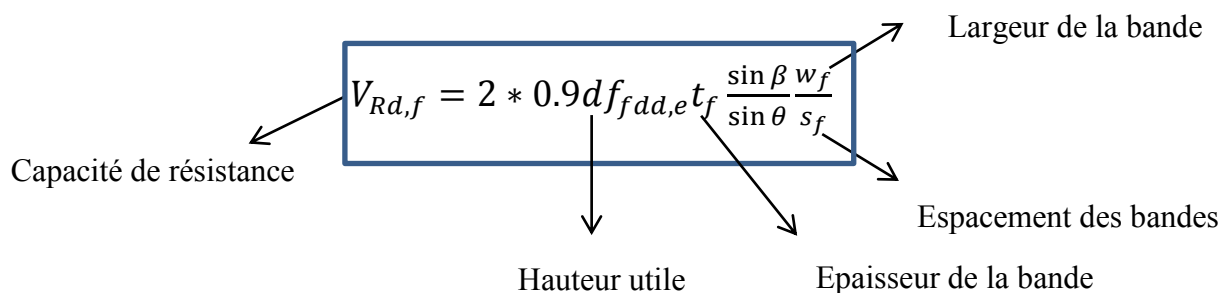


Figure 67 : Elévation et coupes d'une poutre

B. Renforcement d'une poutre par TRF

D'après l'EC8 – part 3 – A4.4.2 (2) : « La capacité de résistance totale à l'effort tranchant, telle que contrôlée par les cadres et le polymère renforcé de fibres, est déterminée comme étant la somme d'une contribution de l'élément en béton existant, évaluée conformément à l'EN 1998-1:2004 et d'une autre contribution, V , du polymère renforcé de fibres. ».

Nous allons renforcer nos poutres par des tissus de polymères renforcées de fibres collés. De là, les formules utilisées sont les suivantes :



Dans notre cas, $b=80\text{cm}$, $h=40\text{cm}$, $l=575\text{cm}$, $d=36\text{cm}$, et $E_f=390000\text{MPa}$

- $w_f = \min \left\{ \frac{0.9d}{h_w} \right\} \cdot \frac{\sin(\theta+\beta)}{\sin \theta} = 325\text{mm}$

Avec, $s_f = w_f$ (pour les tissus)

Soit $t_f = 2\text{mm}$

- $K = 1 - \frac{2}{\pi} = 0.363$
- $f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} = 2.57 = \text{Résistance moyenne du béton en traction}$
- $k_b = \sqrt{\frac{1.5 * \left(2 - \frac{w_f}{s_f}\right)}{1 + \frac{w_f}{100}}} = 1.22 = \text{coefficient d'enrobage}$
- $u_1 = \frac{k_b}{3} = 0.41$
- $\tau_{max} = 1.8 f_{ctm} k_b = 5.64 = \text{résistance maximale par adhérence}$
- $L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{4 \cdot \tau_{max}}} = 405.6 = \text{longueur d'adhérence utile}$

- $f_{add} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{\frac{0.6E_f f_{ctm} k_b}{t_f}} = 403.8 =$
résistance de calcul vis – à – vis du décollement
- $\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{add}}{E_f} = 405.6$
- $Z_{rid,eq} = Z - L_e \sin \beta + \frac{u_1}{\varepsilon_{fdd}} \sin \beta = 47.13$
- $f_{dde,s} = f_{add} \frac{Z_{rid,eq}}{Z} \left(1 - \sqrt{k \frac{L_{eq}}{Z_{rid,eq}}}\right)^2 = 289.1 =$ résistance efficace de calcul vis –
à – vis du décollement du polymère renforcé de fibres

$$\Rightarrow V_{rd,f} = 53T$$

Annexe 4 - Dimensionnement d'une entretoise

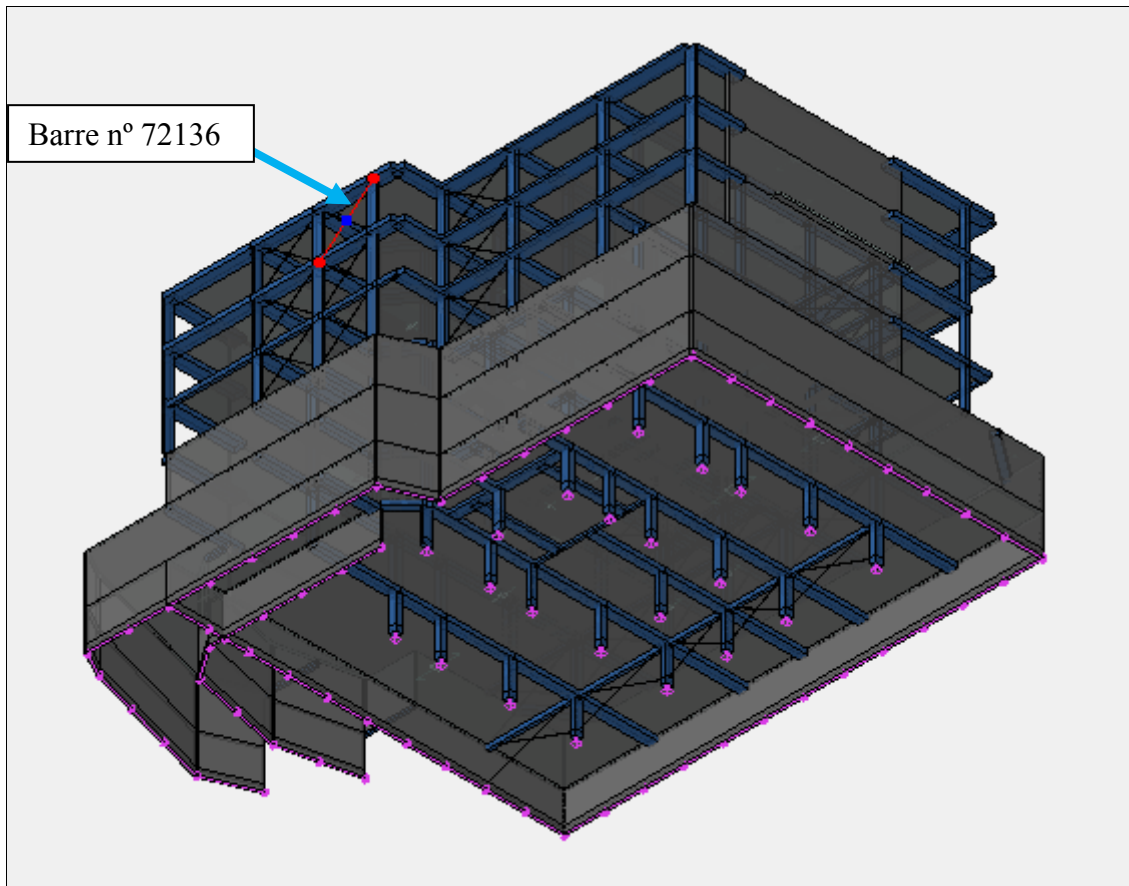


Figure 68 : Barre à dimensionner

D'après les combinaisons, on peut tirer la plus grande charge appliquée sur cette barre :

Efforts dans les filaires par cas de charges (repère local)									
Cas de charges	N° Élément	Maille	N° noeud	Fx(T)	Fy(T)	Fz(T)	Mx(T* m)	My(T* m)	Mz(T* m)
				3560)	3560)	3560)	3560)	3560)	3560)
211	72136	72136.1	3560	-3.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			3878	-3.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Min(élément, noeud)				-3.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
				(72136, 3560)	(72136, 3560)	(72136, 3560)	(72136, 3560)	(72136, 3560)	(72136, 3560)
Max(élément, noeud)				-3.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
				(72136, 3560)	(72136, 3560)	(72136, 3560)	(72136, 3560)	(72136, 3560)	(72136, 3560)

Figure 69 : Efforts dans les filaires (Résultat Advance)

$$\sigma = \frac{F}{A} \Rightarrow A = \frac{F}{\sigma} = \frac{3.1}{2.35} = 1.32 \text{ cm}^2$$

On peut tirer d'après les catalogues la section convenable :

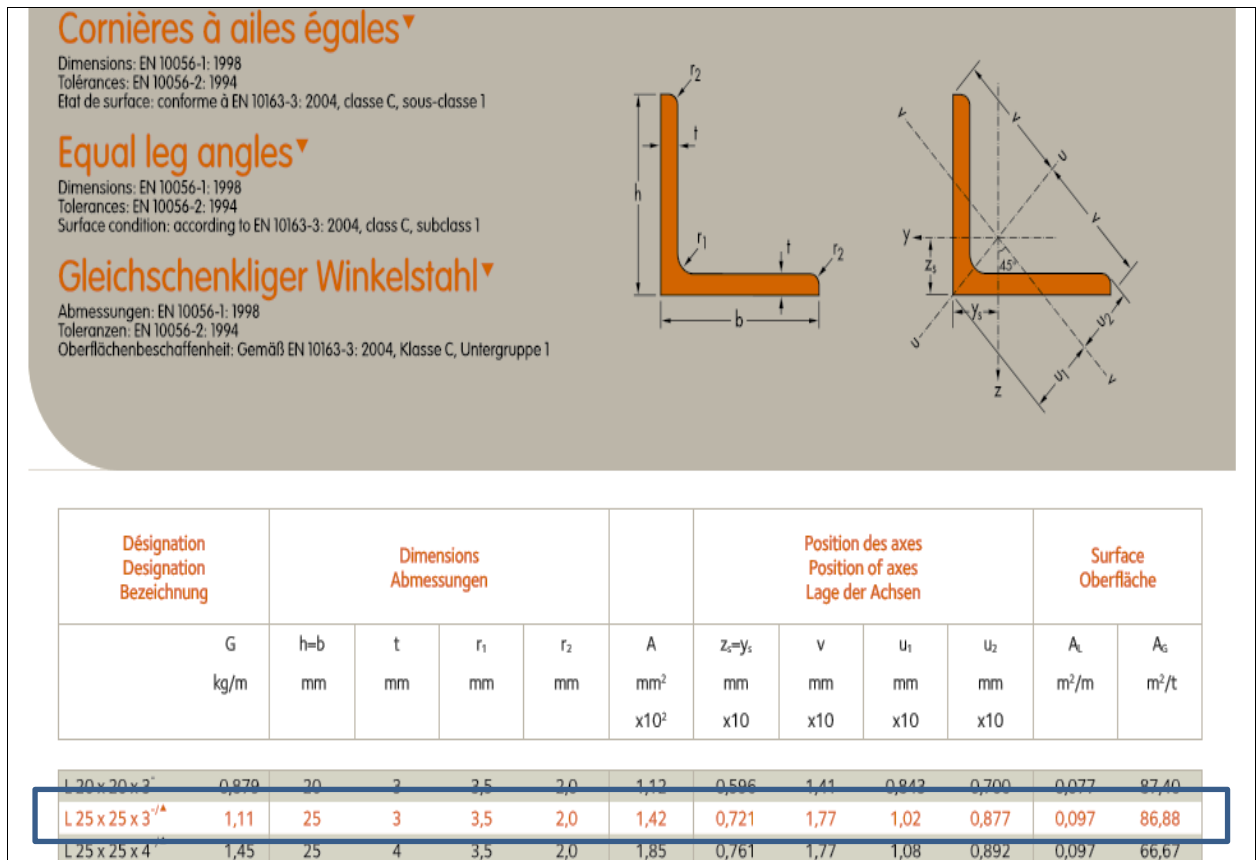


Figure 70 : Section choisie du catalogue des cornières

Annexe 5 - Dimensionnement des boulons

Pour fixer les profilés en L des croix de St André on doit utiliser des boulons.

On a $F = 3.1$ T dans la barre

D'après la résistance au cisaillement :

$$F_{Ed} < F_{v,Rd} = m\alpha_v f_{ub} \frac{A_b}{\gamma_{M2}}$$

$$\Rightarrow A_b = \frac{F_{v,Rd}\gamma_{M2}}{m\alpha_v f_{ub}} = \frac{3.1 \cdot 1.25}{1 \cdot 0.6 \cdot 4} = 1.61 \text{ cm}^2 = 161.5 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 2\text{M12}$$

Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} = k_1 \alpha_d d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\Rightarrow d = \frac{F_{b,Rd}\gamma_{M2}}{k_1 \alpha_d \cdot t} = 7.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{acceptable}$$

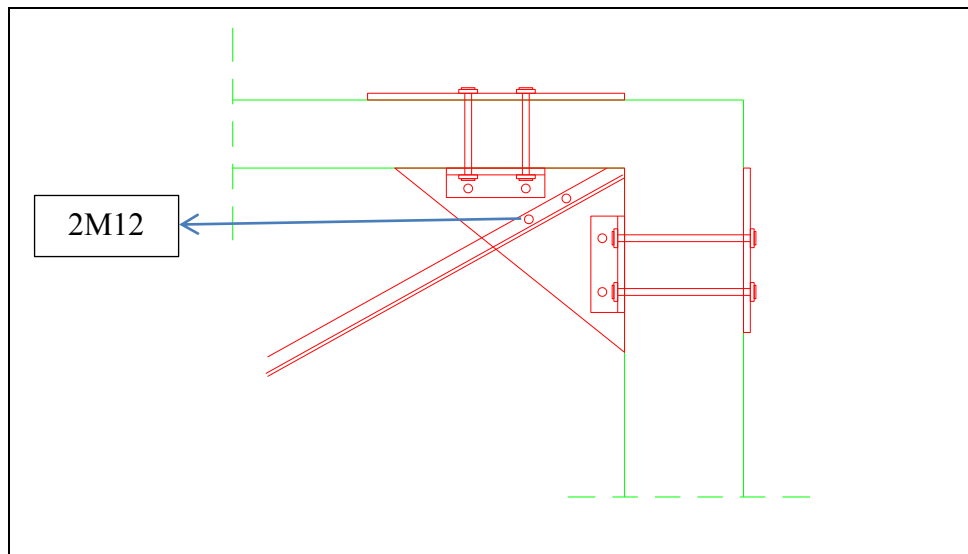


Figure 71 : Détail assemblage

Annexe 6 - Calcul d'un voile de contreventement

Les voiles jouent un rôle important dans le comportement du bâtiment durant un séisme. Plus il est rigide, moins il y aura des déplacements, et plus il est souple, plus les déplacements augmentent. Donc la réponse du bâtiment dépend du type des voiles.

Dans le calcul, on a :

$$\gamma_c = 1.3 \text{ pour le béton}$$

$$\gamma_s = 1.0 \text{ pour l'acier}$$

Pour un DCM, des aciers de classe de ductilité B sont utilisés et le béton ne doit pas être moins que C16/20

On a choisi, arbitrairement, un voile pour faire le ferrailage.

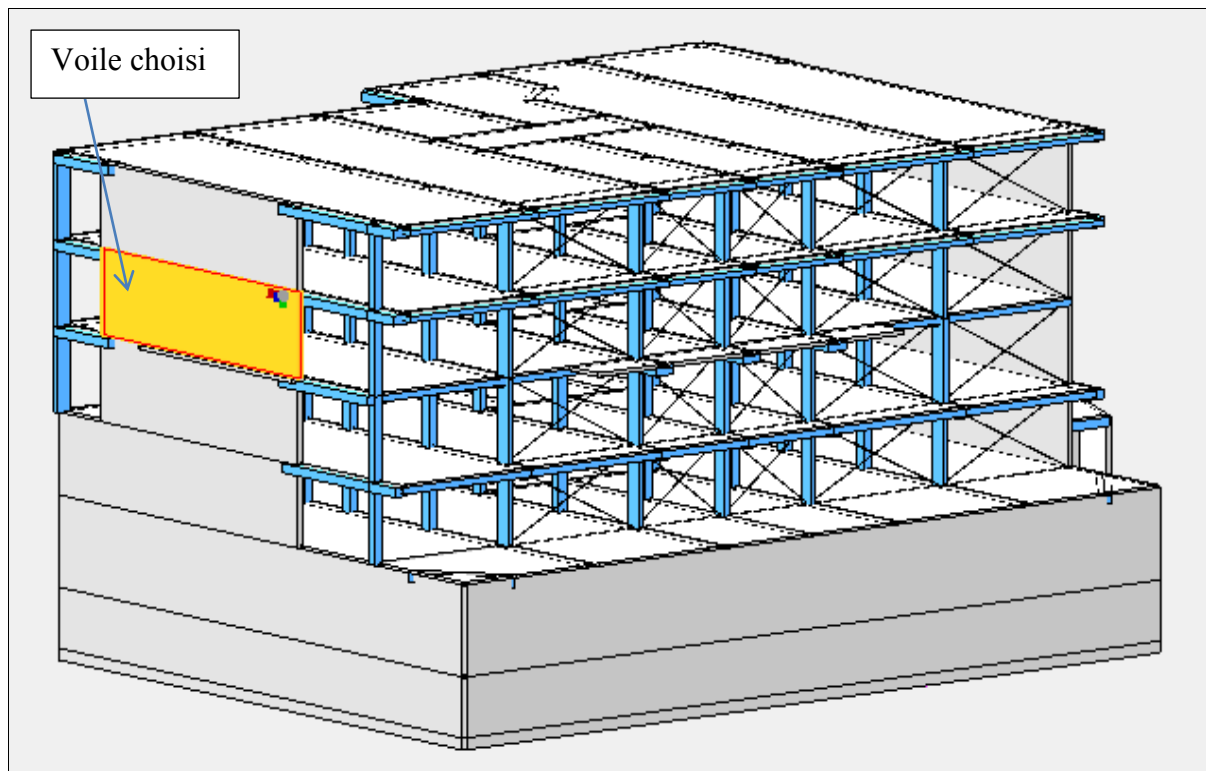


Figure 72 : Voile choisi du bâtiment

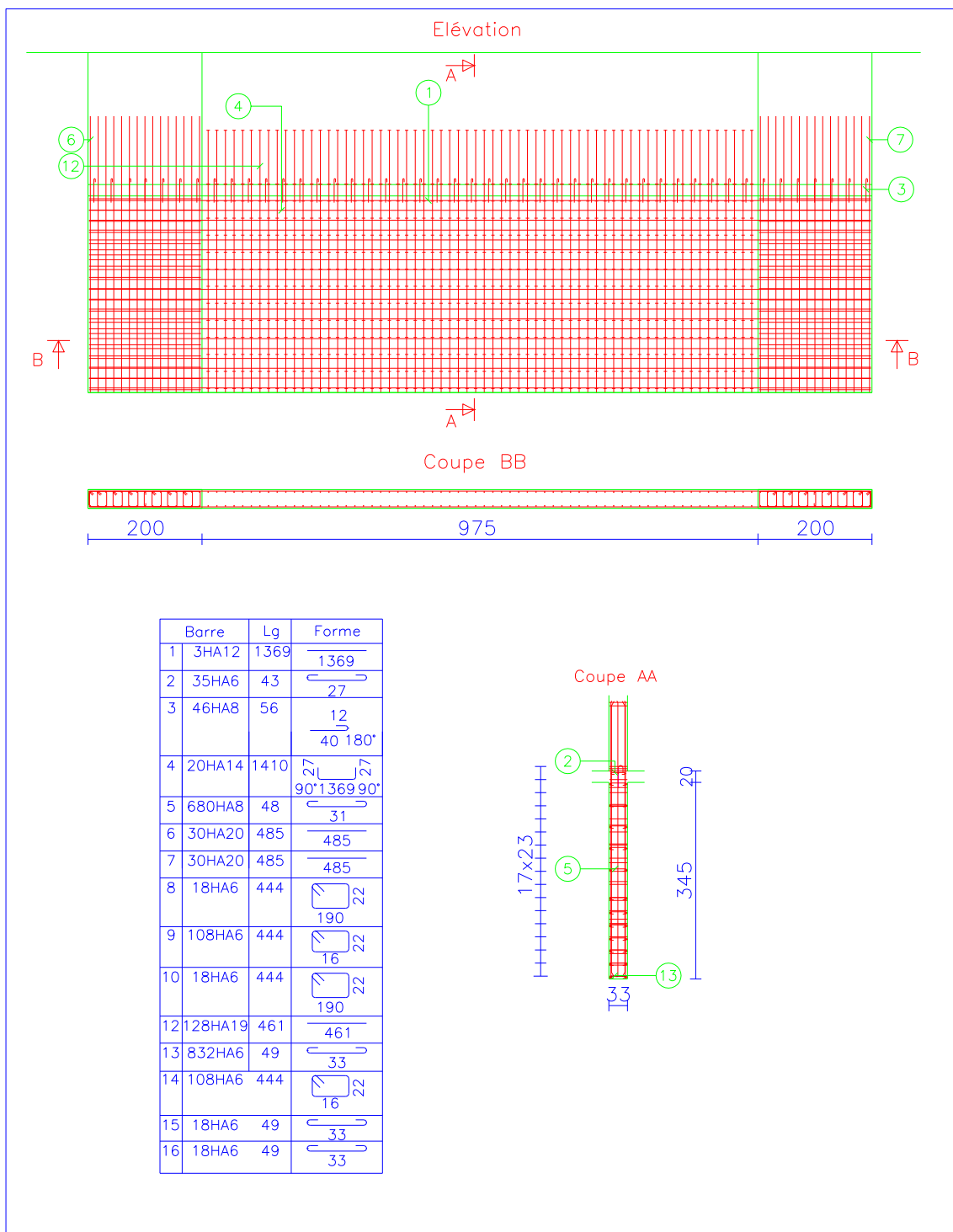


Figure 73 : Ferrailage complet d'un voile

Annexe 7 - Calcul de l'action du vent

Tout comme le séisme, le vent applique des charges horizontales sur la structure. Mais, dans notre cas, il est évident que la charge sismique est beaucoup plus sévère que celle du vent vu qu'on en zone de haute sismicité et notre bâtiment est formé d'un rez de chaussé et de 2 étages uniquement.

Les charges du vent doivent être classées comme action fixe variable (EC0 § 4.1.1)

Généralement, les fenêtres ou les portes sont fermées pour les combinaisons ELS et ELU.

Si elles sont supposées ouvertes, on serait dans un cas d'action accidentelle.

Catégorie D (commerce) :

$$\varphi_0 = 0.7 \qquad \varphi_1 = 0.7 \qquad \varphi_2 = 0.6$$

Charges dues au vent :

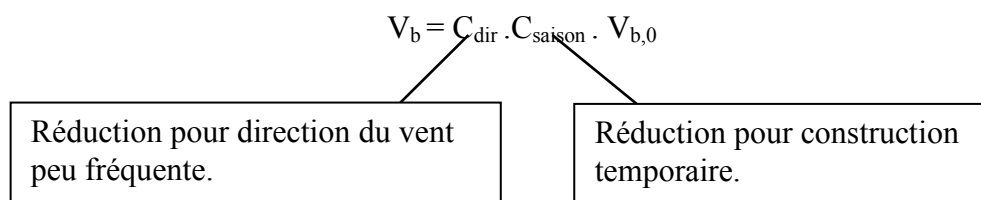
$$\varphi_0 = 0.6 \qquad \varphi_1 = 0.2 \qquad \varphi_2 = 0$$

Le vent est caractérisé par une composante vectorielle V_m et une composante fluctuante I_v .

La valeur de base de la vitesse de référence du vent $V_{b,0}$: c'est la valeur de la vitesse moyenne de vent observé pendant 10 min, ayant une probabilité de dépassement sur un an de 0.02 à une hauteur 10 m au-dessus d'un terrain dégagé de type « rase campagne ».

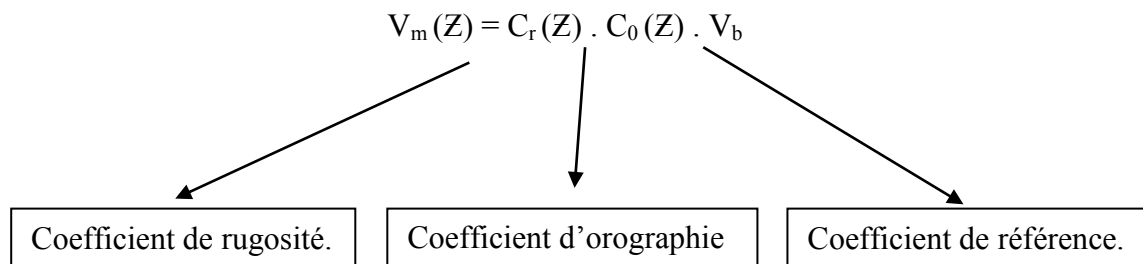
Au Liban, et d'après le décret 7964 de la sécurité public on considère $V_{b,0} = 26\text{m/s}$ pour l'EC1. Notons que l'altitude du site n'a pas d'influence sur la vitesse de référence du vent.

La vitesse de référence du vent (tient compte de la direction et de la saison)



on considère $C_{dir} \cdot C_{saison} = 1 \Rightarrow V_b = V_{b,0} = 26\text{m/s}$

Vitesse moyenne du vent (change avec la rugosité du terrain et l'orographie) :



$$C_r(Z) = K_r \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{si } Z_{\min} < Z < Z_{\max}$$

$$C_r(Z) = C_r(Z_{\min}) \quad \text{si } Z \leq Z_{\min}$$

Rugosité IV : "zones urbaines dont au moins 15% de leur surface est recouverte de bâtiment dont la hauteur moyenne est supérieur à 15m ; forêt".

$$\Rightarrow Z_0 = 1\text{m}$$

$$Z_{\min} = 15\text{m}$$

$$K_v = 0.19 \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.19 \left(\frac{Z_0}{0.05}\right)^{0.07}$$

$$Z = 10.95\text{m} \quad \Rightarrow \quad Z_{\min} < Z < Z_{\max}$$

$$\Rightarrow C_r(Z) = 0.19 \cdot \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}}\right)^{0.07} \times \ln\left(\frac{10.95}{1}\right) = 0.235 \times 2.39 = 0.561$$

Pour mesure de simplification : $C_0 = 1.15$ pour les terrains complexes.

$$V_m = 0.561 \times 1.15 \times 26 = 16.77 \text{ m/s.}$$

$$I_v(Z) = \frac{\sigma_v}{v_m(Z)} = \frac{K_l}{C_0(Z) \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

Avec :

$$K_l = C_0(Z) \cdot [1 - 2 \times 10^{-4} [\log_{10}(Z_0) + 3]^6] = 1.15 \times [1 - 2 \times 10^{-4} [\log_{10}(1) + 3]^6] = 0.982$$

$$\Rightarrow I_v = \frac{0.982}{1.15 \times \ln\left(\frac{10.95}{1}\right)} = 0.36$$

Pression dynamique de référence :

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot (C_{\text{dir}} \cdot C_{\text{sseason}} \cdot V_{b,0})^2 = \frac{1}{2} \times 1.225 \times 26^2 = 414.05 \text{ N/m}^2 = 0.414 \text{ KN/m}^2.$$

Pression dynamique de pointe :

$$q_b(Z) = [1 + 7 \cdot I_v(Z)] \frac{1}{2} \rho V_m(Z)^2 = (1 + 7 \times 0.36) \times \frac{1}{2} \times 1.225 \times 26^2 = 1457.5 \text{ N/m}^2$$

$$\Rightarrow q_b(Z) = 1.4575 \text{ KN/m}^2$$

Forces exercées par le vent :

$$W_e = q_b(Z_0) \cdot C_{pe}$$

$$W_i = q_b(Z_i) \cdot C_{pi}$$

Dans les deux sens $h < b$

$$\Rightarrow q_r(Z) = q_b(Z_0)$$

Cas 1 : extérieur

Voile

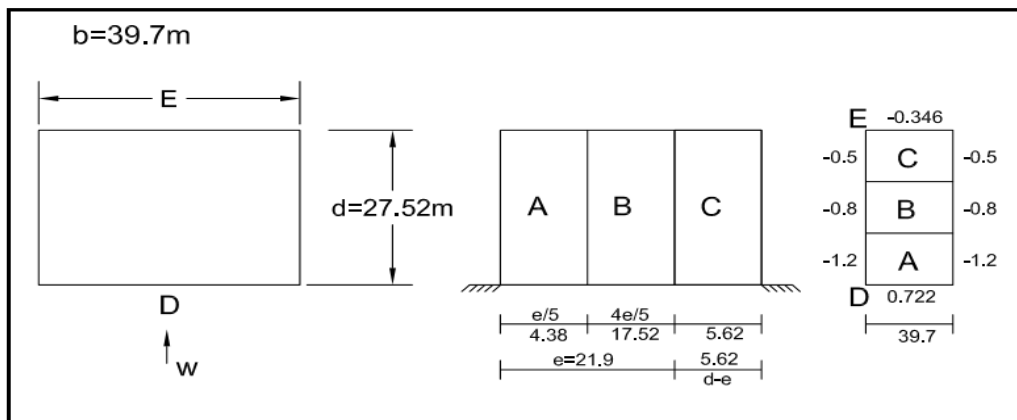


Figure 74 : Cas 1 - Extérieur - Voile

$$e = \min(b ; 2h) = \min(39.7 ; 21.9) = 21.9 < d$$

$$A. W_e = C_{pe} \times q_p(Z_0) = -1.2 \times 1.4575 = -1.75 \text{ KN/m}^2$$

$$B. W_e = -1.17 \text{ KN/m}^2$$

$$C. W_e = -0.73 \text{ KN/m}^2$$

$$D. W_e = 1.05 \text{ KN/m}^2$$

$$E. W_e = -0.51 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{we} = C_s \cdot C_d \cdot \sum w_i \cdot A_{ref} = -47.2 \text{ T}$$

Intérieur :

$C_{pi} = 0.2$

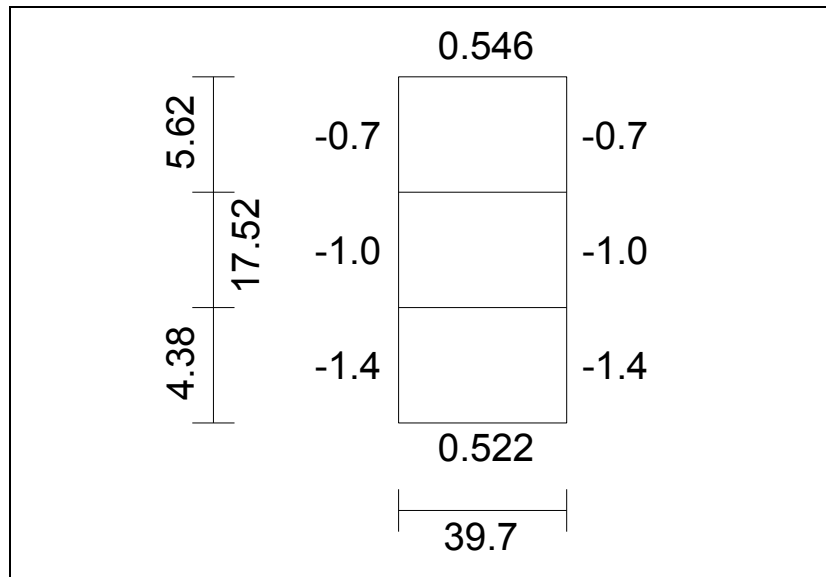


Figure 75 : $C_{pi} = 0.2$ - Intérieur - Voile

- A. $W_i = -2.04 \text{ KN/m}^2$
- B. $W_i = -1.46 \text{ KN/m}^2$
- C. $W_i = -1.02 \text{ KN/m}^2$
- D. $W_i = 0.76 \text{ KN/m}^2$
- E. $W_i = 0.8 \text{ KN/m}^2$

$$F_{w_i} = \sum W_i \cdot A_{\text{ref}} = - 41.7 \text{ T}$$

$C_{pi} = -0.3$

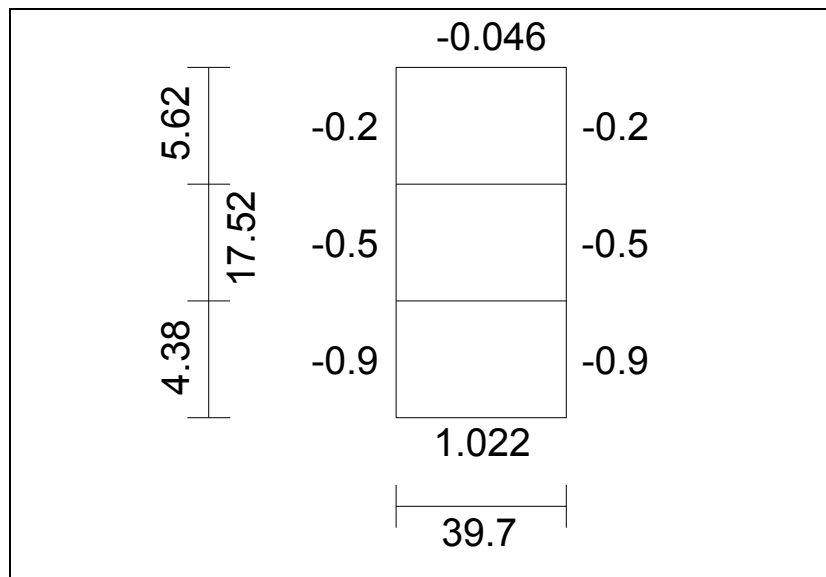


Figure 76 : $C_{pi} = -0.3$ - Intérieur - Voile

- A. $W_i = -1.31 \text{ KN/m}^2$
- B. $W_i = -0.73 \text{ KN/m}^2$
- C. $W_i = -0.29 \text{ KN/m}^2$
- D. $W_i = 1.49 \text{ KN/m}^2$
- E. $W_i = -0.07 \text{ KN/m}^2$

$$F_{w_i} = 175.9 \text{ KN} = 17.6 \text{ T}$$

Cas 2 : extérieur

Voile :

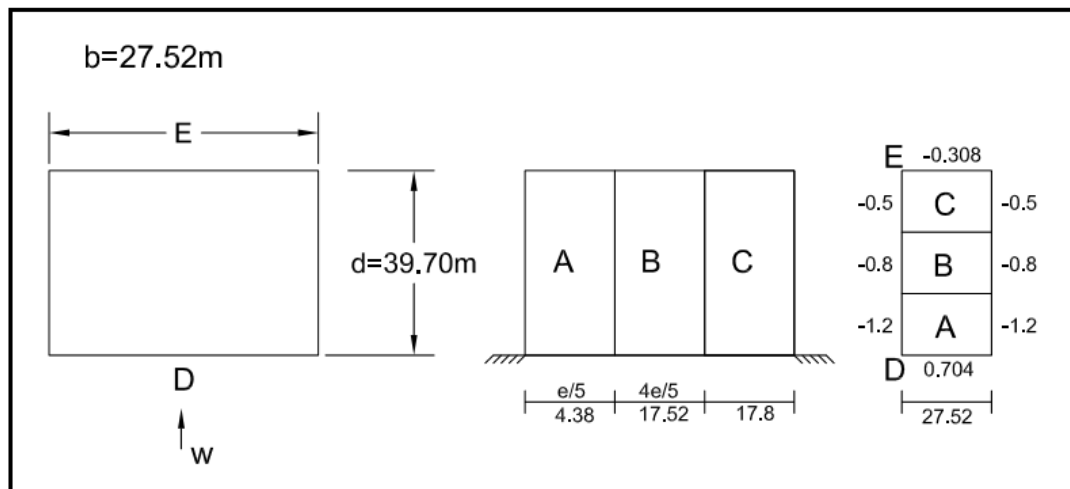


Figure 77 : Cas 2 - Extérieur - Voile

$$e = \min (b ; 2h) = 2190 < d$$

A. $W_e = -1.75 \text{ KN/m}^2$

B. $W_e = -1.17 \text{ KN/m}^2$

C. $W_e = -0.73 \text{ KN/m}^2$

D. $W_e = 1.05 \text{ KN/m}^2$

E. $W_e = -0.49 \text{ KN/m}^2$

$$F_{we} = -78.2 \text{ T}$$

Intérieur :

$C_{pi} = -0.2$

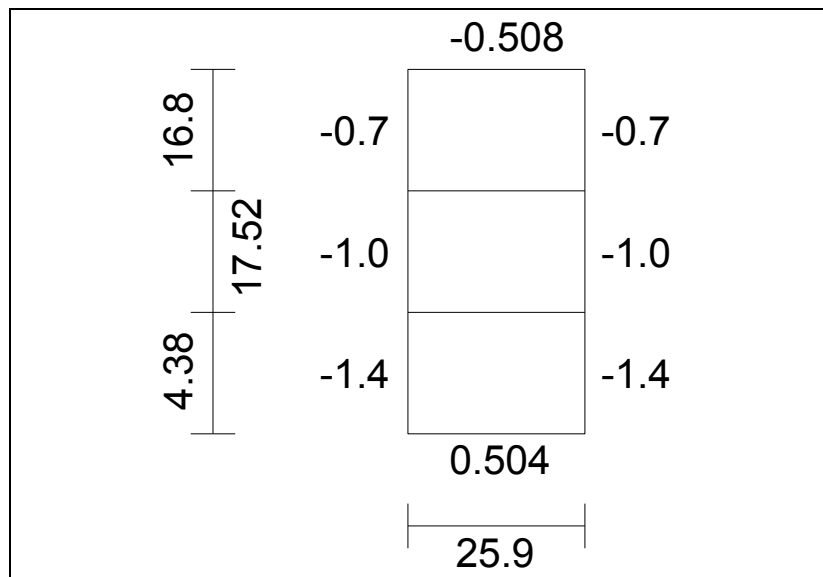


Figure 78 : $C_{pi} = 0.2$ - Intérieur – Voile

- A. $W_i = -2.04 \text{ KN/m}^2$
- B. $W_i = -1.46 \text{ KN/m}^2$
- C. $W_i = -1.02 \text{ KN/m}^2$
- D. $W_i = 0.74 \text{ KN/m}^2$
- E. $W_i = -0.74 \text{ KN/m}^2$

$$F_{w_i} = - 115.4 \text{ T}$$

$C_{pi} = -0.3$

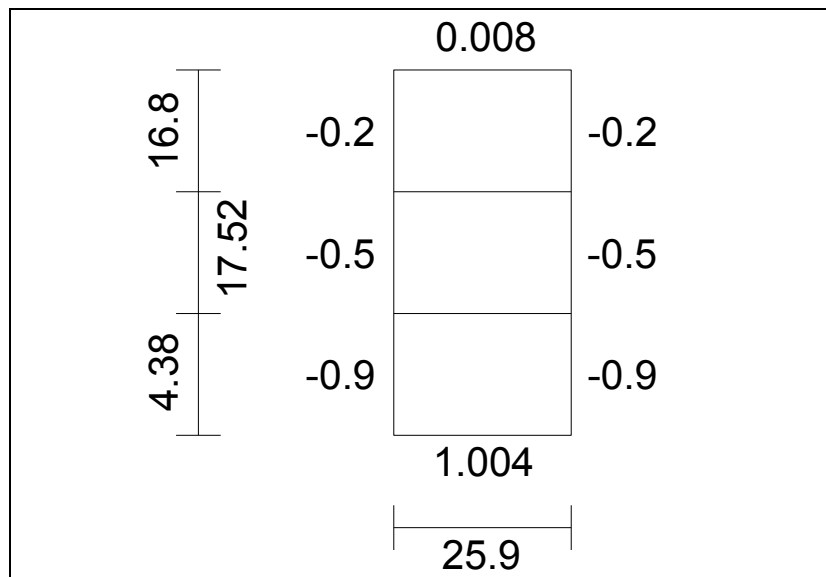


Figure 79 : $C_{pi} = -0.3$ - Intérieur – Voile

- A. $W_i = -1.32 \text{ KN/m}^2$
- B. $W_i = -0.73 \text{ KN/m}^2$
- C. $W_i = -0.29 \text{ KN/m}^2$
- D. $W_i = 1.46 \text{ KN/m}^2$
- E. $W_i = 0 \text{ KN/m}^2$

$$F_{w_i} = - 79.8 \text{ KN} = - 7.98 \text{ T}$$

Cas 1 : extérieur

Terrasse:

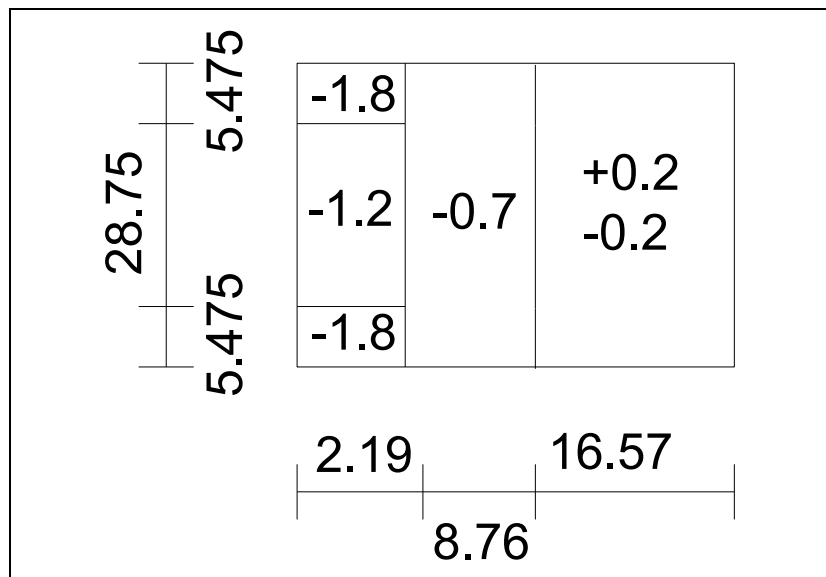


Figure 80 : Cas 1 – Extérieur - Terrasse

$e = 21.9$

F. $W_e = -2.63 \text{ KN/m}^2$

G. $W_e = -1.75 \text{ KN/m}^2$

H. $W_e = -1.02 \text{ KN/m}^2$

I. $W_e = \pm 0.29 \text{ KN/m}^2$

$$Fw_e = -337.2 \text{ KN} = -33.7 \text{ T}$$

$$Fw_e = -1710.36 \text{ KN} = -171.1 \text{ T}$$

Intérieur :

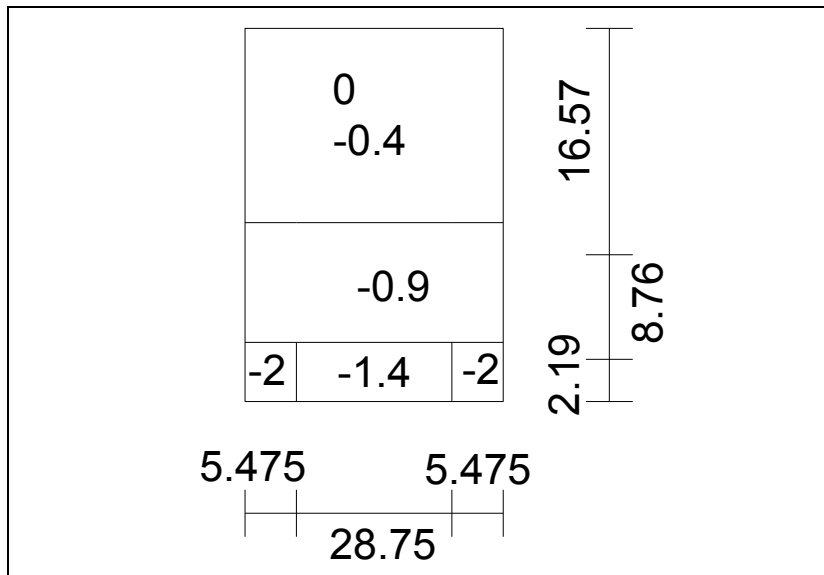


Figure 81 : $C_{pi} = 0.2$ – Intérieur - Terrasse

$C_{pi} = 0.2$

F. $W_i = -2.92 \text{ KN/m}^2$

G. $W_i = -2.04 \text{ KN/m}^2$

H. $W_i = -1.32 \text{ KN/m}^2$

I. $W_i = + 0 \text{ KN/m}^2$

J. $W_i = -0.583 \text{ KN/m}^2$

$$Fw_i = -657.5 \text{ KN} = -65.75 \text{ T}$$

$$Fw_i = -920.6 \text{ KN} = -92 \text{ T}$$

$C_{pi} = -0.3$

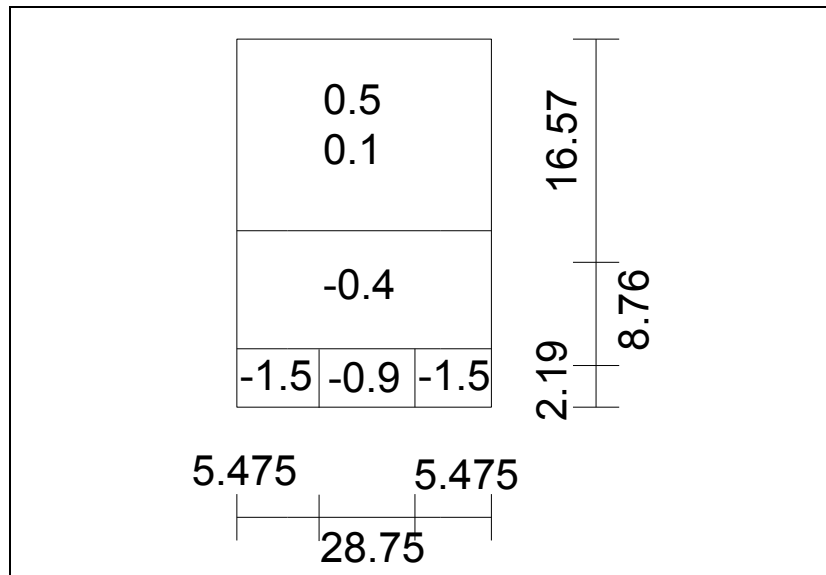


Figure 82 : $C_{pi} = -0.3$ – Intérieur – Terrasse

F. $W_i = -2.19 \text{ KN/m}^2$

G. $W_i = -1.31 \text{ KN/m}^2$

H. $W_i = -0.58 \text{ KN/m}^2$

I. $W_i = +0.73 \text{ KN/m}^2$

J. $W_i = +0.15 \text{ KN/m}^2$

$$F_{w_i} = 143.51 \text{ KN} = 14.35 \text{ T}$$

$$F_{w_i} = -238.02 \text{ KN} = -23.8 \text{ T}$$

Cas 2 : extérieur

Terrasse

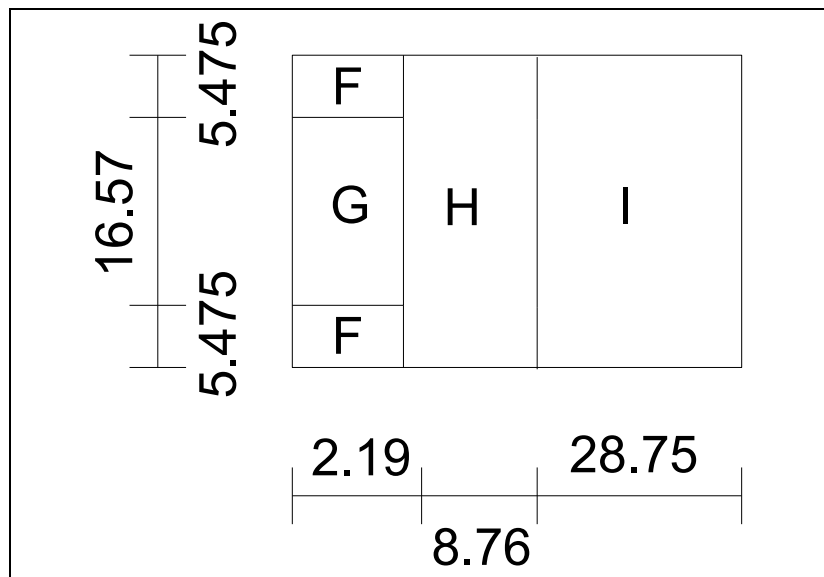


Figure 83 : Cas 2 - Extérieur - terrasse

$e = 21.9$

F. $W_e = -2.63 \text{ KN/m}^2$

G. $W_e = -1.75 \text{ KN/m}^2$

H. $W_e = -1.02 \text{ KN/m}^2$

I. $W_e = \pm 0.29 \text{ KN/m}^2$

$Fw_e = - 214.25 \text{ KN} = - 21.43 \text{ T}$

$Fw_e = - 530.73 \text{ KN} = - 53.1 \text{ T}$

Intérieur :

$C_{pi} = 0.2$

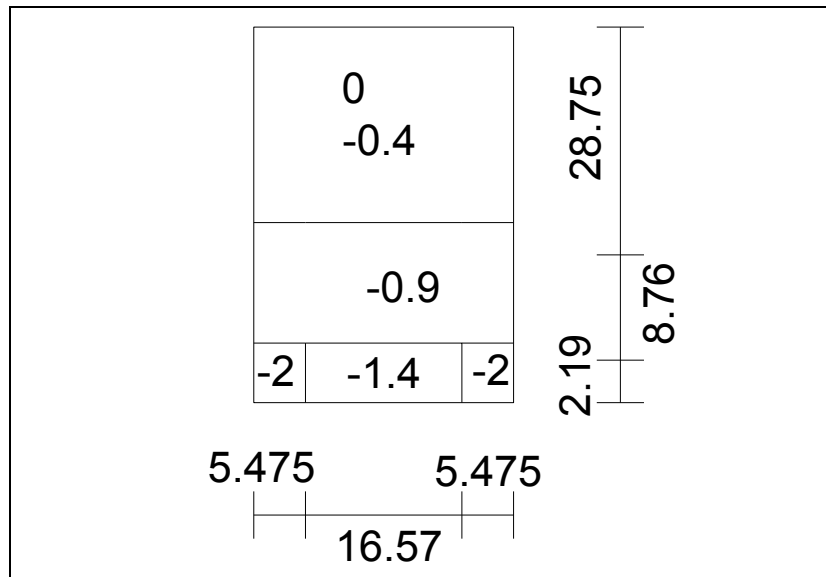


Figure 84 : $C_{pi} = 0.2$ - Extérieur - Terrasse

F. $W_i = -2.92 \text{ KN/m}^2$

G. $W_i = -2.04 \text{ KN/m}^2$

H. $W_i = -1.32 \text{ KN/m}^2$

I. $W_i = + 0 \text{ KN/m}^2$

J. $W_i = -0.583 \text{ KN/m}^2$

$$Fw_i = -462.3 \text{ KN} = -46.2 \text{ T}$$

$$Fw_i = -923.6 \text{ KN} = -92.4 \text{ T}$$

$$C_{pi} = -0.3$$

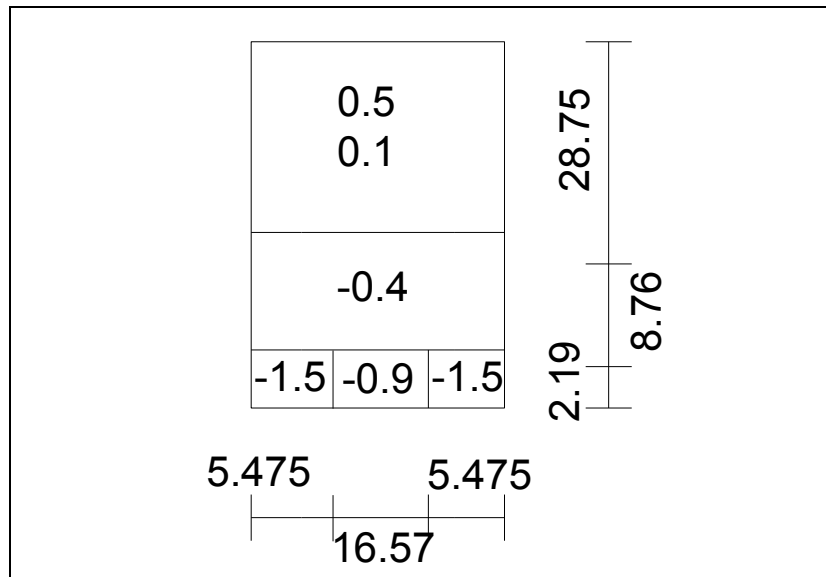


Figure 85 : $C_{pi} = -0.3$ - Extérieur - Terrasse

F. $W_i = -2.19 \text{ KN/m}^2$

G. $W_i = -1.31 \text{ KN/m}^2$

H. $W_i = -0.58 \text{ KN/m}^2$

I. $W_i = +0.73 \text{ KN/m}^2$

J. $W_i = +0.15 \text{ KN/m}^2$

$$F_{w_i} = 337.7 \text{ KN} = 33.8 \text{ T}$$

$$F_{w_i} = -121.2 \text{ KN} = -12.1 \text{ T}$$

L'effort tranchant à la base du séisme est énormément plus severe que celle du vent puisqu'elle est égale à 32598 T, tandis que la plus grande des charges du vent est de 171 T.

Liste des figures

Figure 1 : Plan de fondation.....	14
Figure 2 : Forme du spectre de réponse élastique (selon l'EN 1998-1 :2004 - {3.2.2.2} - Figure3.1).....	19
Figure 3 : Critères de régularité avec retrait (selon l'EN 1998-1 :2004 - {4.2.3.3} – Figure 4.1).....	27
Figure 4 : Courbe de capacité d'un bâtiment.....	36
Figure 5 : Courbe de vulnérabilité.....	37
Figure 6 : Représentation du comportement latéral global du bâtiment.....	38
Figure 7 : Test impact-écho.....	43
Figure 8 : Scléromètre.....	44
Figure 9 : Profomètre (à gauche) – Canin (à droite).....	45
Figure 10 : Résultat de la carbonatation (à gauche) – Sondage destructif (à droite).....	47
Figure 11 : Quelques types de contreventement.....	48
Figure 12 : Dispositions constructives d'un portique dans les zones sismiques (cours CCV223 – Chapitre 8).....	50
Figure 13 : Exécution d'un voile de contreventement dans une partie existante - Fidar – Liban (Bureau ASSAF).....	55
Figure 14 : Vue en plan.....	56
Figure 15 : Elévation du nouveau voile.....	57
Figure 16 : Nouvelle fondation connectée à celles existantes.....	58
Figure 17 : a) Entretoise en V – b) Entretoise en K.....	59
Figure 18 : Entretoises concentrées et excentrées.....	61
Figure 19 : a - Système d'entretoise extérieur - b - Système d'entretoise intérieur.....	62
Figure 20 : élastomère glissant et élastomère freiné.....	69
Figure 21 : Isolations parasismiques – Suisse.....	69
Figure 22 : a) à gauche mèche de forage – b) à droite couronne de forage.....	74
Figure 23 : Coulage du béton.....	75
Figure 24 : Injection du béton en sous face.....	75
Figure 25 : Dispositions possible d'armatures sur poteau.....	78
Figure 26 : Chemisage d'une seule face.....	78
Figure 27 : Chemisage sur voile.....	79
Figure 28 : Traitement et renforcement par PRFC.....	81

Figure 29 : Schématisation de l'expérience.....	82
Figure 30 : Tissus en fibre	84
Figure 31 : Lamelles	85
Figure 32 : Chemisage en fibre d'un poteau.....	90
Figure 33 : Technique de chemisage	91
Figure 34 : Chemisage d'un poteau en acier.....	93
Figure 35 : Différents types de chemisage en acier	94
Figure 36 : Renforcement en béton armé des joints	99
Figure 37 : Renforcement d'un nœud à multi branches	100
Figure 38 : Renforcement d'un nœud deux branches.....	101
Figure 39 : Renforcement par composites pultrudés	101
Figure 40 : Modèle du bâtiment.....	102
Figure 41 : Géométrie du modèle	102
Figure 42 : Résultat apparent dans le compte rendu du diagnostic.....	103
Figure 43 : Rapport de sol.....	104
Figure 44 : Données sismiques (Advance Design)	106
Figure 45 : Spectre horizontal de calcul suivant X.....	108
Figure 46 : Spectre horizontal selon Y	108
Figure 47 : Combinaison de Newmark (Arche).....	109
Figure 48 : Propriétés mécaniques du béton C25/30	110
Figure 49 : Propriétés mécaniques de S235.....	111
Figure 50 : Bâtiment contreventé.....	112
Figure 51 : Vérification du déplacement relatif.....	117
Figure 52 : Plan de l'existant	119
Figure 53 : Concept de contreventement	120
Figure 54 : Mode 1.....	120
Figure 55 : Mode 2.....	121
Figure 56 : Mode 3.....	121
Figure 57 : Dimensions des poutres du nouvel étage	122
Figure 58 : Plan de fondation.....	125
Figure 59 : Vérification des semelles isolées.....	125
Figure 60 : Elévation et vue en plan de la semelle existante	126
Figure 61 : Elévation et vue en plan de la semelle chemisée.....	127
Figure 62 : Plancher bas du sous-sol 3.....	129

Figure 63 : Sections d'armatures nécessaires dans chaque poteau dans le sous-sol 3	129
Figure 64 : Elévation et coupes du poteau	132
Figure 65 : Poteau avec chemise en acier	133
Figure 66 : Plancher haut du premier étage	134
Figure 67 : Elévation et coupes d'une poutre	136
Figure 68 : Barre à dimensionner.....	139
Figure 69 : Efforts dans les filaires (Résultat Advance).....	139
Figure 70 : Section choisie du catalogue des cornières	140
Figure 71 : Détail assemblage.....	141
Figure 72 : Voile choisi du bâtiment.....	142
Figure 73 : Ferrailage complet d'un voile	143
Figure 74 : Cas 1 - Extérieur - Voile.....	146
Figure 75 : $C_{pi} = 0.2$ - Intérieur – Voile	147
Figure 76 : $C_{pi} = -0.3$ - Intérieur – Voile	148
Figure 77 : Cas 2 - Extérieur - Voile.....	149
Figure 78 : $C_{pi} = 0.2$ - Intérieur – Voile	150
Figure 79 : $C_{pi} = -0.3$ - Intérieur – Voile.....	151
Figure 80 : Cas 1 – Extérieur - Terrasse	152
Figure 81 : $C_{pi} = 0.2$ – Intérieur - Terrasse	153
Figure 82 : $C_{pi} = -0.3$ – Intérieur – Terrasse	154
Figure 83 : Cas 2 - Extérieur - terrasse	155
Figure 84 : $C_{pi} = 0.2$ - Extérieur - Terrasse.....	156
Figure 85 : $C_{pi} = -0.3$ - Extérieur - Terrasse.....	157

Liste de tableaux

Tableau 1 : Classe de sol (selon l'EN 1998-1 :2005 - {3.1.2} – Tableau 3.1)	11
Tableau 2 : Classes des bâtiments (selon l'EN 1998-1 :2004 - {4.2.4} – Tableau 4.3)	17
Tableau 3 : Type 1 (selon l'EN 1998-1 :2004 - {3.2.2.2} – Tableau 3.2).....	19
Tableau 4 : Type 2 (selon l'EN 1998-1 :2004 - {3.2.2.2} – Tableau 3.3).....	19
Tableau 5 : Paramètre décrivant les spectres (selon l'EN 1998-1 :2004 - {3.2.2.2} – Tableau 3.4)	20
Tableau 6 : Valeurs de base (selon l'EN 1998-1 :2004 - {5.2.2.2} – Tableau 5.1).....	21
Tableau 7 : Valeurs à utiliser (selon l'EN 1998-1 :2004 - {5.2.2.2 (5)}).....	22
Tableau 8 : Type d'analyse (selon l'EN 1998-1 :2004 - {4.2.3.1} – Tableau 4.1).....	25
Tableau 9 : Niveau de connaissance (selon l'EN 1998-3 :2005 - {3.3.1} – Tableau 3.1).....	32
Tableau 10 : Corrélacion entre la vitesse du son et la qualité du béton	44
Tableau 11 : Types d'échantillons et résultats	63
Tableau 12 : Comparacion des différents échantillons	65
Tableau 13 : Caractéristiques mécaniques	67
Tableau 14 : Caractéristiques mécaniques des différents types de fibres	87
Tableau 15 : Comparacion des performances de différents types de fibres.....	88
Tableau 16 : Comparacion de tous les modèles	95
Tableau 17 : Catégorie d'usage	105

Résumé

Plusieurs bâtiments présents dans des régions soumises à de nouvelles et plus sévères normes sismiques sont inadéquats. En plus, les pertes humaines et économiques des derniers séismes montrent une nécessité primordiale de renforcement. Alors, si la structure est soumise à de nouveaux chargements, statiques (provenant des extensions ou de changement de type d'utilisation de la structure) ou dynamiques, il est nécessaire d'intervenir et de consolider l'existant.

Récemment, des recherches profondes sont en cours pour trouver les méthodes les plus effectives de contreventement et de renforcement. Pourtant, aucune méthode ne peut être utile à moins que l'ingénieur connaisse le niveau de rigidité, les géométries et les caractéristiques mécaniques de sa structure.

Dans ce mémoire, les caractéristiques des diverses techniques d'intervention sont discutées comme par exemple les sondages, les méthodes de contreventement et les méthodes de renforcement, en plus d'un guide à la conception parasismique qui dirige les calculs.

Mots clés: Existant, contreventement, renforcement, sismique, techniques.

Summary

Several buildings present in areas subjected to new harsh seismic zones are inadequate. In addition, the human and economic losses in recent earthquakes show a paramount need for strengthening. So if the structure is subjected to new loads, static (extensions or change in use of the structure) or dynamic, it is necessary to interfere and strengthen the existing.

Recently, deep researches are proceeding to find the most effective methods of bracing and strengthening. However, no method can be useful unless the engineer knows the level of rigidity, geometry and mechanical characteristics of his structure.

In this thesis, the characteristics of the various intervention techniques are discussed such as surveys, bracing and reinforcement methods, plus a guide to the seismic design that directs our design.

Key Words: Existing, bracing, strengthening, seismic, techniques.

Références

Anant Desai, Prakash K.B., Viswanath K.G, 2010. Seismic analysis of steel braced reinforced concrete frames. International journal of civil and structural engineering Volume 1, N°1.

AGAR M., JUNE 2008. Strengthening of reinforced concrete frames by using steel bracings. Thesis submitted to the graduate school of natural and applied sciences of the middle east technical university.

AFGC / CEFACOR, Novembre 2003. Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion. ENPC.

BAI J.W., August 2003. Seismic Retrofit for Reinforced Concrete Building Structures. Consequence-Based Engineering (CBE) Institute - Texas A&M University.

BALANDIER P. Le séisme, les sols et les fondations. Direction Départementale de l'Équipement de la Guadeloupe.

DAVIDOVICI V. Renforcement avec tissu de fibre de carbone TFC. Dynamic concept.

ENGINDENIZ M., KAHN L., ZUREIKH A., March-April 2005. Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Beam-Column Joints: State of the Art. ACI structural journal.

FARDIS M., 2009. Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings, based on EN-Eurocode8. Department of Civil Engineering, University of Patras, Greece, Springer.

Ghaffarzadeh H., Nehdia M., Youssefa M.A., 2006. Seismic performance of RC frames with concentric internal steel bracing. Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Western Ontario, London, Ontario N6A 5B9, Canada b Department of Civil Engineering, School of Engineering, Shiraz University, Shiraz 71345-1676, Iran.

Ghaffarzadeh H., Maheri M. Capacity interaction between the steel bracing and concrete frame. The international congress on civil engineering.

Massumi A, et Tasnimi A.A., 2008. Strengthening of low ductile reinforced concrete frames using steel X-bracings with different details. The 14th world conference on earthquake engineering, China.

MAHERI M., AKBARI R., 2003. Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings. Department of Civil Engineering, Shiraz University, Shiraz, Iran.

POINEAU D., 2011. Réparation et renforcement des structures par armatures passives additionnelles. Guide STRRES.

SADONE S., 2011. Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites, soumis à des sollicitations de type sismique, et analyse d'éléments de dimensionnement. Thèse préparée à l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR).

ZACEK M., 1996. Construire parasismique. Editions Parenthèses.

ZACEK M., 2004. Guide de la conception parasismique. Association française du génie parasismique – Eyrolles.

June 2013. Decree 7964, Public safety law. Brief presentation.

Comité Européen de Normalisation CEN, 2003. Normes européennes NF EN 1990. Bases de calcul des structures. Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR).

Comité Européen de Normalisation CEN, 2003. Normes européennes NF EN 1991-1-1. Actions générales — Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments. Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR).

Comité Européen de Normalisation CEN, 2005. Normes européennes NF EN 1992-1-1. Règles générales et règles pour les bâtiments. Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR).

Comité Européen de Normalisation CEN, 2005. Normes européennes NF EN 1993-1-1. Calcul des structures en acier. Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR).

Comité Européen de Normalisation CEN, 2005. Normes européennes NF EN 1998-1. Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR).

Comité Européen de Normalisation CEN, 2005. Normes européennes NF EN 1998-3. Évaluation et renforcement des bâtiments. Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR).