

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA 1

البليدة-



Faculté de technologies

كلية العلوم الهندسية

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil

Option : STRUCTURE, REPARATION ET COUT DE CONSTUCTION

**THÈME :**

**Conception et calcul d'une partie d'une tour  
de R+23+2SS en tant que système  
d'amortissement  
à masse asynchrone (accordée)**

Présenté par :

Mr. ASSANE NERAMBAYE Damien

Encadré par :

Pr. NOUREDINE Bourahla

PROMOTION : 2013 - 2014

## *Remerciements*

*Je voudrais remercier toutes les personnes qui ont participé à la réalisation de ce mémoire, que ce se soit de manière directe ou indirecte. J'en cite quelques unes mais la liste n'est pas exhaustive.*

*Je voudrais exprimer mes vifs remerciements à mon encadreur Pr.Nouredine Bourahla pour m'avoir suivi pendant tout le long du mémoire, de m'avoir initié à la recherche et de m'avoir épaulée quand il le fallait avec sa sagesse et son savoir. Je le remercie d'avoir su créer un environnement de travail captivant et productif. J'ai beaucoup appris avec lui, tant humainement que scientifiquement ; je retiendrai de mon passage entre sa main la rigueur scientifique et l'art de présenter des travaux. Je le remercie pour les suggestions qui permettront, en un développement ultérieur, d'affiner les résultats de mon travail. Je le remercie également pour sa compréhension et pour son attitude très encourageante qui m'ont permis de faire mon travail. Ce mémoire a été une expérience de vie très enrichissante.*

*Un grand remerciement s'adresse à Monsieur Rachid pour ces conseils précieux et orientations.*

*Ensuite je voudrais adresser un remerciement chaleureux à Monsieur Salim Tafraout ainsi qu'à toute son équipe pour m'avoir accordé beaucoup de leur temps en se montrant toujours disponibles.*

*Mes sincères remerciements vont aussi à l'endroit de tout le corps professoral du département de génie civil pour leur qualité de formation, leur savoir et leur encouragement ainsi que leurs aides et conseils durant tout mon cursus.*

## *Dédicace*

*Rien n'est aussi beau que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur, à ceux qu'on aime à la frontière de l'imagination.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma très chère mère et à mon père, en témoignage et en gratitude de leurs dévouements, de leurs soutiens permanents, leurs réconforts moraux, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction pour me voir atteindre ce but ;*

*A toute la famille Mammou et en particulier à tonton MAMMOU Benyoucef pour leur remarquable hospitalité et mon intégration dans la famille.*

*A mes frères : Laoukoura Mbaitabé, Ngarlem Christian, Blaise Djimtoloum, Béradingam Boukar, Thibaut Boukar, Sadjingar Luc, Assane Rais, Assane Djékornondé.....*

*A mes sœurs : Maingodeyole Catherine, Nodjimbadem Claudine, Nodjialgodo Benedicte, Djenombaye Boukar, Nonssem Boukar, Lucie...*

*A mon adorable défunte Assane Nodjikouambaye (Que Dieu tout puissant l'accueil dans son paradis) ;*

*A tous mes neveux et nieces : Cynthia, Arthur, Melel, Dénéguebaou, Grace, Caroline, Mbayamdéné, Annita, Leaticia, Djégoy, Dieudonné, You, Charité, Bonheur....*

*A mes amis : Dénaikoro Annie Laouhingamaye, Mbaingolmem, Hocine Mammou, Narcisse, Frédéric, Youcef kourane, Théodore, Sarah, Louisa, Hanane, Zineb, Martin, Walid, Fadaya, Amina, Lamine, Mohamed, Djibril Maiga, Cira Weddou, Moussa Diané, Moussa Traoré, Cheick Omar Sall, Daoud Abdallah, Kindié Kassogué, Yasmina, Ahcene, Noufel, Bisma, Yankimadji, Odile.....*

*A tous mes amis algériens,maliens,angolais,mozambiquins,ougandais,ivoiriens,équato-guinéens,cap-verdiens,Zimbaboweens,togolais,yemenites ,mauritaniens.....*

*A tous mes amis du département de génie civil que je ne nomme pas, mais qui ont été présents à un moment ou à un autre au cours de ces cinq (05) ans, et qui le seront un bon moment encore !*

## Résumé :

Les systèmes d'amortissement à masse accordée ou asynchrone (Tuned Mass Damper TMD) sont parmi les types de systèmes d'amortissements passifs utilisés en génie civil. La raideur et la masse d'un tel système sont choisies pour que l'oscillateur ainsi constitué dissipe le maximum d'énergie de l'ouvrage que l'on souhaite contrôler. Dans le cadre d'un projet de Master, il a été prouvé la faisabilité d'utiliser un ou deux étages supérieurs comme masse asynchrone pour une tour. Ce projet se cadre dans la continuité du thème et se fixe comme objectif l'étude détaillée des supports de la partie supérieure d'une tour pour jouer le rôle de la masse asynchrone (accordée). Il s'agit de dimensionner et positionner les supports (isolateurs en néoprènes ou autres types) et de calculer la structure de la masse asynchrone pour qu'elle résiste aux oscillations auxquelles elle sera soumise.

**Mots clés :** masse accordée ou asynchrone, oscillateur, isolateurs en néoprènes, amortissement passif.

\_\_\_\_\_ :

أنظمة التخميد الشامل أو غير متزامن (منغم دامبير قداس TMD) هي من بين أنواع الخصوم الاستهلاك المستخدمة في أنظمة الهندسة المدنية. ويتم اختيار صلابة وكتلة مثل هذا النظام بحيث مذبذب. وبالتالي من العنصر الذي نريد السيطرة عليه. في إطار مذكرة التخرج، فقد تبين ضرورة استخدام طابق أو طابقين علويين ككتلة غير متزامنة للبرج. هذا المشروع هو جزء استمرارا للموضوع ويحدد كهدف دراسة تفصيلية موضوعية لحوامل الجزء العلوي للبرج للعب دور كتلة غير المتزامنة. تحديد المقاييد ووضع الحوامل (العوازل المطاطية أو أنواع أخرى) لحساب بنية كتلة غير متزامن لمقاومة التذبذب الشامل المطبق عليها.

او مضبطة، مذبذب، العوازل المطاطية، التخميد السلبي. :

## Abstract :

The tuned or asynchronous mass damping systems (Tuned Mass Damper TMD) is among the types of passive damping used in civil engineering systems. The stiffness and the mass of such a system are selected so that the oscillator dissipates the maximum energy imparted to the main structure to be controlled. As part of a master project, it has been shown the feasibility of using one or two upper floors as asynchronous mass tower. This project is a continuation of the theme and focus on the detailed design of the supports of the upper part of the structure which plays the role of asynchronous mass (tuned). It is a matter of dimensioning and positioning the supports (made of neoprene isolators or other types) and to calculate also the structure of the TMD in order to resist the oscillations to which it is subject.

**Keywords:** tuned or asynchronous mass, oscillator, neoprene isolators, passive damping.



# Table des matières

## Introduction generale

## Chapitre 1 : Généralité et Recherche Bibliographique sur les systèmes d'amortissement à masse accordée et les systèmes d'isolation sismique

1.1. Introduction.....	01
1.2. Les différents systèmes de contrôle des structures.....	02
1.2.1. Système de contrôle structural.....	02
1.2.2. Système de contrôle actif .....	02
1.2.3. Système de contrôle hybride.....	04
1.2.4. Système de contrôle semi-actif .....	04
1.2.5. Système de contrôle passif .....	04
1.3 Amortisseurs à masse accordée (Tuned Mass Damper, TMD) .....	09
1.3.1. Définition et principe du système TMD .....	09
1.3.2. Les concepts des systèmes TMDs .....	10
1.3.3. Synthèse bibliographique sur les systèmes TMDs.....	10
1.3.4. Principe de fonctionnement des TMDs .....	11
1.3.5. Les domaines d'application des systèmes TMDs .....	12
1.3.6. Les différents types des systèmes TMDs .....	12
1.3.7. Optimisation des paramètres d'un TMD .....	14
1.3.8. Méthodologie de conception d'un TMD .....	16
1.3.9. Exemple d'utilisation des systèmes TMDs .....	17
1.4. Conclusion .....	25

## Chapitre 2 : Performance dynamique de la structure et choix du système TMD optimal

2.1. Introduction .....	26
-------------------------	----

<b>2.2. Présentation de l'ouvrage .....</b>	<b>27</b>
<b>2.3. 2.3 Modélisation des supports et définition du chargement sismique.....</b>	<b>27</b>
<b>2.4. Présentation des résultats .....</b>	<b>28</b>
<b>2.3.2 Comparaison entre la tour avec et sans TMD (linear Link) .....</b>	<b>28</b>
<b>2.3.2 Comparaison de la tour avec TMD amorti et non amorti .....</b>	<b>30</b>
<b>2.5. Résultat adopté .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6. Présentation de la structure TMD.....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.1. Description de la structure .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.2. Structure sur supports élastiques .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.3. Détermination de la raideur des supports .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.4. Présentation des résultats .....</b>	<b>32</b>
<b>2.7. Choix du système TMD.....</b>	<b>33</b>
<b>2.7.1. Définition du système TMD optimal .....</b>	<b>33</b>
<b>2.7.2. Etude comparative entre un TMD avec voiles et un TMD sans voiles...34</b>	<b>34</b>
<b>2.8. Interprétation générales des résultats .....</b>	<b>38</b>
<b>2.9. Choix final du système TMD .....</b>	<b>39</b>
<b>2.10. Conclusion.....</b>	<b>40</b>

### **Chapitre 3 : Conception et calcul du système asynchrone sur support élastiques**

<b>3.1. Introduction .....</b>	<b>41</b>
<b>3.2. Différent types d'appareils d'appuis .....</b>	<b>41</b>
<b>3.3. Appuis élastomères frettés .....</b>	<b>42</b>
<b>3.4. Comportement et dimensionnement des appuis élastomères frettés .....</b>	<b>44</b>
<b>3.5. Vérification du dimensionnement .....</b>	<b>48</b>
<b>3.6. Disposition des appuis élastomères frettés sur le plan .....</b>	<b>53</b>

<b>3.7. Performance sismique par analyse dynamique temporelle.....</b>	<b>53</b>
<b>3.7.1. Introduction .....</b>	<b>53</b>
<b>3.7.2. Génération des accélérogrammes artificiels.....</b>	<b>53</b>
<b>3.7.3. Détermination des accélérogrammes réels.....</b>	<b>55</b>
<b>3.7.4. Validation de l'ensemble des accélérogrammes.....</b>	<b>58</b>
<b>3.7.3. Détermination de la bande de tendance (de confiance).....</b>	<b>59</b>
<b>3.7.5. Analyses et représentation des résultats.....</b>	<b>60</b>
<b>3.8. Conclusion .....</b>	<b>63</b>

## **Chapitre 4 : Ancrage des appuis aux éléments de la structure**

<b>4.1. Introduction .....</b>	<b>64</b>
<b>4.2. Dimensionnement des dispositifs d'ancrage .....</b>	<b>65</b>
<b>4.2.1. Etapes de dimensionnement.....</b>	<b>65</b>
<b>4.2.2. Présentation des résultats .....</b>	<b>66</b>
<b>4.2.3. Récapitulatif des résultats.....</b>	<b>73</b>
<b>4.3. Interprétation des résultats .....</b>	<b>76</b>
<b>4.4. Calcul des forces de résistance des éléments d'ancrage .....</b>	<b>77</b>
<b>4.5. Vérification des massifs d'ancrage .....</b>	<b>79</b>
<b>4.6. Conclusion .....</b>	<b>90</b>

**Conclusion générale.**

**Perspectives.**

**Bibliographie.**

<b>Annexe A.....</b>	<b>I</b>
<b>Annexe B.....</b>	<b>VII</b>
<b>Annexe C.....</b>	<b>XII</b>

## ***ABREVIATIONS ET NOTATIONS***

TMD:	Tuned mass damper
PTMD:	Passive tuned mass damper,
ATMD:	Active tuned mass damper
SATMD :	Semi- active tuned mass damper
STMD:	Smart tuned mass damper
HMD:	Hybrid mass damper
MRA:	Masse ressort amortissement
DDL:	Degré de liberté
CR:	Chloroprène Rubber
NR:	Natural Rubber
PTFE:	PolyTetraFluorEthylene ou Téflon
Eqk:	Earthquake
$C_{cr}$ :	Amortissement critique total du système TMD
:	le taux d'amortissement
$\mu$ :	le rapport de masse
K:	la rigidité
$v_z$ :	Déformation verticale sous l'effort $F_z$
$t_{rest}$ :	Epaisseur restante de l'élastomère après une déformation $v_z$
G:	le module conventionnel de l'élastomère
$A_r$ :	Surface effective en plan
$v_x$ :	Déformation horizontale de l'élastomère suivant la direction x
$v_y$ :	Déformation horizontale de l'élastomère suivant la direction y
S	coefficient de forme de la couche i considérée
$t_i$	Epaisseur des frettes
$T_e$ :	Epaisseur nominale d'élastomère
$T_q$ :	Epaisseur initiale totale moyenne en cisaillement
$S_1$ :	coefficient de forme du feuillet le plus épais
$E_b$ :	Module d'élasticité de l'élastomère
$\epsilon_q$ :	Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal
$\epsilon_\alpha$ :	Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal
$M_t$ :	Moment de rappel de torsion
$K_{amax}$ :	coefficient d'adaptation en fonction de la contrainte moyenne $\sigma_m$
$K_s$ :	coefficient de surface
n:	nombre de feuillets
$F_{z,d}$ :	Effort vertical maximum appliqué
$F_{x,d}$	Effort horizontal maximum appliqué
IS:	Coefficient de fiabilité
$\sigma_{cm}$ :	La contrainte de compression moyenne
$v_{x,d}$ :	Déplacement horizontal dynamique sous $F_x$
e :	enrobage passif.
$K_L$ :	Coefficient de pondération de la distorsion totale.
$\gamma_m$ :	Coefficient partiel de sécurité

- $f_y$ : limite élastique de l'acier qui compose les frettes
- $\alpha_a$ : Rotation d'axe perpendiculaire au côté a
- $\alpha_b$ : Rotation d'axe perpendiculaire au côté b
- $K_f$ : Facteur de glissement de l'appareil d'appui dépendant de la surface de contact avec la structure.
- $e_{x\max}$ : Excentrement de la résultante des forces

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1.1 :</b>	Diagramme du contrôle actif.....	03
<b>Figure 1.2 :</b>	Déformation des isolateurs dont l'amplitude est limitée par l'amortisseur.....	06
<b>Figure 1.3 :</b>	Schéma de principe du système d'isolation à base élastomère .....	07
<b>Figure 1.4 :</b>	Schéma de principe du système d'isolation à base de glissement.....	07
<b>Figure 1.5 :</b>	Isolateur à base de glissement .....	08
<b>Figure 1.6 :</b>	Système TMD installé sur une structure principale .....	09
<b>Figure 1.7 :</b>	Amortissement à masse accordée.....	10
<b>Figure 1.8:</b>	Schéma d'un amortisseur à masse accordée transrationnel.....	17
<b>Figure 1.9:</b>	John Hancock.....	18
<b>Figure 1.10 :</b>	L'amortisseur de Citicorp (New York) .....	18
<b>Figure 1.11 :</b>	La tour de Citicorp (New York).....	19
<b>Figure 1.12 :</b>	Canadian National Tower .....	20
<b>Figure 1.13 :</b>	Chiba Port Tower.....	21
<b>Figure 1.14 :</b>	Crystal Tower .....	22
<b>Figure 1.15 :</b>	Représentation simplifiée d'un TMD pendulaire .....	22
<b>Figure 1.16 :</b>	TMD pendulaire au sommet de la tour de Taipei 101 .....	23
<b>Figure 1.17:</b>	One Rincon Hill (San Francisco) .....	23
<b>Figure 1.18:</b>	Millennium Tower (Tokyo) .....	24
<b>Figure 2.1 :</b>	Vue schématique de la tour de R+23+2SS.....	27
<b>Figure 2.2 :</b>	Accélérogramme de DAR EL BAIDA .....	27
<b>Figure 2.3 :</b>	Paramètres de l'élément link .....	28
<b>Figure 2.4 :</b>	Vue globale sur le TMD .....	31
<b>Figure 2.5 :</b>	Comparaison du déplacement maximal de la tour avec et sans TMD.....	32

<b>Figure 2.6 :</b>	Comparaison du déplacement maximal de la masse TMD .....	33
<b>Figure 2.7 :</b>	TMD en tant que Systeme à 1 ddl .....	34
<b>Figure 2.8 :</b>	Schéma du TMD avec présence des voiles.....	35
<b>Figure 2.9 :</b>	Schema du systeme TMD en absence des voiles.....	35
<b>Figure 2.10 :</b>	Deplacements maximums de la tour et de la masse TMD (absence des voiles).....	36
<b>Figure 2.11 :</b>	Deplacements maximums de la tour et de la masse TMD (absence des voiles).....	37
<b>Figure 3.1:</b>	Constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté .....	42
<b>Figure 3.2 :</b>	Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3 .....	43
<b>Figure 3.3 :</b>	Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal .....	44
<b>Figure 3.4 :</b>	Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.....	46
<b>Figure 3.5 :</b>	Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal.....	46
<b>Figure 3.6 :</b>	Forme de la fonction de modulation .....	53
<b>Figure 3.7 :</b>	Accélérogramme artificiel n°1 .....	54
<b>Figure 3.8 :</b>	Accélérogramme artificiel n°2 .....	55
<b>Figure 3.9:</b>	Séisme de San Fernando le 9 Février 1971, accélération maximale est de $9,33\text{m/s}^2$ .....	56
<b>Figure 3.10 :</b>	Séisme de Northridge le 17 Janvier 1994, accélération maximale est de $11,08\text{m/s}^2$ .....	56
<b>Figure 3.11 :</b>	Séisme de Loma Prieta le 18 Octobre 1989, l'accélération maximale est de $11,84\text{m/s}^2$ .....	57
<b>Figure 3.12:</b>	Séisme de Kobé le 17 Janvier 1995, l'accélération maximale est de $9,48\text{m/s}^2$ .....	57
<b>Figure 3.13 :</b>	Séisme de Sylmar le 28 Juin 1992, l'accélération maximale est de $11,06\text{m/s}^2$ .....	58
<b>Figure 3.14 :</b>	Comparaison entre le spectre de site et le spectre moyen.....	59
<b>Figure 3.15 :</b>	Position du spectre de réponse obtenu selon la courbe de tolérance....	59

<b>Figure 4.1 :</b>	Schéma de principe.....	64
<b>Figure 4.2 :</b>	Ancrage dans la poutre pour l'effort de compression.....	73
<b>Figure 4.3 :</b>	Ancrage dans la poutre pour l'effort de traction.....	74
<b>Figure 4.4 :</b>	Ancrage dans le poteau pour l'effort de compression.....	74
<b>Figure 4.5 :</b>	Ancrage dans le poteau pour l'effort de traction .....	75
<b>Figure 4.6 :</b>	Plaque d'ancrage .....	77
<b>Figure 4.7 :</b>	Etat de contraintes et ruptures possibles par éclatement .....	79
<b>Figure 4.8 :</b>	Etat de contraintes et ruptures possibles par éclatement .....	80
<b>Figure 4.9 :</b>	Ruptures possibles à la fois par glissement, écrasement et éclatement.....	81
<b>Figure 4.10 :</b>	Glissement du coin .....	82
<b>Figure 4.11 :</b>	Ancrage de la tige dans le poteau.....	83
<b>Figure 4.12 :</b>	Transmission des efforts .....	84
<b>Figure 4.13 :</b>	Ancrage de la tige dans le poteau.....	84
<b>Figure 4.14 :</b>	Possibilité d'ancrage dans les murs ( $e=350$ à $400\text{mm}$ et $e=600\text{mm}$ ).....	85
<b>Figure 4.15 :</b>	Possibilité d'ancrage dans les murs ( $e=200$ à $450\text{mm}$ et $e=450\text{mm}$ ).....	86
<b>Figure 4.16 :</b>	Vue sur ancrage dans la poutre .....	86
<b>Figure 4.17 :</b>	Coupe sur poutre montrant la disposition des dispositifs d'ancrage...	87



## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 2.1 :</b>	Comparaison des déplacements maximums avec et sans TMD pour $\mu=1,16\%$ .....	29
<b>Tableau 2.2 :</b>	Comparaison des déplacements maximums avec et sans TMD pour $\mu=3,4\%$ .....	29
<b>Tableau 2.3 :</b>	Comparaison des déplacements maximums avec et sans TMD pour $\mu=7,4\%$ .....	30
<b>Tableau 2.4 :</b>	Comparaison des déplacements de la tour avec TMD amorti et non amorti.....	30
<b>Tableau 2.5 :</b>	Comparaison des résultats d'une tour avec TMD en absence et en présence des voiles.....	38
<b>Tableau 3.1 :</b>	Tableau donnant les valeurs du coefficient d'adaptation $K_a$ max en fonction de la contrainte moyenne $m = Fz,d/Ar$ .....	47
<b>Tableau 3.2 :</b>	Valeurs de $K_s$ pour un appareil d'appui rectangulaire .....	47
<b>Tableau 3.3 :</b>	Efforts et déformations calculés sous SAP2000 .....	47
<b>Tableau 3.4 :</b>	Synthèse des vérifications à effectuer.....	49
<b>Tableau 3.5 :</b>	Comparaison des déplacements maximaux avec et sans TMD pour chaque accélérogrammes.....	60
<b>Tableau 4.1 :</b>	Récapitulatif des résultats du dimensionnement des dispositifs d'ancrage.....	73
<b>Tableau 4.2 :</b>	Résultat adopté du dimensionnement des dispositifs d'ancrage.....	75

# **INTRODUCTION GENERALE**

En raison de la vulnérabilité sismique dans le monde, le développement des concepts technologiques innovateurs pour une protection accrue des structures et des personnes constitue un véritable challenge pour le chercheur de génie civil vis-à-vis des effets préjudiciables générés lors de mouvements sismiques.

Les ingénieurs de structure ne peuvent pas être inconscients des dégâts provoqués par les séismes sur les plans humains et matériels dont a souffert beaucoup de structures de part le monde, ce qui explique la nécessité de considérer le défi de l'intégration de nouvelles technologies comme systèmes de protection parasismique.

L'approche traditionnelle dans la conception parasismique est basée sur la combinaison de la résistance avec la ductilité pour pallier aux sollicitations sismiques. Pour cela, l'ingénieur s'appuie sur la ductilité fournie par les matériaux afin d'éviter les catastrophes et garantir la stabilité de la structure devant de graves séismes. Des dégâts structuraux sont souvent provoqués par les déformations plastiques dont souffre la structure à cause du niveau élevé de l'énergie générée durant un mouvement sismique. Pour une protection parasismique, de nouvelles technologies ont été développées parmi lesquelles on trouve les « dispositifs de dissipation passives d'énergie ».

L'incorporation des «dispositifs de dissipation d'énergie» a pour objectif principal l'absorption d'une partie importante de l'énergie sismique et la diminution, autant que possible, des dégâts dans les éléments structuraux.

L'objectif de ce travail est de réduire le déplacement maximal d'une tour en introduisant un système d'amortissement passif (TMD) qui modifie la rigidité ou l'amortissement du système structural sans demande d'une source d'énergie externe et sans introduire de l'énergie pour son fonctionnement, de dimensionner et positionner les supports (isolateur en néoprènes ou autres types) et de calculer la structure de la masse asynchrone pour qu'elle résiste aux oscillations auxquelles elle sera soumise durant des mouvements sismiques.

Ce travail se compose de quatre (04) chapitres dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous:

L'introduction mentionne l'importance de ces appareils dans l'analyse sismique des bâtiments et les considérations qui sont généralement prises en compte autant leur capacité à réduire les dommages est importante.

Le premier chapitre présente un bref aperçu sur les systèmes de contrôle passif, actif et semi-actif et une présentation du système à masse accordée(TMD) et du système d'isolation sismique. On présentera en premier lieu une revue historique ensuite les principaux types des systèmes d'isolation à la base, leurs objectifs, principe de base et fondements théoriques. En second lieu, on énumérera les différents types des systèmes à masse accordée tout en mettant l'accent sur la version passive qui nécessite ni source d'énergie externe ni entretiens et qui peut être appliqué aussi bien pour une structure nouvelle qu'une structure existante. Cette version consiste en un TMD transrationnel (horizontal ou vertical) ou pendulaire. En plus du principe de fonctionnement, l'historique de ces systèmes et la méthodologie de conception, des exemples d'application ainsi que des réalisations de références son proposées.

Le deuxième chapitre est divisé en deux parties : La première est consacrée au choix de la structure le deuxième au choix du système TMD optimal

Le troisième chapitre porte sur la conception et calcul du système asynchrone sur supports élastiques. Il sera question de dimensionner, et positionner des isolateurs. Une analyse dynamique temporelle est utilisée pour montrer la performance et l'optimisation du TMD.

Le quatrième chapitre est consacré à l'ancrage des appuis élastomères aux éléments de la structure.

Enfin, la conclusion générale qui synthétise le travail et quelques perspectives ont été proposées pour des projets futurs.

## CHAPITRE 1

# **Généralité et Recherche Bibliographique sur les systèmes d'amortissement à masse accordée et les systèmes d'isolation sismique**

## 1.1. Introduction

L'utilisation des techniques de construction moderne et des matériaux à hautes performances a permis des nouvelles conceptions des bâtiments plus longs et plus minces. Ces bâtiments sont de plus en plus flexibles et sensibles aux excitations extérieures telles que les tremblements de terre ou le vent. Il s'agit d'une tendance qui s'accroît et qui trouve son origine entre autres dans une amélioration des performances des matériaux de construction. De plus, l'exigence de projeter des bâtiments capables de résister, sans dégâts appréciables, à des hautes actions dynamiques. D'où l'intérêt de contrôle des structures en génie civil qui revêt divers aspects, évoqué dans plusieurs projets scientifiques, tels que l'accroissement de la productivité des chantiers, de la durée de vie de l'ouvrage ou de ses composants, de la durée de mise en service qui due à la possibilité de la réhabilitation, l'adaptation des ouvrages existants à une évolution des niveaux de performances requises ou de l'environnement, le maintien en fonctionnement d'un ouvrage à la suite d'un séisme, le confort, qui peut aussi s'avérer un critère limitant l'utilisation d'un ouvrage tel qu'un pont ou une passerelle piétonnière, la stabilité aéroélectrique et l'économie de matériaux. En conséquence et pour atteindre tous ces objectifs, de nouveaux concepts de protection structurale ont été améliorés dans le domaine de contrôle de vibration des structures.

Les méthodes innovantes de contrôle sont devenues, dans les dernières décennies, d'actualité importante, ils permettent de projeter des structures pour résister, sans dégâts appréciables, à des actions dynamiques, par exemple des tempêtes, une grande action sismique, etc. Parallèlement on exige, de protéger les structures par des systèmes qui réduisent la réponse d'une manière efficace et en même temps fiable. Parmi ces méthodes innovantes de contrôle, on peut distinguer trois approches différentes : passif, actif et semi-actif ; à celles-ci on peut ajouter une quatrième qui est le contrôle hybride.

Le but principal de cette recherche bibliographique est de présenter les nouveaux concepts de protection parasismique. Ils sont à la base des dispositifs passifs de dissipation d'énergie qui ont pour objectif de concentrer la dissipation de l'énergie hystérétique dans quelques éléments bien choisis et bien conçus. La portion restante peut-être absorbée par la structure dans un comportement élastique ou presque élastique, c'est-à-dire au lieu de renforcer et de rigidifier la structure afin d'affronter des actions extérieures peu fréquentes, il s'agit de s'y opposer de manière contrôlée en produisant des forces de réaction adaptées lorsque ces actions se produisent. Les systèmes de contrôle sont principalement trois : passif, actif et semi-actif. Le contrôle passif consiste à superposer à la structure un dispositif qui dissipe l'énergie ou filtre la transmission des efforts dans la structure, au moins à une fréquence donnée. Il ne nécessite ni mesure ni source d'énergie externe.

## **1.2. Les différents systèmes de contrôle des structures**

### **1.2.1 Système de contrôle structural**

L'intérêt de contrôle des structures en génie civil revêt divers aspects évoqués dans plusieurs projets scientifiques, tel que l'accroissement de la productivité des chantiers, la durée de vie de l'ouvrage ou ses composantes, de la durée de mise en service due à la possibilité de la réhabilitation, l'adaptation des ouvrages existants à une évolution des niveaux de performance requises ou de l'environnement, le maintien en fonctionnement d'un ouvrage tel qu'un pont ou une passerelle piétonnière, la stabilité aéroélastique et l'économie de matériaux. Le nombre des bâtiments de grande hauteur augmente de jour en jour dans le monde. Ces structures ont pour la plupart un faible amortissement. Ces bâtiments sont de plus en plus flexibles et sensibles aux excitations extérieures telles que les tremblements de terre ou le vent. Il s'agit d'une tendance qui s'accroît et qui trouve son origine entre autres dans une amélioration des performances des matériaux de construction. De plus, l'exigence de projeter des bâtiments capables de résister, sans dégâts appréciables, à des hautes actions dynamiques. Le contrôle des vibrations des structures soumise aux excitations dues au séisme ou à l'action du vent peut se faire par divers moyens tels que : la modification des rigidités, de masses, d'amortissement, et en fournissant des forces opposées passives ou actives. A ce jour, certaines méthodes de contrôle structural ont été utilisées avec succès et nouvelles méthodes proposées offrent la possibilité d'extension des applications d'efficacité extension et d'amélioration de l'efficacité (Housner et Al., 1997).

Dans les dernières années, de nouveaux concepts de contrôle structural ont été développés pour améliorer les performances sismiques des bâtiments, ponts et autres structures. Il est maintenant établi que le contrôle de structure est une partie indispensable dans la conception de nouvelles structures importantes, comme les hôpitaux, des camps militaires et dans certains cas, la rénovation des structures existantes endommagées par les mouvements sismiques ou à l'action du vent. Toutefois, à l'heure actuelle les seules stratégies existantes et implantées sont la masse passive synchronisée ou les systèmes d'isolation sismique.

L'objectif de nombreuses investigations de systèmes de contrôle est la réduction des déplacements inter-étages, qui historiquement ont été utilisés comme un indicateur de dommages structuraux. Cependant, d'autres critères d'évaluation doivent être considérés afin d'inclure les réponses des constructions. Les dommages de la construction et la dissipation d'énergie, les dispositifs de contrôle, et la stratégie de contrôle requise pour un multi-usage à base de la conception parasismique (Barroso et al, 2003 ; Hunt 2002 ; Ohtori et al 2004 ; Rodgers et al 2007).[3]

### **1.2.2 Systèmes de contrôle actif**

Depuis quelques années, il y a un intérêt croissant pour le contrôle actif en génie civil, permettant d'atténuer les effets des sollicitations dynamiques sur les structures telles que les bâtiments, les ponts et les tours de contrôle. Les sollicitations peuvent provenir du vent, du trafic ou des tremblements de terre. Un système de contrôle actif peut être défini comme système qui exige généralement une source d'énergie importante pour le fonctionnement des actionneurs électro-hydrauliques ou électromécaniques qui fournissent des forces de contrôle

à la structure. Les forces de contrôle sont développées en fonction de la rétroaction des capteurs qui mesurent l'excitation et/ou la réponse de la structure. La rétroaction de la réponse structurale peut être mesurée aux endroits différents de l'emplacement du système de contrôle actif. La génération des forces de contrôle par actionneur électro-hydraulique requiert une source d'énergie importante, qui est de l'ordre des dizaines de kilowatts pour les petites structures et peut atteindre plusieurs mégawatts pour les grandes structures. Afin de construire un tel système, il existe deux approches qui sont radicalement différentes : la première consiste à identifier la perturbation qui se crée les vibrations pour l'annuler en lui superposant une excitation "inverse". Cette stratégie de contrôle actif est appelée contrôle par **anticipation** (feedforward). Elle est surtout développée en acoustique, mais elle est aussi très utile pour le contrôle de vibration des structures. La deuxième consiste à identifier la réponse de la structure plutôt que l'excitation qui la fait vibrer. Elle nécessite, donc, la modélisation du comportement dynamique de la structure. Le travail de contrôle des vibrations qui porte sur ce type de stratégie est appelé contrôle par **boucle de rétroaction** (feedback). [2]. Il consiste, premièrement, à placer les capteurs sur la structure pour identifier, à chaque instant, la réponse ou l'excitation. Lorsque seulement la réponse de la structure est mesurée, la configuration de contrôle est connue sous le nom du contrôle à **boucle fermée** : la réponse est mesurée à chaque instant et cette information est utilisée pour la correction de la force de contrôle appliquée instantanément. Mais, lorsque seulement l'excitation est mesurée, le contrôle prend le nom de boucle ouverte. Par contre, si la réponse et l'excitation sont mesurées ensemble le terme utilisé dans la littérature est le contrôle à boucle fermée-ouverte. En deuxième étape, il consiste à choisir une loi de contrôle convenable qui permet, à chaque instant, à l'actionneur, en apportant de l'énergie de l'extérieur, de produire une force de contrôle. Par suite, lors de la conception d'un système de contrôle actif des vibrations par rétroaction, on commence par étudier le comportement dynamique de la structure à contrôler, puis on choisit une loi de contrôle de rétroaction qui répond au mieux à la problématique.[3] Les lois des contrôles par rétroaction auxquelles on s'intéresse par la suite se définissent en fonction de l'état de la structure sur laquelle elles sont appliquées. L'idée générale du contrôle actif est révolutionnaire. Il a la capacité d'élever des concepts structuraux d'un niveau statique et passif à un niveau dynamique et adaptable. Des études effectuées sur l'application des systèmes de contrôle actif dans le génie civil ont montré leur efficacité dans la réduction des réponses structurales. L'avantage d'un système de contrôle actif est qu'il atteint des excellents résultats de contrôle. Cependant, il y a beaucoup d'inconvénients à utiliser ce système : Ce sont des systèmes très coûteux à concevoir et sont chers d'utiliser en raison des grandes quantités d'énergie dont ils ont besoin. En outre, ils ont tendance à prendre plus d'espace que les dispositifs de contrôle passifs.

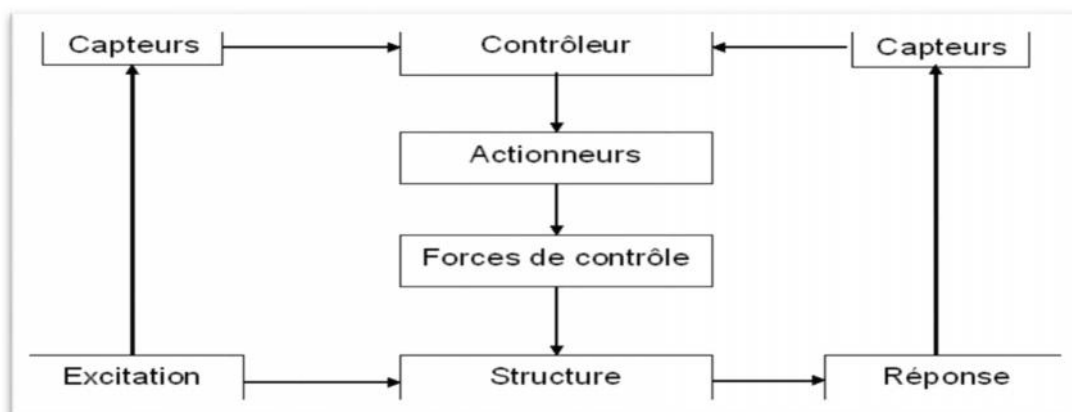


Figure 1.1 : Diagramme du contrôle actif.



### **1.2.3 Système de contrôle hybride**

L'amortisseur de masse hybride est le dispositif de contrôle le plus commun, utilisé dans les applications de génie civil à grande échelle. Il est une combinaison d'un amortisseur de masse accordée (TMD) et d'un actionneur de contrôle actif. La capacité de ce dispositif de réduire les réponses structurelles se fonde principalement sur le mouvement normal du TMD. Et son efficacité dépend des forces de l'actionneur de contrôle. Les forces de l'actionneur de contrôle sont utilisées pour augmenter l'efficacité de HMD et d'augmenter sa fiabilité aux changements des caractéristiques dynamiques de la structure. Un système hybride typique exige moins d'énergie pour fonctionner qu'un système passif. [17]

### **1.2.4 Système de contrôle semi actif**

Les stratégies de contrôle basées sur les dispositifs semi actifs combinent les meilleures caractéristiques des systèmes de contrôle passif et actif. Ces dispositifs exigent une faible source d'énergie pour modifier les propriétés mécaniques des dispositifs de dissipation d'énergies passives. Le réglage de ces propriétés est basé sur la rétroaction (le feedback) de l'excitation et/ou de la réponse mesurée, ce qui différencie le contrôle semi-actif du contrôle passif. Comme pour le contrôle actif, le système de contrôle semi actif nécessite des capteurs, processeurs et actionneurs. L'énergie demandée peut être fournie d'une simple batterie. Cette énergie sert seulement à modifier les caractéristiques mécaniques des dispositifs de contrôle passif, donc, ce système représente une évolution des systèmes passifs. Le système de contrôle semi actif est plus fiable et plus simple que le système de contrôle actif puisqu'il fonctionne comme des dispositifs passifs en cas de panne de courant et plus efficace pour réduire la réponse structurelle que d'autre système de contrôle passif. Cette technique convient pour être utilisée dans certains bâtiments ou équipements importants. Actuellement, il existe différents types d'amortisseurs semi actifs proposés pour contrôler les structures en génie civil. Ces dispositifs incluent, notamment, les amortisseurs à orifice variable, les amortisseurs de friction variable et les amortisseurs à fluide contrôlable. [3][2]

### **1.2.5 Systèmes de contrôle passif**

Les systèmes de contrôle passif utilisent des dispositifs assez simples qui réduisent la réponse dynamique par des moyens entièrement mécaniques. Les systèmes passifs les plus courants sont les isolateurs sismiques, les dissipateurs d'énergie et les oscillateurs résonnants connus également comme systèmes inertiels couplés (Tuned Mass Damper - TMD).

#### **1.2.5.1 Systèmes d'isolation sismique**

##### **1.2.5.1 Revue historique**

Le principe de l'isolation à la base n'est pas nouveau en tant que tel et on rapporte que les premières expériences remontant au début du 20<sup>ème</sup> siècle. La première application de la technologie moderne de l'isolation sismique à la base a été réalisée sur une école primaire à Skopje (ex-Yougoslavie) dont la construction a été achevée en 1969. En Amérique du Nord, la première application remonte à 1984.[48] Actuellement des centaines de bâtiments et de ponts à travers le monde sont munis de systèmes d'isolation sismique.

### **1.2.5.2 Objectifs.**

L'isolation sismique est une stratégie de conception fondée sur l'idée qu'il est possible de séparer la structure du mouvement du sol en introduisant des éléments souples entre la structure et les fondations. Les isolateurs permettent de réduire sensiblement la rigidité structurelle du système, offrant une période fondamentale de la structure isolée beaucoup plus grande que celle de la même structure sans isolateurs. L'isolation sismique à la base consiste à découpler le mouvement du sol du mouvement de la structure dans le but de réduire les forces transmises à cette dernière. Les forces sismiques exercées sur la structure isolée sont typiquement de l'ordre de 3 à 10 fois plus petites que la demande en force sur la structure non isolée. L'isolateur capte les déformations (inélastiques) et filtre les accélérations (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée (au dessus) se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations. Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées et demeurent en deçà de la capacité élastique de tels éléments. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation et par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme.[48]

### **1.2.5.3 Principe de base et fondements théoriques**

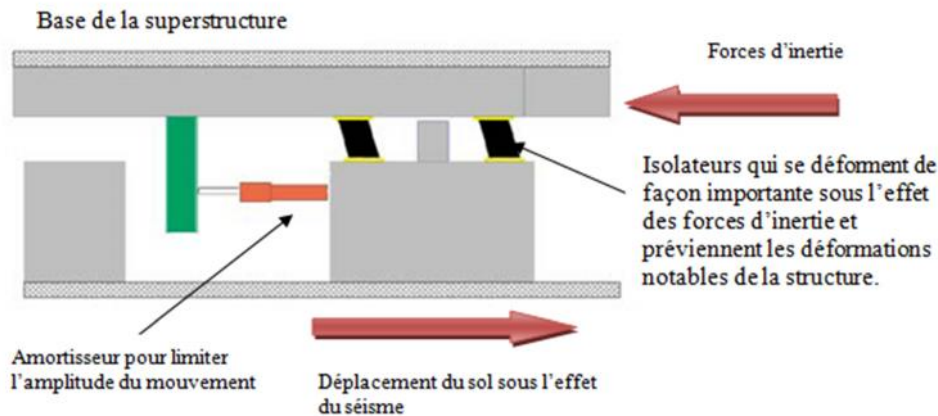
L'isolation à la base repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur. Dès lors l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) à l'isolateur est requise afin de contrôler le déplacement et réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement. [48]

### **1.2.5.4 Composantes des systèmes d'isolation sismique à la base**

Les composantes (caractéristiques) essentielles d'un système d'isolation typique sont :

1. Un appui capable de transmettre les charges verticales mais ayant une faible rigidité horizontale (dans la direction isolée). C'est le noyau de l'isolateur. La rigidité latérale de l'appui est le paramètre clé dans l'augmentation de la période et par conséquent dans la réduction des forces sismiques. De plus, la rigidité latérale de l'appui joue un rôle très important dans le déplacement sismique de l'ouvrage et son recentrage après le séisme (déplacement résiduel).
2. Un mécanisme de dissipation d'énergie (amortisseurs sismique) : Ce mécanisme peut être soit incorporé à l'appui soit installé en parallèle. Le but premier est de contrôler la déformation de l'isolateur et par conséquent le déplacement absolu de la superstructure située au dessus. La composante de dissipation d'énergie peut aussi amener une réduction des forces et accélérations dans la structure. Une multitude de systèmes de dissipation d'énergie ont été mis au point avec une application plus au moins répandue. Les plus courants sont : (1) les amortisseurs hydrauliques (viscous dampers) et les amortisseurs à base de friction (comportement plastique ou élasto-plastique). Parmi les autres systèmes on peut citer les amortisseurs à base de comportement hystérésis (i.e. poutrelles en arc travaillant en flexion), élastomères à

haut taux d'amortissement, etc. Il faut mentionner que les systèmes de dissipation d'énergie du type hystérésis et friction ont le défaut de transmettre les accélérations des modes supérieurs à la structure.



**Figure 1.2 :** Déformation des isolateurs dont l'amplitude est limitée par l'amortisseur

#### 1.2.5.7. Incidence sur le coût :

L'isolation parasismique augmente sensiblement le coût des bâtiments mais elle offre une protection supérieure à la protection réglementaire. Toutefois, on peut sensiblement réduire ce surcoût en optimisant ses différents paramètres du projet. On doit rapprocher ce surcoût au coût de l'endommagement évité, rapporté à la probabilité de récurrence des séismes pouvant provoquer ces niveaux de pertes.

#### 1.2.5.8. Principaux types de systèmes d'isolation

Il existe une multitude de systèmes d'isolation dont l'application a été plus au moins répandue et une revue exhaustive de ces systèmes dépasse le cadre d'application. Néanmoins, on peut grossièrement classer les systèmes d'isolation sismiques en deux catégories :

##### 1.2.5.8.1. Les systèmes à base d'élastomère

Ces systèmes exploitent le principe de l'appui fretté et sa flexibilité latérale. Il existe plusieurs variantes dans cette catégorie d'appui tel que les appuis frettés avec élastomère à haut taux d'amortissement (par hystérésis interne). Néanmoins, le système d'isolateur à base d'élastomère est l'isolateur à base d'appui fretté avec un noyau de plomb intégré à l'intérieur de l'appui tel qu'illustré à la figure ci-dessous.

Les principales limitations des systèmes à base d'élastomère sont : (1) sensibilité aux variations thermiques (la rigidité de l'élastomère augmente avec la diminution de la température) ; (2) l'instabilité de l'appui (la résistance à la charge verticale diminue avec l'accroissement de la déformation latérale); (3) les dimensions de l'appui et particulièrement sa hauteur peuvent constituer une limitation pratique particulièrement pour les applications de réhabilitation (4) Le noyau de plomb a le défaut de transmettre des accélérations de haute fréquence et réduit l'efficacité de l'isolation.[2]

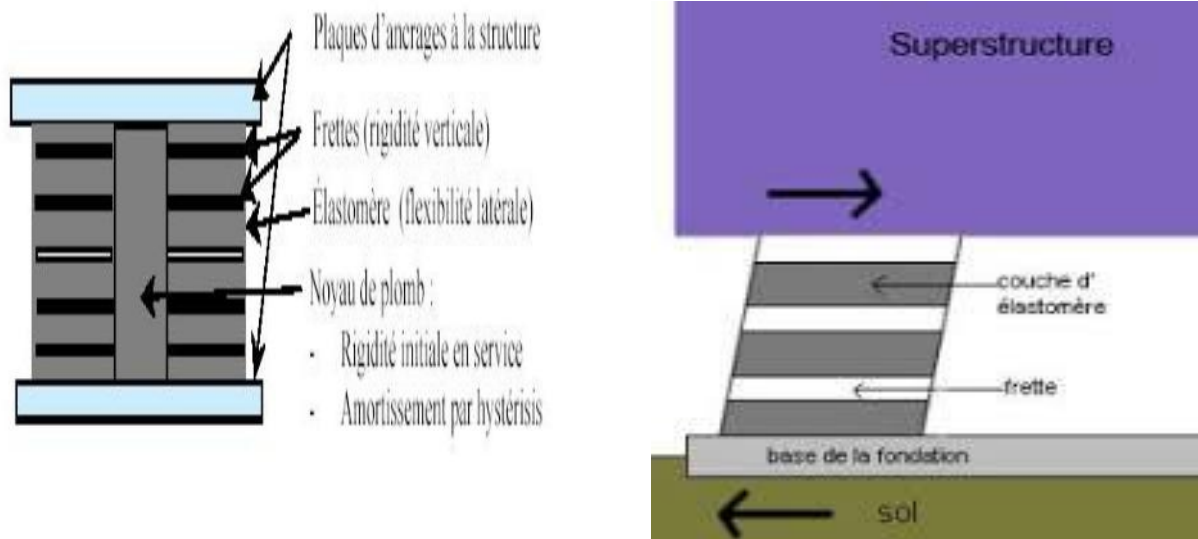


Figure 1.3 : Schéma de principe du système d'isolation à base élastomère

#### 1.2.5.8.2 Les systèmes à base de glissement

Ces systèmes permettent le découplage des mouvements de la superstructure de ceux des éléments de fondation au moyen d'interface de glissement. De plus, l'interface de glissement permet de dissiper l'énergie sismique par friction. A titre d'exemple, le système de pendule à friction est un système qui utilise une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule. Le rayon de courbure et le coefficient de frottement de l'interface sont les caractéristiques clé qui contrôlent la période d'isolation et la quantité d'énergie dissipée du système.[2]

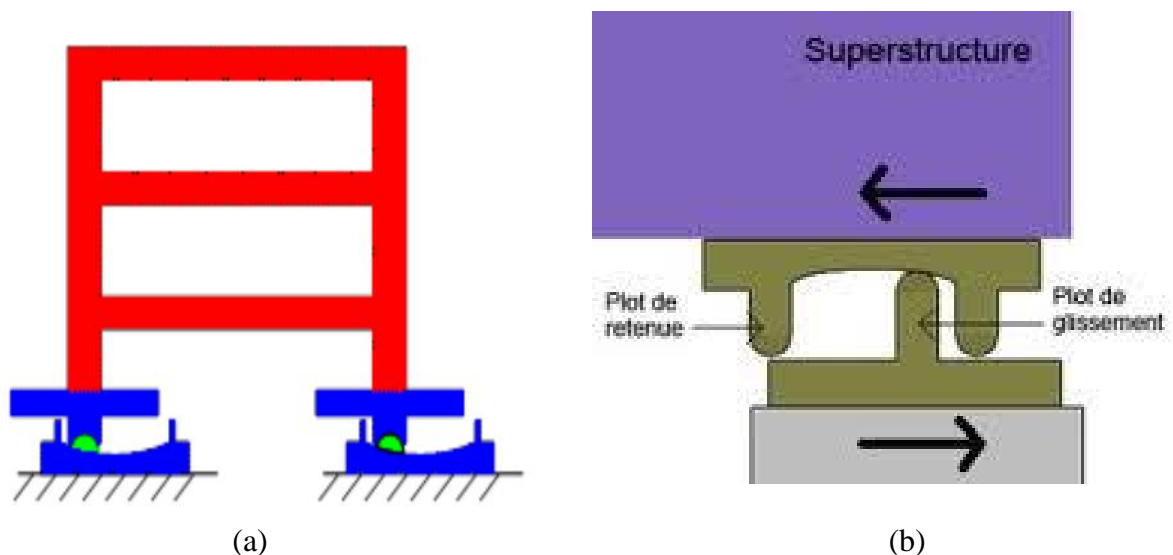


Figure 1.4 : Schéma de principe du système d'isolation à base de glissement

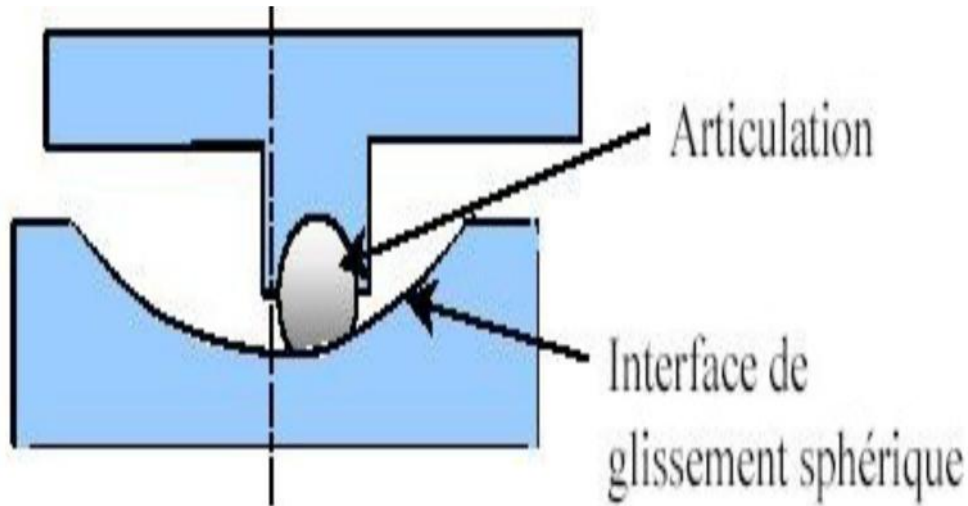


Figure 1.5 : Isolateur à base de glissement

### 1.2.5.2 Dissipateurs d'énergie

Les systèmes passifs de dissipation d'énergie ont le même principe de base que les isolateurs sismiques lorsqu'ils sont incorporés dans la structure : ils peuvent absorber une portion de l'énergie d'excitation extérieure. En plus, ils peuvent réduire substantiellement le mouvement différentiel entre les éléments de la structure et par conséquent réduire les dégâts de cette dernière. Ces dernières années, des efforts sérieux ont amélioré le concept des systèmes de dissipation d'énergie, et plusieurs appareils ont été installés dans des structures partout dans le monde. En général, ils sont caractérisés par leur capacité de dissiper l'énergie de vibration de la structure ou de la convertir en un autre mode de vibration ou en une autre forme d'énergie. Les principaux systèmes sont :

- amortisseurs métalliques
- amortisseurs à friction
- amortisseurs viscoélastiques
- amortisseurs à fluide visqueux
- **amortisseurs à masse accordée**
- amortisseurs à liquide accordée
- les matériaux intelligents.

Les matériaux intelligents sont formés principalement par :

- les alliages d'acier doux
- les matériaux piézoélectriques
- les fluides électro- rhéologiques
- les fluides magnéto- rhéologiques. [2]

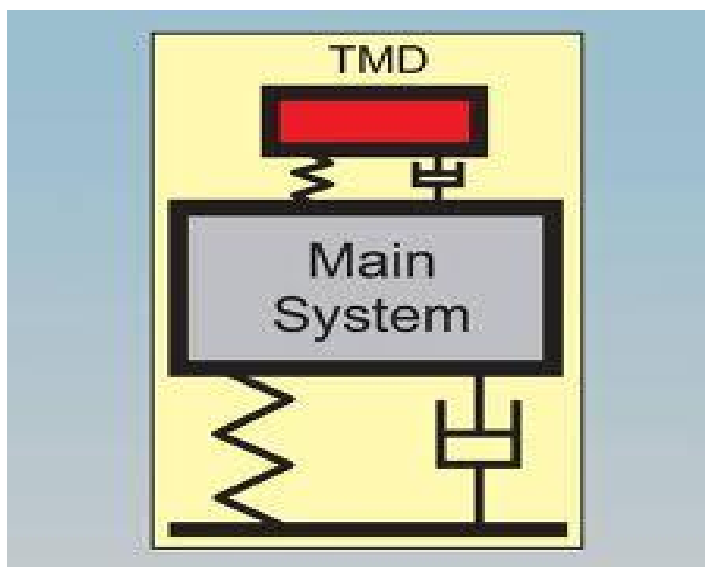
### **1.3 Amortisseurs à masse accordée (Tuned Mass Damper)**

#### **1.3.1 Définition et principe du TMD**

les Amortisseurs à masse accordée (Tuned Mass Damper (TMD) qui sont les plus couramment utilisés dans différents champs d'application en génie civil tel que les bâtiments et les ouvrages d'art, permettant la réduction des oscillations provoquées par le séisme ou d'autres causes [3], surtout quand ils sont plus flexibles, par exemple les immeuble de grandes hauteurs.

L'amortisseur de masse accordé passif (TMD) est trouvé à être un moyen simple, efficace, peu coûteux, et fiable à supprimer les vibrations indésirables des structures provoquées par les excitations harmoniques ou par le vent . Ils sont principalement incorporés dans les structures dans le but de réduire la demande de dissipation d'énergie dans les éléments structuraux. Cette réduction est accomplie en transférant une partie de l'énergie vibratoire de la structure au TMD qui, dans la forme la plus simple consiste en une masse, un ressort et un amortisseur, fixé à la structure de sorte que cette masse soit connectée à l'un des degrés de liberté de la structure principale[14]. La fréquence de l'amortisseur est accordé sur une fréquence spéciale structurel de sorte que lorsque cette fréquence est excitée, l'amortisseur résonnera en opposition de phase avec le mouvement de la structure, absorbant de se fait l'énergie sur la structure.[15]

Par rapport aux dispositifs de commande qui sont connecté à des éléments structuraux ou des articulations, le TMD comporte une masse et des déplacements relativement importants. Par conséquent l'efficacité voire la performance du TMD dépend du rapport de masse, du rapport de fréquence, du rapport d'amortissement du TMD et de l'emplacement de ce système par rapport à la structure principale. Si la masse de TMD est inférieure à la masse structurale, le dispositif doit être accordé d'une manière que la masse auxiliaire ne déterminera pas l'entrée de la structure dans la résonance avec l'excitation de fréquence. Si la fréquence fondamentale de la structure est inférieure à la fréquence d'excitation, le TMD aura donné une fréquence plus faible que l'action extérieure afin d'éviter la résonance. Si la fréquence fondamentale de la structure est supérieure à l'action extérieure, le TMD aura donné une fréquence plus élevée que la fréquence d'excitation.[15]



**Figure 1.6 :** Système TMD installé sur une structure principale

### **1.3.2 Les concepts des TMDs**

Les TMDs sont composés d'une masse de support dilatée, qui est calibrée par une quantité de ressorts qui y sont appliqués pour la fréquence des vibrations perturbées. Un élément d'amortisseur visqueux intégré (VISCO Damper) réduit l'agitation du mouvement du TMD –masse. La fréquence optimale calibrée est définie par des critères d'optimisations variés. Souvent, la fréquence de la masse calibrée est insignifiante sous fréquences naturelles qui doivent d'être réduite par le TMD. La fréquence calibrée du TMD ne peut être ajusté sur un plan constant et varie de +/- 0.05 Hz. Les applications pratiquées montrent que cette tolérance est adéquate (Figure 1.7) (Den Hartog et al., 1965).



**Figure 1.7 :** Amortissement à masse accordée

### **1.3.3 Synthèse bibliographique sur les systèmes TMDs**

En raison de récentes recherches analytiques et expérimentales, le contrôle des vibrations dans les structures à l'aide du TMD est de plus en plus utilisé, non seulement dans la conception de nouvelles structures et composants, mais aussi dans la réhabilitation de structures existantes pour leur fiabilité contre le vent, les tremblements de terre et les activités humaine (Lin et al ,2001)[16]

Le concept de contrôle des vibrations en utilisant la masse accordée (masse damper) remonte à l'année 1909 [9], quand Frahm inventa un dispositif de contrôle de vibration appelé (a dynamic corresponding vibration Absorber) pour réduire le roulis du navire ainsi que les vibrations verticales des coques des navires. La théorie du TMD à été présentée plus tard dans le papier par Ormondroyd et Den Hartog(1928), suivie d'une discussion détaillée de réglage de paramètres optimaux d'amortissement dans un livre de Den Hartog sur les vibrations mécaniques (1940) et d'une monographie concernant la théorie et les principes d'une structure non-amortie d'un SDDL soumise à des forces harmoniques (1956).[35][23] Den Hartog à utilisé la méthode de points fixes pour l'obtention d'une solution approximation exacte des paramètres optimaux, fréquence naturel  $f_t$  et coefficient d'amortissement  $\zeta_t$ , d'un

TMD qui minimise le déplacement de la structure. Une liste des paramètres paramètre optimaux pour différents objectifs de minimisation obtenus par la méthode des points fixes est donnée à Warburton (1982) et dans le manuel de Korenev et Reznikov(1993).[20]

Depuis 1971, de nombreux TMDs ont été installés avec succès dans la construction de gratte-ciel et des tours dans le monde (par exemple, the Citicorp Center à New York City, the John Hancock Building à Boston, the Sydney Tower à Sydney, the Crystal Tower Building à Osaka et de nombreuses tours observatoires au Japon)ont montré être en mesure de réduire les vibrations induites par le vent. Depuis que le TMD est devenu le mécanisme fondamental, la compréhension du comportement de ce dernier et sa conception deviennent des problèmes importants. Le dispositif de contrôle de vibration inventé par Frahm n'a eu aucun amortissement inhérent. Il a été efficace seulement lorsque la fréquence naturelle d'absorption a été très proche de la fréquence d'excitation et il peut subir une forte dégradation de ses performance si la fréquence d'excitation déviée loin de la fréquence naturelle de l'absorbeur.En outre, si la fréquence d'excitation se rapproche de l'une des deux fréquence naturelles du système structure-absorbeur,une réponse très grande pourrait se produire à la résonance .Par conséquent,il est efficace seulement pour le cas où la fréquence de l'excitation a été connue telle que l'absorbeur peut être conçu avec une fréquence propre égale à la fréquence d'excitation. Cette lacune a été éliminée plus tard quand Ormondroyd et Den Hartog ont montré que, si une certaine quantité d'amortissement est introduite dans l'absorbeur de Frahm, la détérioration de la performance sous le chargement dans la fréquence d'excitation ne sera pas très sensible et la réponse à la résonance peut également être considérablement réduite. Plus tard, l'amortissement dans la masse principale a été inclus dans l'analyse par Bishop et Welborn.Tandis que Den Hartog a considéré l'absorbeur avec seulement un amortisseur visqueux, Snowdown a étendu sa recherche pour inclure différents types d'absorbeurs d'amortissements.[14]

Bien que toutes les applications du TMD aient été réalisées pour l'atténuation du mouvement induit par le vent, l'efficacité sismique du TMD reste une question importante, Des études approfondies ont été menées par des chercheurs pour étudier la performance des TMDs dans l'amélioration de la réponse des structures sous charge sismique(Den Hartog,1956 ;Mc Namara,1977 ;Warburton,1982 ;Kwok,1984,Tsai et Lin(1993) ;Sadek et al,1997 ;Wang et Fung,2000 ;Wong et Chee,2004, Lee et al,2006). [16]

#### **1.3.4 Principe de fonctionnement des TMDs**

Les systèmes TMDs peuvent généralement être divisés en deux groupes : (i) dispositifs de fonctionnement vertical et (ii) horizontal. L'application dépend de la forme du mode de distribution aussi bien de la position /direction du TMD pour réduire cette vibration. Le fonctionnement vertical du TMD est souvent soutenu par une hélice d'acier à ressort. La fréquence dépend simplement de la masse et de la contraction du ressort. Les VISCO-Damper sont utilisés afin de propager la bande de fréquence. Un exemple typique d'un système semblable est démontré dans la **Figure 1.7**.

Le système de fonctionnement horizontal peut aussi être utilisé. Dans quelques cas, la masse est disposée comme le système d'une pendule. La flexibilité est achevée par le mouvement horizontal de la masse au bouton du système exécutif. La masse peut fonctionner



en une direction seulement, mais il se pourrait que cela fonctionne aussi à un niveau horizontal.

L'aspect du TMD dépend principalement des paramètres comme le matériau de masse (exemple : béton ou acier), la forme de la masse, espace disponible pour l'installation, fixation possible de la principale structure et la structure des membres adjacents, la fréquence ciblée et l'amortissement aussi bien que de restrictions architecturales.

Le fonctionnement vertical des TMD sont surtout disponible dans les structures dont l'orientation est horizontale comme les ponts. Ils peuvent être utilisés afin de contrôler les modes de flexion de la structure. La configuration est aussi possible pour limiter les torsions très spécialement quand celles-ci fonctionnent en paires (Petersen, 1996).

### **1.3.5 Les domaines d'application des systèmes TMDs**

Les amortisseurs à masse accordée sont utilisés principalement dans les applications suivantes :

- Structures grandes et minces autoportantes (ponts, pylônes de ponts, cheminées, antennes et de la télévision tours) qui tendent à être excitées dangereusement dans une de leurs formes modales par le vent.(Hôtel Burdj – al-Arab, Dubaï /U .A.F,1997 TMD horizontal),
- Les petits ponts, ex. ponts pour piétons, les gradins et les escaliers peuvent être encirés par la circulation des véhicules ou par la marche et le saut des piétons. Bien que généralement pas dangereuses pour la structure elle-même, les vibrations peuvent devenir très désagréable pour les gens sur le pont ou tribune ...ex : Millenium bridge, London /UK,2001 8 TMD horizontaux et 50 TMD verticaux
- Ouvrages d'art ou structure en acier comme les planchers d'usine excités dans l'un de leurs fréquences naturelles par des machines, comme les centrifugeuses, ventilateurs, etc.. Le TMD vertical ou horizontal est accordé à cette fréquence.
- Les navires excités dans l'une de leurs fréquences naturelles par les moteurs principaux ou encore par mouvements du navire. Bateau de croisière Cruise Liner- MS- Deutsch land, 2001 TMD vertical et horizontal.[1]

Ces dernières années, l'application du TMD s'est étendue pour le domaine aérospatial comme la fusée de la NASA, 19/08/2008.

### **1.3.6 Les différents types des systèmes TMDs**

Les appareils d'amortissements de vibrations mécaniques les plus utilisés dans la pratique sont les amortisseurs à masse accordée (TMDs) qui sont couramment utilisés dans différents champs d'applications en génie civil. Parmi les TMDs les plus communément utilisés on cite :

amortisseur à masse accordée actif (ATMD), amortisseur à masse accordée passif (PTMD) et amortisseur à masse accordée semi-actif (SATMD/STMD).

### **1.3.6.1 Amortisseur à masse accordée actif (ATMD)**

Le dispositif de contrôle actif réduit la réponse structurelle au moyen d'une source d'énergie externe (Soong, 1990 ; Suhardjo et al, 1992). Les mouvements structurels peuvent être contrôlés par un amortisseur de masse active (AMD). Le vérin dans un système entièrement actif nécessite une source d'énergie. La source peut être, par exemple, une unité de puissance hydraulique ou une ligne d'alimentation électrique. Dans tous les cas, la demande de puissance est significative. De plus, le contrôle d'un système entièrement actif est une tâche quelque peu exigeante (Brecher et Schulz 2004). En outre, le coût total d'un système entièrement actif TMD peut être assez élevé en raison de la nécessité de vérins et des capteurs de haute qualité [40]. Les ATMDs sont configurés de telle sorte que la masse active soit dans un système de translationnel ou, pendulaire. Le rapport de masse dans le cas des systèmes actifs peut être inférieur à leur système homologue passif en raison de leur efficacité améliorée, pour des systèmes de dissipation à masse accordée ayant des grands déplacements et pour des bâtiments lourds avec une légère masse de l'amortisseur. Pour des systèmes actifs de masse auxiliaire légère, une force de contrôle plus importante est requise. Les systèmes actifs utilisent des vérins hydrauliques ou des servomoteurs AC. [41]

Un système hybride HMD peut être utilisé pour surmonter les insuffisances d'un système passif, par exemple, son incapacité à répondre à des charges appliquées soudainement comme des chocs [41]. Un HMD a une capacité de supprimer les vibrations tel un PTMD, et être plus efficace énergiquement qu'un système ATMD tout en conservant les mêmes performances. [42]

Dans le cas d'un TMD, le bâtiment peut être équipé d'un système passif de masse accordée auxiliaire, et une petite masse tertiaire liée à la secondaire avec un ressort amortisseur, et vérin. Le système secondaire avec un ressort tertiaire, et il est entraîné dans le sens opposé au TMD et amplifie le mouvement du TMD en le rendant plus efficace. [41]

### **1.3.6.2 Amortisseur à masse accordée semi-actif (SMTMD/STMD).**

Lorsque la variation dynamique de ses paramètres importants (fréquence naturelle ou d'amortissement) à plusieurs reprises au cours de son cycle de vibration dominante, le TMD est appelé un amortisseur à masse synchronisée semi-actif (SATMD). [40]

Les SATMDs sont largement étudiés et leur performance a été confirmée être supérieure à celle des PTMD (Pinkaw & Fujino 2001, Aldemir 2003) [41]. Les STMDs combinent les meilleures caractéristiques des dispositifs de contrôler à la fois passives et actives. Les études antérieures portant sur les STMDs peuvent remonter à 1983. Hrovat et al. (1983) présentent le SATMD un TMD avec des amortisseurs contrôlables variant dans le temps. Dans des conditions identiques, le comportement d'une structure équipée d'un SATMD au lieu d'un est

nettement amélioré. La conception du contrôle d'un SATMD est largement étudiée et bien essayée (Horavat 1983, Jansen & Dyke 2000, Pinkaew 2001, Koo 2003, Liu et al. 2005). L'approche la plus commune à un amortisseur à masse accordée semi-actifs est illustrée schématiquement sur la. le système dynamique est essentiellement le même que celui d'un PTMD. La seule différence est l'amortissement du TMD est rendu réglable. En fait, la représentation schématique ne fait pas de différence entre les systèmes passifs et actifs. Les caractéristiques du système dépendront de la méthode de contrôle appliquée et la bande passante du contrôle.[40]

### **1.3.6.1 Amortisseur a masse accordée passif (PTMD)**

Les systèmes passifs offrent l'amortissement indirect à une structure par la modification des caractéristiques structurales. Le concept le plus populaire parmi les systèmes dynamiques simples avec peu de paramètres. En tant que dispositif passif, son comportement dynamique ne peut pas être modifié durant le fonctionnement [40] [41].

Le TMD est efficace pour la réponse d'un seul mode de résonance lorsque la fréquence modale est proche de celle du TMD. Lorsque les fréquences sont bien séparées et les effets de couplages modal sont faibles, le TMD est généralement conçu pour contrôler un seul mode tandis que les effets des autres modes sont ignorés dans la conception du contrôle (Gu et al, 1994) [41].

Un TMD se compose généralement d'une masse d'inertie attachée près du sommet de l'édifice par un ressort et un mécanisme d'amortissement. les contraintes logistiques pour déplacer une masse importante ont conduit à un certain nombre de solutions novatrices.

Pour la configuration de mouvement horizontal, la masse accordée est révélée par un bain d'huile et la fréquence de l'amortisseur est réglée par un ressort équivalent en gaz d'azote, pendulaires sont utilisés dans le mouvement en plan vertical de la masse accordée. Toutefois pour des structures avec une longue période, des pendules hautes à plusieurs étages peuvent être nécessaires [41].

L'amortissement indirect transmis par un TMD est déterminé par la taille de l'amortisseur et la distance de déplacement de la masse. L'amortissement dépend aussi du rapport de la masse de l'amortisseur et de la masse effective du mode considère, qui est régie par des considérations économiques et de la disponibilité de l'espace. Il est typiquement dans la gamme de un pour cent (1%) de la masse du bâtiment dans le mode fondamental.[41]

### **1.3.7 Optimisation des paramètres d'un système TMD**

Alors que, les principes de base du TMD sur la réduction de la réponse structurale ont été bien établis, les configurations optimales de TMD sont un problème très différent. Dans la conception de tout dispositif de contrôle pour la suppression des vibrations indésirables, l'objectif serait de fournir des paramètres d'amortissements optimaux afin de maximiser son efficacité. Les paramètres principaux de conception du TMD sont le rapport d'accordance (le

rapport de la fréquence d'amortissement et la fréquence naturelle de la structure), le taux d'amortissement et le rapport de masse (le rapport de la masse d'amortissement et la masse de structure). Ce dernier est généralement fixé pour des cas pratiques entre 0,5-1,0%.

Des recherches considérables ont été consacrées à l'étude de la performance du TMD pour permettre la sélection appropriée des paramètres d'absorption. Dans le travail classique par Den Hartog (1956), des expressions simples pour le rapport d'accordance optimale et le taux d'amortissement d'un amortisseur à masse ont été tirées. Ces expressions ont été basées sur la minimisation du déplacement de la structure principale, lorsque l'amortissement propre est nul et lorsqu'elle est soumise à une excitation harmonique. Chey (2000) résulte des expressions simples pour les valeurs optimales du rapport d'accordance et le taux d'amortissement du TMD en termes de déplacement et d'accélération. Pour l'application pratique d'un système réel, des paramètres pratiques pour le TMD, comme la rigidité optimale ont été établies. Loi et Ikeda (1978) ont présenté des formules empiriques pour une rigidité optimale et l'amortissement d'un TMD, basées sur la minimisation de la réponse à l'accélération d'une structure légèrement amortie. Randall et al. (1981) ont utilisé les procédures d'optimisation numérique pour évaluer les paramètres optimaux du TMD, tout en tenant compte de l'amortissement de la structure. Dans la procédure proposée par Thompson (1981) pour une structure amortie avec un TMD, le rapport d'accordance a été optimisé numériquement et puis en utilisant la valeur optimale du rapport d'accordance, l'amortissement optimal dans le TMD est obtenu analytiquement. Warburton (1982) a réalisé une étude numérique détaillée pour une structure légèrement amortie avec un TMD, soumis à des excitations à la fois harmoniques et aléatoires. Les paramètres optimaux d'amortissement pour différentes valeurs de masse et le taux d'amortissement de la structure sont présentés sous la forme de tableaux. Fujino et Abe (1993) ont utilisé une technique de perturbation pour dériver des formules afin de résulter les paramètres optimaux du TMD, qui peuvent être utilisés avec une bonne précision pour un rapport de masse de moins de 0,02 et pour des valeurs très faibles de l'amortissement structural de moins de 5-10%.

Ainsi, pour le cas général et réaliste avec amortissement dans le système primaire, les paramètres optimaux du TMD doivent être évalués numériquement ou à partir d'expressions empiriques. Lorsque l'amortissement est ajouté au système primaire, l'existence de fréquences 'FixedPoint' est perdue. Ces fréquences sont celles de point fixe au cours desquelles la transmissibilité des vibrations est indépendante des amortissements dans le dispositif de commande qui rend la conception de forme fermée straight-forward (Den Hartog (1956). Cependant, il est possible que même pour des structures amorties modérément l'existence de deux fréquences «points fixes» peut encore être considérée comme valide dans un sens approximatif. Basée sur la théorie développée par Den Hartog (1956) dans l'obtention des critères optimaux d'un amortisseur de masse attachée à une masse non amortie soumise à une excitation harmonique, une alternative fermée sous forme de solution pour le rapport d'accordance optimale du TMD pour les structures amorties a donc été dérivée (Ghosh et Basu 2006).[15][12]

En utilisant les techniques de recherche numérique, les paramètres optimaux d'un système TMD pour un système principal amorties a été étudié par plusieurs recherches (Bakre et Jangid 2006 ; Chey 2000 ; Jangid 1999 ; Tsai et Lin 1994). Les paramètres optimaux ont été obtenues dans études pour divers combinaisons de minimisation de différent paramètres de réponses et /ou excitation [3].

Pour l'obtention des valeurs optimales d'un amortisseur a masse accordé il faut :

- Minimiser le déplacement de la structure principale.
- Maximiser la rigidité dynamique de la structure principale.
- Maximiser le coefficient d'amortissement équivalente de l'ensemble structure-TMD .
- Minimiser la vitesse de la structure principale.
- Minimiser l'accélération de la structure principale [2].

### **1.3.8 Méthodologie de conception d'un TMD :**

Les questions qui doivent être prises en compte dans la conception d'un amortisseur TMD sont comme suite :

- déterminer l'amortissement équivalent requis pour répondre aux critères de facilités d'entretien.
- Sélectionner la masse de l'amortisseur a partir d'un rapport de masse du tableau d'amortissement équivalent pour fournir l'amortissement nécessaire (amortissement équivalent nécessaire-amortissement inhérent).
- voir les services d'un fabricant ou un spécialiste de la conception de TMD pour la conception détaillée.
- confirmer le rendement de l'amortisseur en simulant la réponse du bâtiment avec et sans l'amortisseur à l'aide de testes (ex : tunnel vent).
- directives préliminaires :
- L'ajout de 3% à 4% de l'amortissement critique est généralement requis pour les immeubles de bureau et de 4% à 8% ou plus pour les hôtels et les immeubles d'habitations.

- la masse d'amortissement est généralement limitée à environ 2% de la masse du premier mode. Les considérations de conception pratique vont limiter l'amortissement efficace offert par le TMD à environ 5% [41].

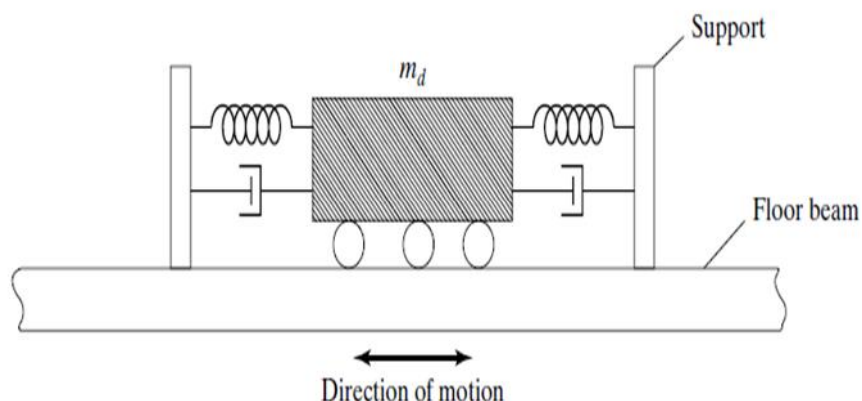
### 1.3.9 Exemples d'utilisation des systèmes TMDs

#### 1.3.9.1 Amortisseur à masse accordée transratiennelle

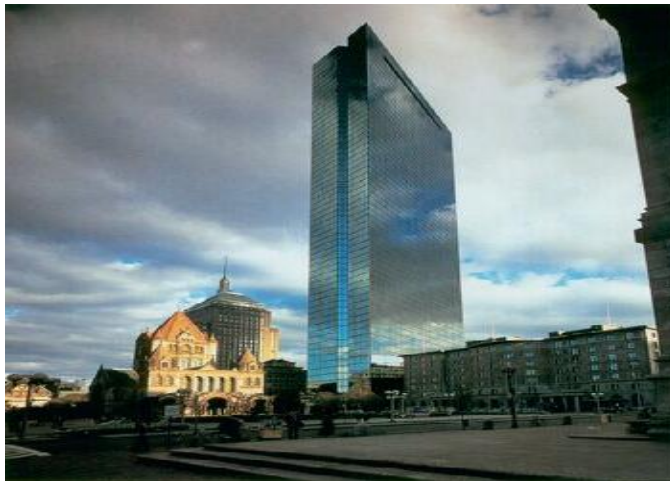
La figure 1.8 illustre la configuration typique d'un amortisseur de masse accordée unidirectionnelle. La masse repose sur des roulements qui fonctionnent comme des rouleaux et permettent à la masse de se déplacer latéralement par rapport au sol. Ressort et amortisseur sont insérés entre la masse et les membres adjacents du support vertical, qui transmettent la force latérale "hors-phase" au niveau du sol et ensuite dans l'ossature structurale. Amortisseur de translation bidirectionnelle sont configurées avec des ressorts/amortisseurs dans deux directions orthogonales et fournissent la capacité de contrôler le mouvement structurale dans deux plans orthogonaux.[43]

- **John Hancock Tower (Engineering News Record, Oct.1975)**

Deux amortisseurs ont été ajoutés à la tour de 60 étages John Hancock à Boston pour réduire la réponse due au vent.les amortisseurs sont placés aux extrémités opposées du 58<sup>ème</sup> étages, 67m d'intervalles, et se déplacent pour contrecarrer le balancement ainsi que la torsion due à la forme du bâtiment. Chaque amortisseurs pèsent 2700KN et se compose d'un boîtier en associer remplie de plomb d'environ 5,2 m de cote et de 1m de profondeur qui roule sur une plaque d'acier de 9m de longueur. Le poids rempli de plomb, latéralement retenu par des ressorts rigides enrés dans la colonne intérieure du bâtiment et contrôlés par un cerveau-vérins hydraulique [43] [41].



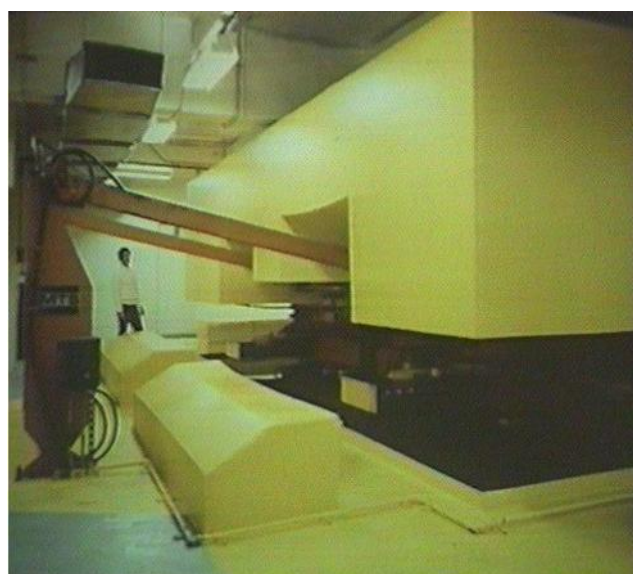
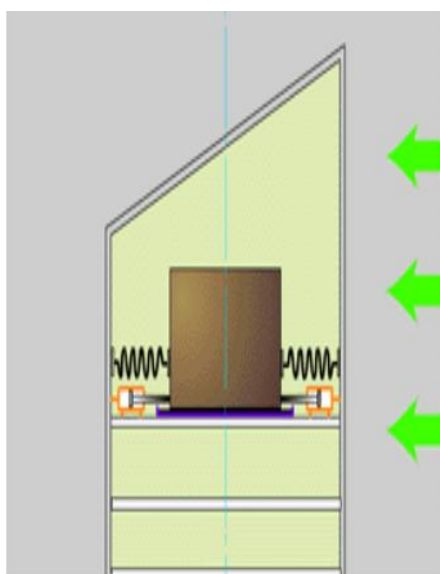
**Figure 1.8 :** Schéma d'un amortisseur à masse accordée transratiennelle



**Figure 1.9.** John Hancock Tower.

- **Citicorp center (Engineering News Record, Aug.1975, Max Namara 1977,Petersen 1980)**

Un des premier bâtiment a être équipé d'une masse accordé est le Citicorp Building de 278m de hauteur, à New York, Etats Unis 1978. Le système TMD a été installé en raison de l'élanement du bâtiment (la taille du bâtiment par rapport a sa largeur) et les caractéristiques dynamiques. Ce bâtiment a un période fondamentale de l'ordre de 6,5s avec un taux d'amortissement inhérent de 1% le long de chaque axe. Le système TMD est constitué d'un bloc de 410 tonnes de bétons avec deux mécanismes à ressort amortisseurs, un dans le sens Nord-Sud et un dans le sens Est-Ouest. Le système, situé sur 63<sup>ème</sup> étage, a une dimension de 9,14x9, 14x3, 05m. L'amortisseur est prévu pour réduire l'amplitude dominante de la construction d'environ 50%. Cette réduction correspond à l'augmentions de l'amortissement structurale de base 4%. [43][41]



**Figure 1.10 :** L'amortisseur de Citicorp (New York)



**Figure 1.11 :** La tour de Citicorp (New York)

- **Canadian National Tower (Engineering News Record, 1976)**

Le mat d'antenne en acier de 102m au sommet de the Canadian National Tower Toronto (553m, y compris l'antenne). Nécessite deux amortisseurs en plomb pour empêcher l'antenne de trop dévier quand elle est soumise aux excitations du vent. Le système d'amortissement est constitué de deux anneaux en acier en forme de baigné, 35cm de large, 30cm de profondeur et 2,4m et 3m de diamètre, situé à une altitude de 488m et de 503m.

Chaque anneaux possède environs 9m de plomb et est soutenu par trois poutres en acier fixé sur les cotes du mat d'antenne. Quatre articulations de roulement universel qui pivote dans toutes les directions connectées que les anneaux aux poutres. De plus, quatre amortisseurs séparés fluide hydrique qui sont attachés au centre de chaque joint universel dissipent l'énergie.

Comme les anneaux de plomb pondère font le mouvement d'aller retour, le système a amortisseurs hydrologique dissipe l'énergie d'entre réduit la réponse de la tour. Les amortisseurs sont régler sur les deuxièmes et quatrièmes modes de vibration afin de minimiser les charges de flexions des antennes, le premier et le troisième mode ont les mêmes caractéristiques que la structure en béton précontraint supportant l'antenne et ne nécessite pas d'amortissement supplémentaire [43].





**Figure 1.12 : Canadian National Tower**

- **Chiba Port Tower (Kitamura et al. ,1988)**

The Chiba Port Tower (achevé en 1986) a été la première au Japon à être équipé d'un TMD. The Chiba Port Tower est une structure en acier de 125m de haut pesant 1950 tonnes et à un plan en forme de losange avec une longueur de cote de 15m. Les périodes du premier mode et deuxième sont de 2,25s et 0,51s, respectivement pour la direction X et de 2,7s et 0,57 secondes pour la direction Y. L'amortissement pour le mode fondamental est estimé à 0,5%. Les taux d'amortissement proportionnel aux fréquences ont été pris pour les modes les plus élevés dans l'analyse. Le plus du TMD est d'augmenté l'amortissement du premier mode pour les deux directions X et Y.. L'amortisseur a des rapports de masse par rapport à la masse modale du premier mode d'environ 1/120 dans la direction X et 1/80 dans la direction Y ; la période selon les directions X et Y est de 2,24s et 2,72s, respectivement, et le taux d'amortissement de l'amortisseur est de 15%. Des réductions de 30 à 40% dans le déplacement de l'étage supérieur et 30% dans les moments de flexion maximale sont attendues.[41]



**Figure : 1.13. Chiba Port Tower**

### **I.3.9.2 Amortisseur à masse accordée pendulaire**

Les problèmes associés aux roulements peuvent être éliminés en soutenant la masse avec des câbles qui permettent de se comporter comme un pendule. Le mouvement relatif du pendule produit une force horizontale qui s'oppose au mouvement de sol. Cette action ne peut être représentée que par un système à un SDDL équivalent est attaché au sol, comme indiqué dans la figure 1.15.[41]

- **Crystal Tower (Nagase et Hisatoku, 1990)**

La tour (figure 1.17), située à Osaka, au Japon, est de 157m de haut et 28m par 67m en plan, pèse 44000 tonnes métriques, et a une période fondamentale d'environ 4s dans le sens nord-sud et 3s dans le sens Est-Ouest. Un amortisseur pendulaire à masse accordée a été inclus dans la phase précoce de la conception pour diminuer le mouvement de l'immeuble induit par le vent d'environ 50%. Six des neuf refroidisseurs de l'air des réservoirs de stockage de glace (chacun pesant 90 tonnes) sont suspendus à des poutres du toit et sont utilisés comme une masse pendulaire. Quatre réservoirs ont une longueur du pendule de 4m et glissent dans le sens nord-sud, les deux autres réservoirs ont une longueur du pendule d'environ 3m et glissent dans le sens Est-Ouest. Amortisseurs à huile connectés aux pendules dissipent l'énergie du pendule.[43]



Figure 1.14 : Crystal Tower

- **The Taipei Financial Center. (Kareem et al, 1999)**

Taipei 101 Tower (figure 18), située dans la capitale Taipei, Taiwan et de 508 mètres de hauteur est équipée d'un TMD pendulaire, situé entre les étages 87<sup>e</sup> et 91<sup>e</sup>, a un poids brut de 660 tonnes métriques. Le TMD est composé de 41 couches de plaques d'acier de 12,5 cm soudés ensemble avec un diamètre maximum de centre de 5,5m. La grande masse est suspendue, huit câbles de 9cm d'épaisseur d'acier fixés au 92<sup>ème</sup> étage. En outre, huit amortisseurs visqueux hydrauliques sont installés sous la masse pour absorber et dissiper l'énergie. Les vibrations du bâtiment peuvent être réduites de 40% [1] [43].

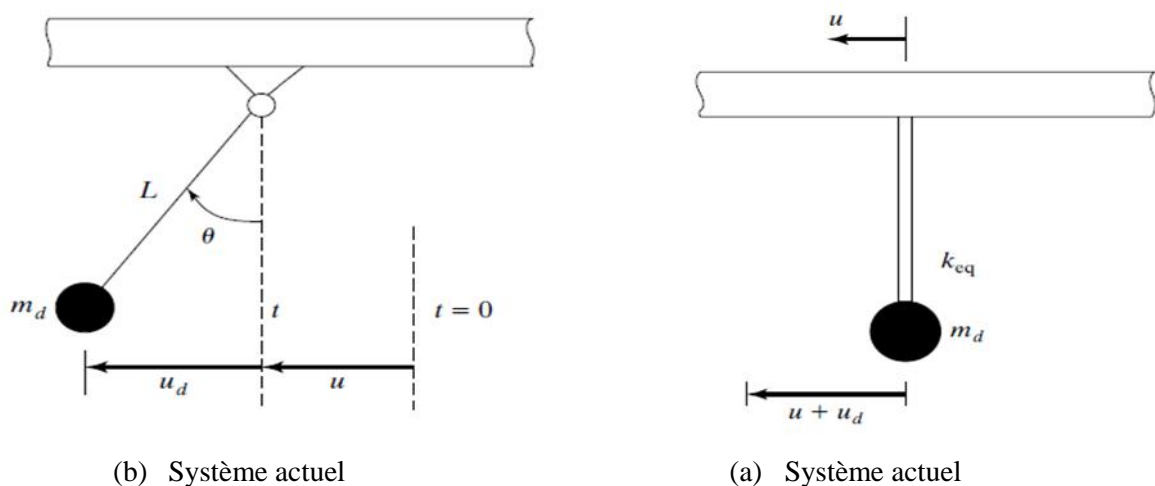


Figure I.15 : Représentation simplifiée d'un TMD pendulaire





Figure 1.16 : TMD pendulaire au sommet de la tour de Taipei 101.

### 1.3.9.2. Amortissement a masse accordée liquide



Figure 1.17: One Rincon Hill (San Francisco)



**Figure 1.18:** Millennium Tower (Tokyo),

## **1.4. Conclusion**

Cette étude bibliographique a permis de connaître les systèmes à masse accordée (TMD) et le système d'isolation à la base, quelques exemples d'application de ces systèmes y sont aussi présentés. D'une part les amortisseurs de masse passifs sont jugés attrayants en raison de leurs avantages uniques tels que bas coût, facile à manipuler, peu d'entretien et ne nécessitant aucune source d'énergie externe pour leur fonctionnement et d'autre part, les systèmes d'isolation à la base, malgré leurs avantages permettant leurs applications dans plusieurs ouvrages de génie civil, présentent en même temps des inconvénients limitant leurs utilisations. En outre, les TMD disposent des caractéristiques naturelles de fréquence et de l'amortissement peuvent être facilement modifiées. Ils peuvent facilement être remplacés en cas d'usure ou d'endommagement du dit système. Ce dernier est aussi valable pour les systèmes d'isolation à la base. Il a été montré que ces amortisseurs de masse passifs The Chiba Port Tower, The Taipei Financial Center, Crystal Tower, John Hancock Tower, Canadian National Tower, Millenium Tower et The One Rançon Hill sont extrêmement polyvalents dans leurs applications pour une utilisation temporaire, et sont faciles à adapter pour la rénovation des structures existantes. Il est à noter cependant que pour des raisons de performance, un TMD doit avoir une masse assez lourde (1% à 3 ou 4%) de la masse totale de l'ouvrage.

Ainsi pour pouvoir remédier partiellement à cette contrainte, ce projet présentera la faisabilité pratique d'un TMD qui est une partie intégrante de la structure.

## CHAPITRE 2

# **Performance dynamique de la structure et choix du système TMD optimal**

## 2.1. Introduction

A travers d'intensives recherches et développement ces dernière années, le TMD a été accepté tel un dispositif de contrôle des vibrations pour les nouvelles structures et celles déjà construite, afin d'améliorer leur fiabilité contre le vent, le tremblement de terre et l'activité humaine. Le TMD peut être incorporé à une structure déjà construite avec moins d'interférence par rapport aux autres dispositifs d'énergie de dissipation passive. Le TMD s'avère être simple, efficace, moins couteux, et fiable pour la suppression indésirable des vibrations de structure causé par les intempéries.

L'objectif principal de l'incorporation du TMD est de réduire les demandes de dissipation de l'énergie sur les membres de la structure. Cette réduction est accomplie par le transfert des quelques énergies vibrationnel des structures au TMD. Sa forme la plus simple, une masse, un ressort et un amortisseur, attaché à la structure principale. Toutefois, il faut noter que l'introduction de la masse du TMD sur la structure peut compromettre à la performance de cette dernière.

Bien que toute application TMD ayant été faite pour l'atténuation du mouvement des vents induit, les effectifs sismiques du TMD demeurent importants. Dans la plupart des TMDs installés dans les bâtiments de part le monde, la masse du TMD est une autre masse ajoutée (à l'instar de la tour de Taipei 101 de Taiwan) à la structure à contrôler. Mais vu son emplacement (généralement l'axe vertical de la structure et du TMD son confondu) et du faite qu'elle est couplée à la structure par une certaine liaison, sa déséquilibre ou sa séparation avec les éléments de liaison pourra facilement causer l'effondrement de la structure. Ces masses peuvent-être couteuses et occupent généralement un espace important (un étage complet).

Contrairement aux tels modèles, l'objectif de ce chapitre est de choisir une structure (qui servira d'équipements par exemple) de la tour de 23 étages plus deux sous-sols en fonction du TMD offrant plus d'efficacité.

Il faut signaler que ce travail est la continuité d'un projet de master dont le but est de démontrer la faisabilité pratique du système.

Pour l'analyse et la présentation des résultats, on a utilisé le logiciel SAP2000.



## 2.2. Présentation de l'ouvrage

Il s'agit d'une tour de R+23+2SS à usage Apart 'Hôtel de 90,1 m de haut situé sur la Baie d'Alger sise Pins Maritimes, Mohammedia ALGER, classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon le classement établi par le règlement parasismique Algérien (RPA99 modifié en 2003). Elle a été conçue et dimensionnée conformément aux règlements en vigueur.

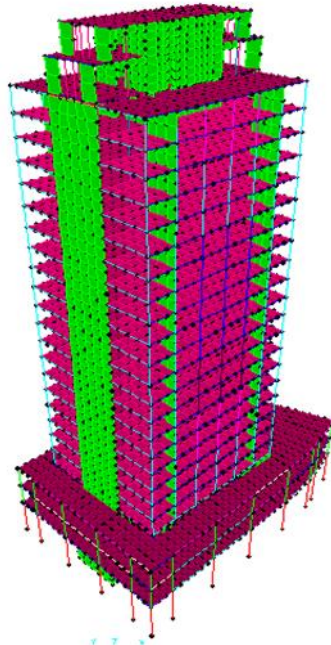


Figure 2.1 : Vue schématique de la tour de R+23+2SS.

## 2.3. Modélisation des supports et définition du chargement sismique

### 2.3.1. Introduction de l'accélérogramme

L'accélérogramme qui a été introduit dans la tour est celui de DAR EL BAIDA E-W.

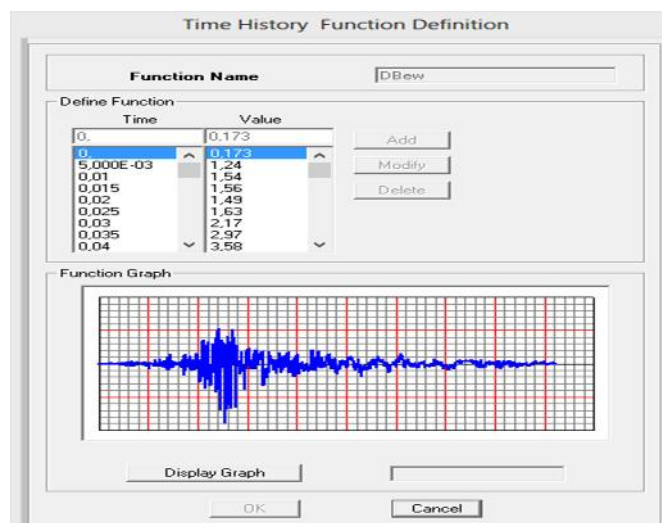


Figure 2.2 : Accélérogramme de DAR EL BAIDA

### 2.3.2. Modélisation des supports élastiques.

L'interface entre la structure et le système TMD est modélisé dans le SAP2000 par l'élément Link qui a été introduit dans le dernier étage, les deux derniers étages puis dans les trois derniers étages pour une étude comparative. Toujours pour une étude comparative, ces éléments link sont introduits comme linear link pour une analyse d'un TMD sans amortisseurs et damper link pour une analyse d'un TMD avec amortisseurs.

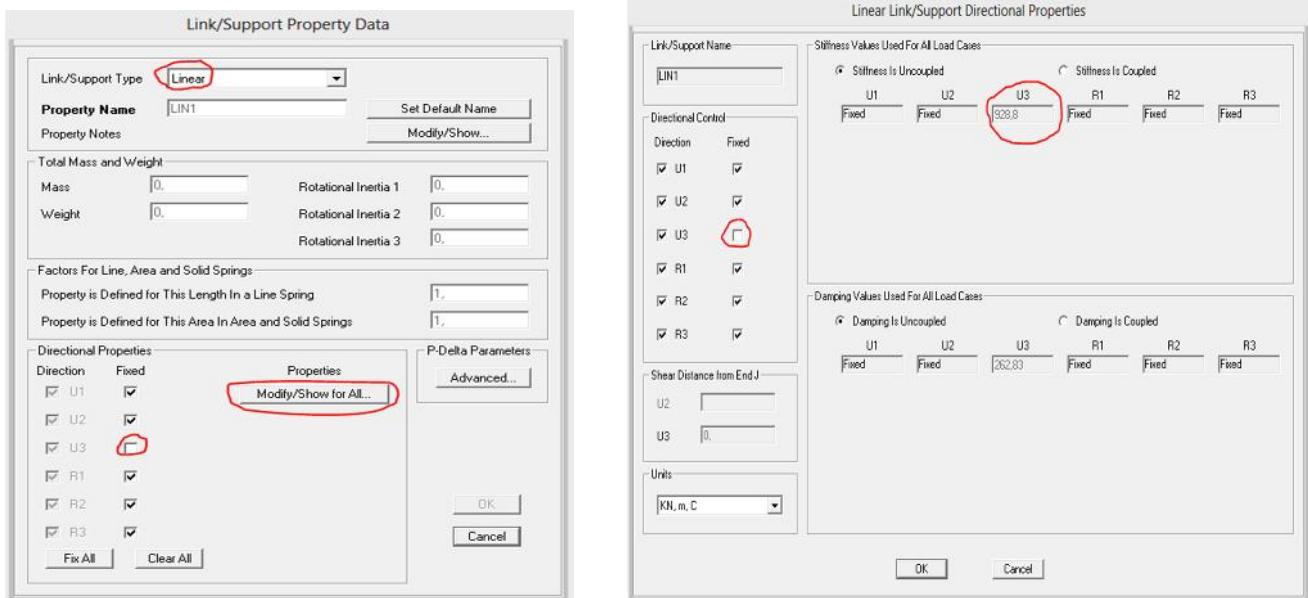


Figure 2.3 : Paramètres de l'élément link

### 2.4. Présentation des résultats

Le principe de cette analyse consiste à considérer comme masse du TMD, le dernier étage, les deux(02) derniers étages et les trois (03) derniers étages, chacun sur des supports élastiques(éléments links) et de déterminer le déplacement maximal de la tour(avec TMD) dans chaque cas de figure puis on compare les déplacements de tour avec TMD et sans TMD .Ensuite, on calcule le pourcentage de réduction dans chacun des cas parmi lesquels on choisira le cas de figure qui donne un pourcentage de réduction de déplacements important.

**Remarque :** le nombre d'élément links est pris forfaitairement et pour la raideur, on la déduit connaissant le nombre en réglant la fréquence de la tour avec TMD sur la fréquence de la tour sans TMD.

#### 2.3.2. Comparaison entre la tour avec et sans TMD (lineair Link)

On définit les paramètres suivants :

$T_1$  : la période du premier mode de la tour sans TMD.

$T_{TMD}$  : la période propre du TMD.

$K_t$  : la raideur totale nécessaire pour l'amortisseur

$K_{link}$  : la raideur d'un élément link

$M_t$  : masse de tour sans TMD

$M_{TMD}$  : masse du TMD

$\mu$  : rapport de masse.  $\mu = \frac{M_{TMD}}{M_t} \times 100$  .

### 1. Pour le dernier étage de la tour

Pour 26 éléments links

**Tableau 2.1** : Comparaison des déplacements maximums avec et sans TMD pour  $\mu=1,16\%$

$M_t$ (kN)	$M_{TMD}$ (kN)	$\frac{\text{dépl.}}{\mu \%}$	$K_t$ (kN/m)	$K_{link}$ (kN/m)	$T_t$ (s)	$T_{TMD}$ (s)
28755,6	3350,6	1,16	13520	520	1,31	1,30

Le déplacement maximal sans TMD est 128,2mm

Le déplacement maximal avec TMD est 82,47mm. Soit un pourcentage de réduction de **35,67%**

### 2. Pour les deux derniers étages de la tour

Pour 38 éléments links

**Tableau 2.2** : Comparaison des déplacements maximums avec et sans TMD pour  $\mu=3,4\%$

$M_t$ (kN)	$M_{TMD}$ (kN)	$\frac{\text{dépl.}}{\mu \%}$	$K_t$ (kN/m)	$K_{link}$ (kN/m)	$T_t$ (s)	$T_{TMD}$ (s)
282325,3	9588	3,4	34960	920	1,27	1,34

Le déplacement maximal sans TMD est 130,4mm.

Le déplacement maximal avec TMD est 52,48mm. Soit un pourcentage de réduction de **59,75%**

### 3. Pour les trois derniers étages de la tour

**Tableau 2.3 :** Comparaison des déplacements maximums avec et sans TMD pour  $\mu=7,4\%$

$M_t$ (kN)	$M_{TMD}$ (kN)	$\frac{\epsilon_{pl(a)}}{\mu (\%)}$	$K_t$ (kN/m)	$K_{link}$ (kN/m)	$T_t$ (s)	$T_{TMD}(s)$
271129,3	20142	7,4	62700	1100	1,18	1,43

Le déplacement maximal sans TMD est 127,3mm.

Le déplacement maximal avec TMD est 53,88mm. Soit un pourcentage de réduction de **57,67%**.

#### 2.3.2. Comparaison de la tour avec TMD amorti et non amorti

Les résultats de cette comparaison sont regroupés sous forme de tableau présenté ci-dessous.

**Tableau 2.4 :** Comparaison des déplacements de la tour avec TMD amorti et non amorti

	Rapport de masse $\mu$ (%)	Linear link	Damper link ; valeur d'amortissement			
			500	1000	1500	2000
Déplacement de la masse du TMD	<b>1,16</b>	300,9 mm	214 mm	243,4 mm	264,4 mm	
Déplacement de la tour		82,47 mm	93,92 mm	89,03 mm	67,01 mm	
Déplacement de la masse du TMD	<b>3,4</b>	190,6 mm			163,2 mm	169,1 mm
Déplacement de la tour		52,48 mm			58,9 mm	57,29 mm

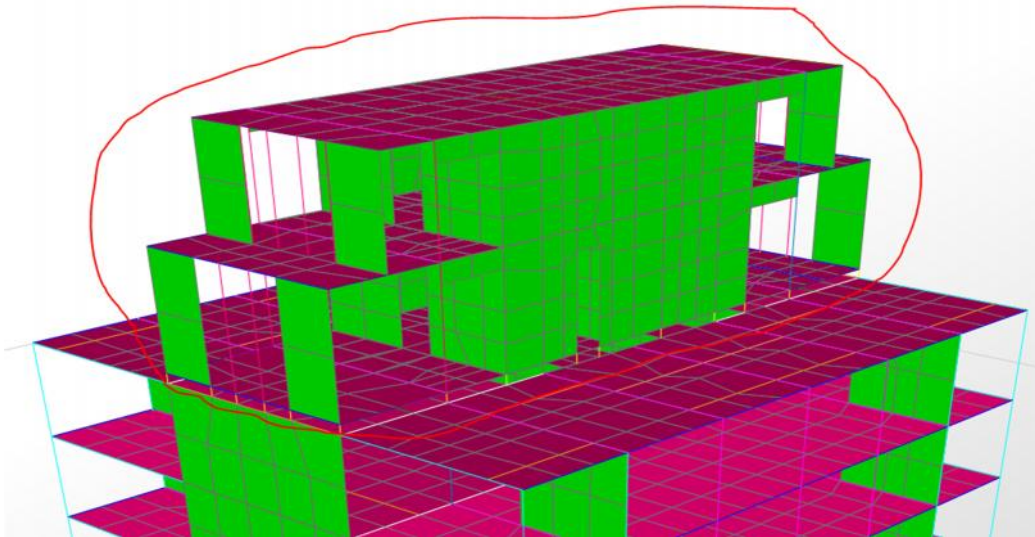
## 2.5. Résultat adopté

En considérant les résultats du **Tableau 2.1** au **Tableau 2.3** pour différent rapport de masse, et vu que l'introduction de l'amortissement n'a pas vraiment atténué le déplacement de la masse de l'amortisseur (**Tableau 2.4**), on optera, pour des raisons économiques pour un linear link avec un pourcentage de rapport de masse de 3,4% et une raideur de 920kN/m. Autrement dit, les deux derniers étages peuvent efficacement jouer le rôle d'un TMD.

## 2.6. Présentation de la structure TMD

### 2.6.1. Description de la structure TMD

Il a été prouvé précédemment la faisabilité d'utiliser deux étages supérieurs comme masse asynchrone pour une tour de R+23+2SS. Notre choix sera basé sur les résultats obtenus et interprétations faites précédemment.



**Figure 2.4 :** Vue globale du système TMD

### 2.6.2. Structure TMD sur supports élastiques

Un TMD est constitué d'une masse, d'un ressort et d'un amortisseur dans sa forme générale. La masse est représentée par les derniers deux étages quant aux autres éléments, ils sont représentés par les éléments link qui, en cas pratique seront remplacés par les appareils d'appuis en élastomères. Ces derniers seront détaillés dans le prochain chapitre.

### 2.6.3. Détermination de la raideur des supports

La raideur des supports est choisie telle que la période fondamentale de la tour coïncide avec la période naturelle du TMD.

$$T_t = 1,27s$$

$$\left. \begin{array}{l} M_t = 269568,6 \text{ kN} \\ M_{TMD} = 11763,42 \text{ kN} \end{array} \right\} \mu = \frac{M_{TMD}}{M_t} \times 100 \Rightarrow \mu = 4,37\%$$

On dispose 31 éléments Link sous le TMD de manière optimal.

On cherche la rigidité nécessaire pour accorder la fréquence naturelle du TMD à celle de la tour.

On pose :  $T_t \sim T_{TMD} \implies T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{TMD}}{K_t}}$  Alors  $K_t = \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2 \times M_{TMD}$

AN :  $K_t = \left(\frac{2\pi}{1,27}\right)^2 \times 11763,42 \cdot 10^2$  d'où  $K_t = 28792,932 \text{ kN/m}$  (pour 31 éléments)

Pour chaque élément Link,  $K_{link} = \frac{K_t}{31} = \frac{28792,932}{31} = 928,804 \text{ kN/m}$ .

Finalement, pour 31 éléments link on a :  $K_{link} = 928,804 \text{ kN/m}$  ( $K_t = 28792,932 \text{ kN/m}$ ).

$T_t$  : période du premier mode pour la tour sans TMD.

$T_{TMD}$  : période du premier mode pour la tour avec TMD

$K_t$  = raideur totale nécessaire pour l'amortisseur.

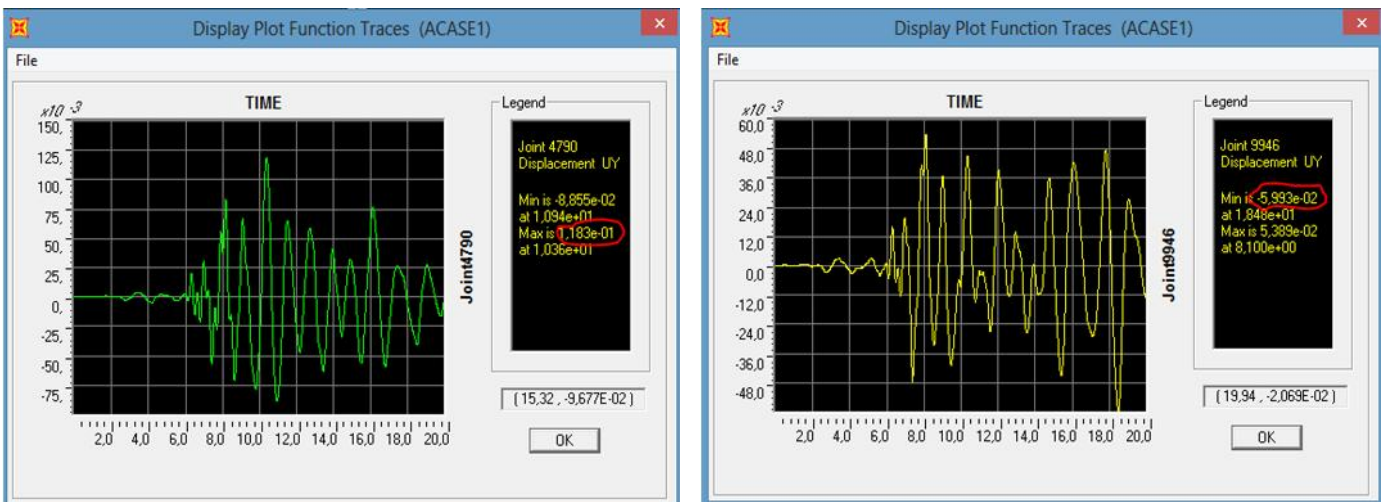
$K_{link}$  : raideur pour chaque élément Link.

$M_t$  : masse de la tour sans TMD.

$M_{TMD}$  : masse de la tour avec TMD.

$\mu$  : rapport de masse.

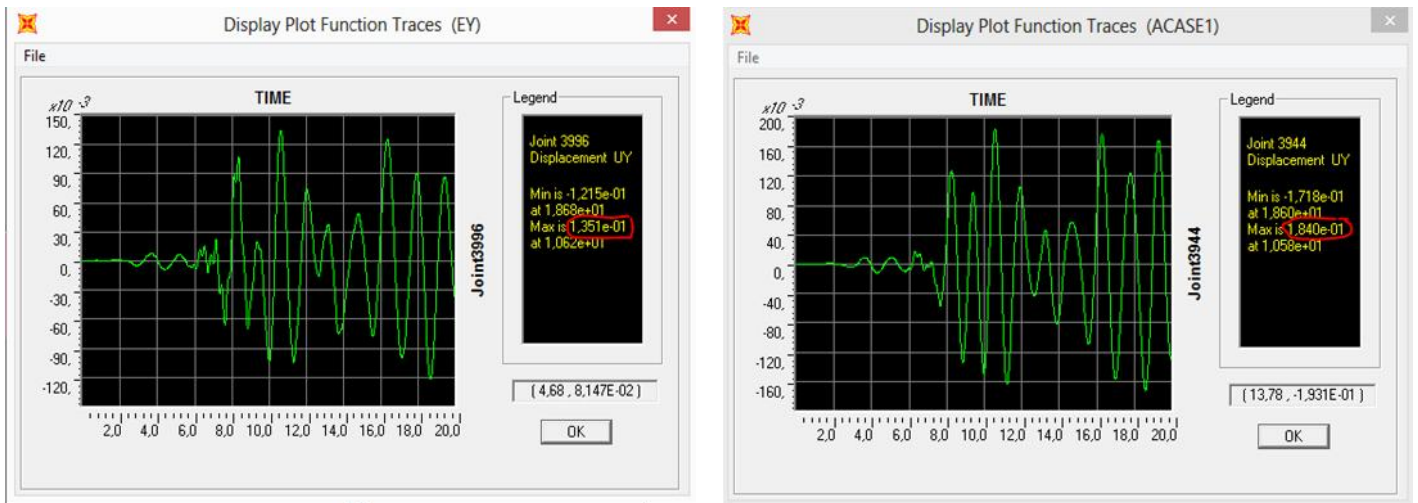
**2.6.4. Présentation des résultats**



Le déplacement maximal sans TMD : 118,3mm. Le déplacement maximal avec TMD : 59,93mm

**Figure 2.5 :** Comparaison du déplacement maximal de la tour avec et sans TMD.





Le déplacement maximal sans TMD:135,1mm. Le déplacement maximal avec TMD 184mm

**Figure 2.6 :** Comparaison du déplacement maximal de la masse du TMD.

En considérant les déplacements maximaux avec et sans TMD pour des points situés dans la tour, on observe une réduction de pourcentage de 57,37% pour un rapport de masse de 4,37%. Alors qu'on observe une forte augmentation des déplacements sur des points situés dans le TMD. Finalement, les deux étages supérieurs peuvent jouer efficacement le rôle d'une masse asynchrone, d'où le choix de la structure.

## 2.7. Choix du système TMD

### 2.7.1. Définition du système optimal

On peut définir le système TMD optimal comme étant un système TMD qui remplit deux fonctions radicalement différentes. Il doit :

1. Réduire au maximum des vibrations dans la structure principale
2. Résister aux actions extérieures qui lui sont appliquées.

Pour palier au problème du à l'amplification de la réponse dans le TMD, nous nous proposons d'associer à chaque élément link, un dispositif d'amortissement afin de dissiper de l'énergie dans le TMD.

Soit le système MRA (Masse Ressort Amortissement) ci-dessous :

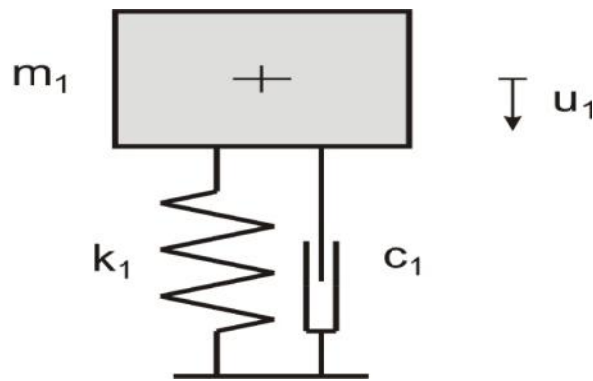


Figure 2.7 : TMD en tant que Systeme à 1 ddl.

L'amortissement nécessaire  $C_1$  de ce système vaut :  $C_1 = \zeta \cdot C_{cr1}$ , où  $C_{cr1} = 2\sqrt{m_1 \cdot k_1}$

Dans notre cas, l'amortissement critique vaut :  $C_{cr} = 2\sqrt{M_{TMD} \cdot K_t}$

$C_{cr}$ : amortissement critique total du système TMD.

$\zeta$ : le taux d'amortissement.

Dans notre cas, on prend un taux d'amortissement  $\zeta = 70\%$   $\longrightarrow C = 70\% C_{cr}$

Cet amortissement est choisi en augmentant d'une manière forfaitaire jusqu'à l'obtention des résultats désirés.

**2.7.2. Etude comparative entre le TMD avec présence des voiles et le TMD en absence des voiles.**

Pour une étude comparative, nous présenterons deux (02) cas du système TMD.

**2.7.2 .1. Système TMD avec présence des voiles.**

Le système TMD avec présence des voiles est tel qu'on le voit sur la figure 2.5.

$$\left. \begin{matrix} M_{TMD} = 11763,42 \text{ kN} \\ M_t = 269568,6 \text{ kN} \end{matrix} \right\} \mu = \frac{M_{TMD}}{M_t} \times 100 \quad \mu = 4,37\%$$

L'amortissement critique total:  $C_{cr} =$

$$2\sqrt{(11763,42 \cdot 10^2) \cdot (28792,932 \cdot 10^3)} = 11639,645 \text{ kN.s/m}$$

L'amortissement nécessaire du système :  $C = 0,7 \cdot 11639,645 = 8147,751 \text{ kN.s/m}$  ( pour 31 éléments).



L'amortissement nécessaire d'un element est :  $C_i = \frac{8147,751}{31} = 262,83 \text{ kN.s/m}$ .

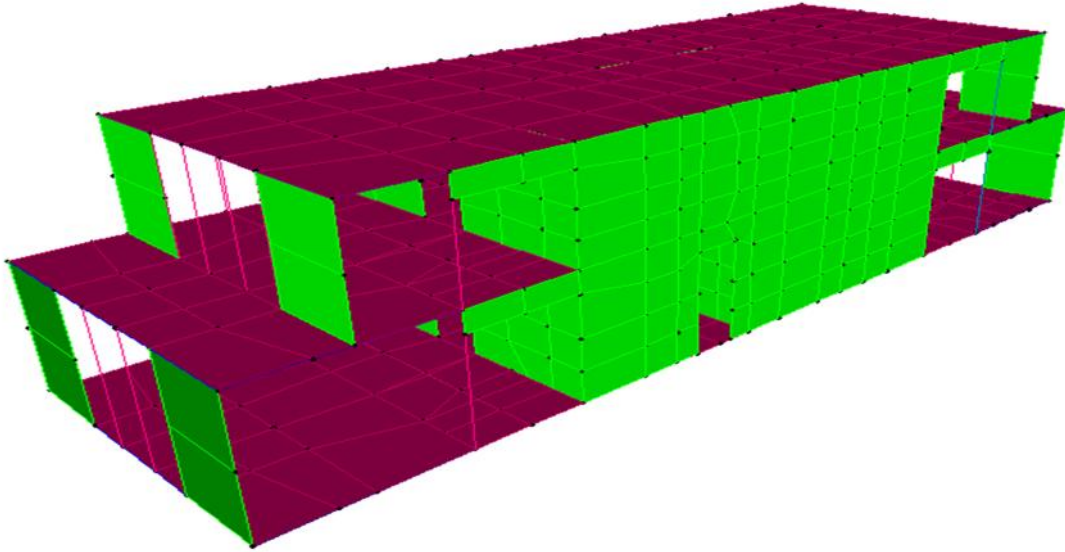


Figure 2.8 : Schéma du TMD avec présence des voiles.

2.7.2.2. Système TMD en absence des voiles.

Il s'agit ici du meme système TMD que precedemment mais que l'on a supprimé ses voiles sans changement de la rigidité des poteaux. La masse et rigidité d'un tel système sont plus petite que le systeme TMD de la figure 2.8.

$$\left. \begin{array}{l} M_{TMD} = 6539,629 \text{ kN} \\ M_t = 269568,6 \text{ kN} \end{array} \right\} \mu = \frac{M_{TMD}}{M_t} \times 100 \Rightarrow \mu = 2,42\%$$

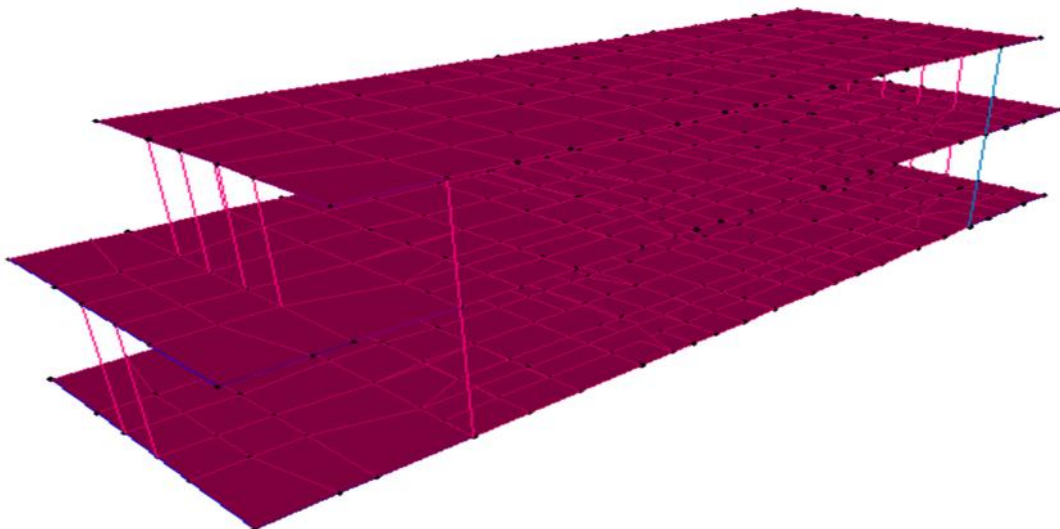


Figure 2.9 : Schema du systeme TMD en absence des voiles.

En l'absence des voiles, les elements link sont disposés uniquement sous les huit (08) poteaux restants.

On calcule la rigidité nécessaire de chaque élément pour obtenir des frequences accordées.

En posant que :  $T_t \sim T_{TMD} \implies T_t = 2 \sqrt{\frac{M_{TMD}}{K_t}}$  Alors  $K_t = \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2 \times M_{TMD}$

AN :  $K_t = \left(\frac{2\pi}{1,27}\right)^2 \times 6539,629 \cdot 10^2$  d'où  $K_t = 16006,832 \text{ kN/m}$  (pour 8 éléments).

Pour un élément :  $K_i = 2000,854 \text{ kN.s/m}$ .

L'amortissement critique total:

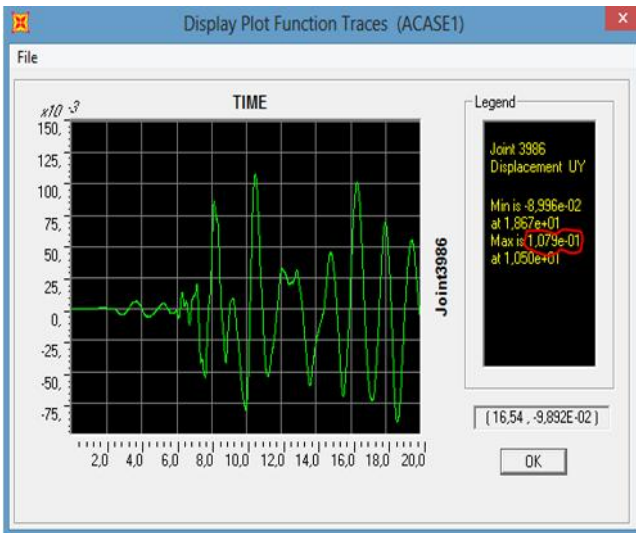
$C_{cr} = 2\sqrt{(6539,629 \cdot 10^2) \cdot (16006,832 \cdot 10^3)} = 6470,818 \text{ kN.s/m}$

L'amortissement nécessaire du système :  $C = 0,7 \cdot 6470,818 = 4529,573 \text{ kN.s/m}$  ( pour 8 elements)

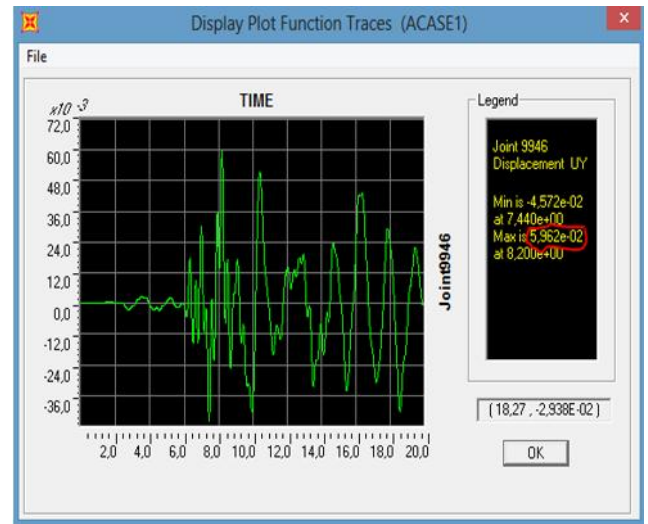
L'amortissement nécessaire d'un element est :  $C_i = 566,186 \text{ kN.s/m}$ .

2.7.2.3. Presentation des résultats

1<sup>er</sup> cas : Système TMD en absence des voiles.



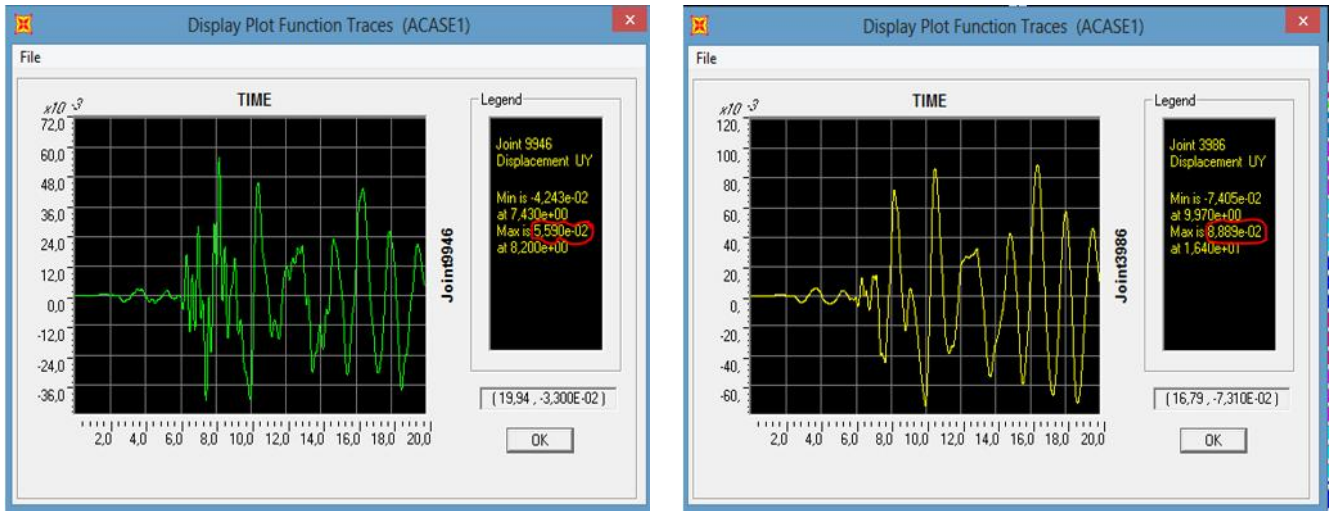
Le déplacement maximal de la masse TMD est de 107,9 mm



Le déplacement maximal de la tour avec TMD est de 59,62 mm

Figure 2.10 : Déplacements maximums de la tour et de la masse du TMD (absence des voiles)

2eme cas : Système TMD avec présence des voiles.



Le déplacement maximal de la masse du TMD.  
est de 55,9 mm.

Le déplacement maximal de la tour avec  
TMD est 88,89 mm

Figure 2.11 : Déplacements maximums de la tour et de la masse du TMD (présence des voiles)

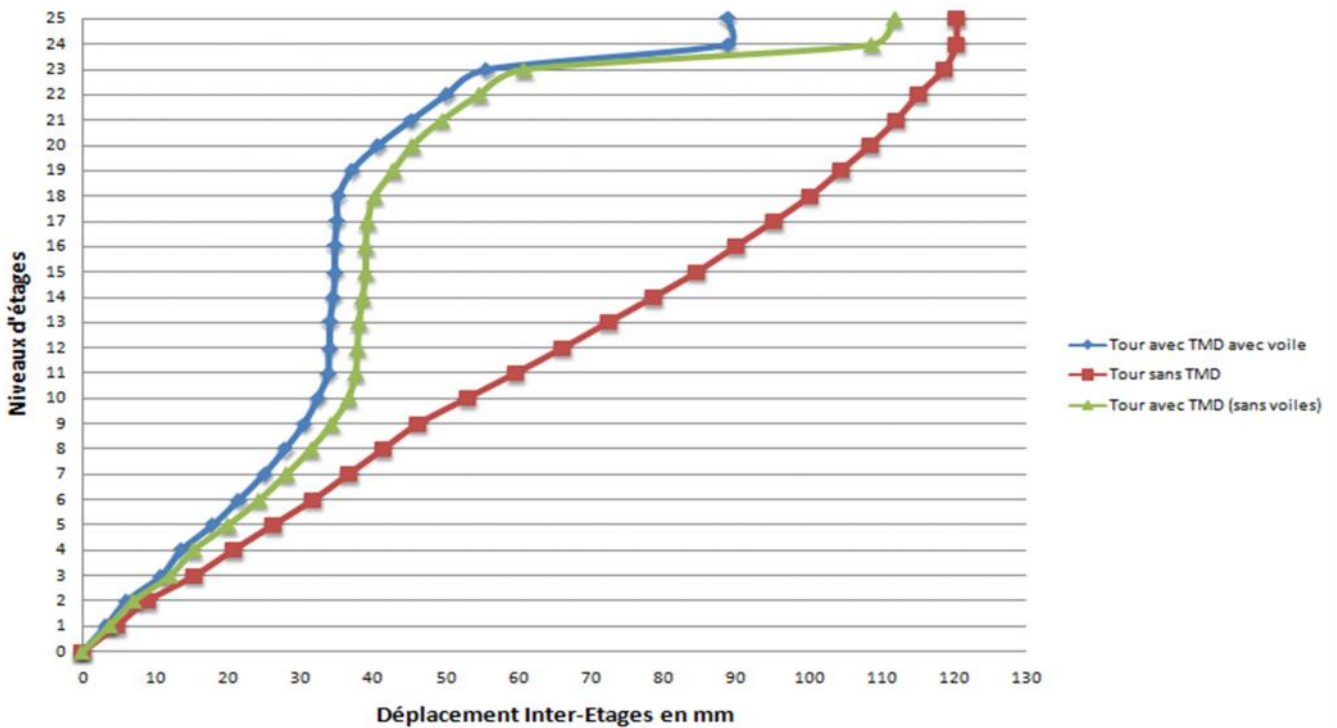


Figure 2.12 : Comparaison du déplacement maximal de la tour sans TMD, avec TMD en absence des voiles et avec TMD en présence des voiles.

**Tableau 2.5 :** Comparaison des résultats d'une tour avec TMD en absence et en présence des voiles.

	<b>TMD en présence des voiles</b>	<b>TMD en absence des voiles</b>
Déplacement maximal de la tour avec TMD	55,9 mm	59,62 mm
Déplacement maximal de la tour sans TMD est de 118,3 mm		
Pourcentage de réduction	<b>52,74 %</b>	49,60 %
Déplacement maximal de la de la masse du TMD (mm)	<b>88,89 mm</b>	107,9 mm

## 2.8. Interprétation des résultats

**La figure 2.5.** Montre la différence du déplacement maximale de la tour sans TMD pour un point situé dans la tour (118,3mm) et d'un point situé dans le TMD (135,1mm).

**La figure 2.6.** Montre la différence du déplacement maximale de la tour sans TMD pour un point situé dans la tour (184mm) et d'un point situé dans le TMD (59,94mm).

**La figure 2.10.** Montre la différence du déplacement maximale de la tour avec TMD sans voiles (59,62mm) et de la masse du TMD (107,9mm). On note une réponse importante dans le TMD due à sa flexibilité (absence des voiles).

**La figure 2.11.** Montre la différence du déplacement maximale de la tour avec TMD ayant des voiles (55,90mm) et de la masse du TMD (88,89mm).

**La figure 2.12.** Montre la différence du déplacement maximale de la tour sans TMD(118,3) et avec TMD ayant des voiles (55,9mm) et TMD n'ayant pas de voiles (59,62mm) pour un point situé dans la tour et le déplacement maximale de la tour sans TMD (118,3mm) et avec TMD ayant des voiles (88,89mm) et TMD n'ayant pas de voiles (107,9mm).

## 2.9. Choix final du système TMD

En se basant sur les résultats obtenus précédemment pour différentes valeurs du rapport de masse, on constate une réduction de 52,75% du déplacement maximal dans la tour pour un rapport de masse de 4,37% (cas du TMD en présence des voiles) alors qu'elle atteint 49,60% pour un rapport de masse de 2,47% (cas du TMD en l'absence des voiles). On voit bien que ces deux pourcentages de réduction sont relativement proches, et pour des raisons économiques on peut choisir le deuxième cas pour  $\mu=2,47\%$  (cas du TMD en l'absence des voiles) mais comme le principe est de choisir un système TMD optimal comme définit au paragraphe 2.7.1, il serait loisible d'opter pour le premier cas ayant un rapport de masse  $\mu=4,37\%$  et une réduction de 52,75% afin d'assurer une performance dynamique adéquate de la structure principale (tour). En plus, on constate que le déplacement dans le TMD avec voiles est inférieur de 17,6% par rapport au déplacement maximal atteint dans le TMD sans voiles.

Ainsi pour des raisons de résistance et de performance de la tour, on opte pour le système TMD en présence des voiles ayant des paramètres suivants : rapport de masse  $\mu=4,37\%$ , une raideur totale de 28792,932kN/m et un amortissement total de 8147,751kN.s/m.

## **2.10. Conclusion**

Selon les résultats numériques obtenus, on peut globalement dire que le système TMD est efficace pour la réduction des déplacements dans les structures confrontées aux excitations vibratoires d'origine sismique.

La présence des voiles dans le système TMD, confère à ce dernier plus de rigidité et de masse et favorise la réduction de la réponse dynamique donc le système devient plus efficace que le système TMD sans voiles. En d'autres termes, plus le rapport de masse est élevé plus le pourcentage de réduction est important. Mais il est à noter que le TMD ne devient pas très efficace en cas de dépassement d'un certain pourcentage du rapport de masse. On observe dans notre cas d'étude, une réduction de 52,75% pour un rapport de masse de 4,37%.

## CHAPITRE 3

# **Conception et calcul du système asynchrone sur supports élastiques**

### 3.1 Introduction

Plusieurs procédés de conception ont été élaborés avec l'incorporation des systèmes de protection sismique dans la structure ; ces systèmes peuvent prendre la forme de dispositifs de dissipation d'énergie ou des systèmes d'isolation sismique. Dans la phase de conception des ouvrages, lorsque le chargement sismique est prépondérant, il est avantageux de chercher à réduire les sollicitations (quand cela est techniquement possible et autorisé) avant même de dimensionner les éléments de structure. Pour cela on peut recourir par exemple aux appareils d'appuis parasismiques de type élastomères associés à des amortisseurs. La première étape de pré-dimensionnement d'un ouvrage consiste alors à estimer le meilleur compromis entre le type d'appareils (élastomères et amortisseurs, dans le cas qui nous intéresse) et leur nombre, afin d'atteindre la meilleure solution technique et financière. Les appareils d'isolation étant destinés à dissiper l'essentiel de l'énergie sismique captée par une structure, il est important de tenir compte de manière la plus fiable de leur comportement non linéaire afin que l'évaluation des sollicitations soit au plus juste. La littérature fournit un grand nombre de méthodes approchées pour permettre aux ingénieurs de réaliser leurs études. Ces méthodes approchées ont été développées et mises au point, car historiquement il était difficile aux bureaux d'études de réaliser des simulations dynamiques transitoires non linéaires. Grâce aux progrès des ordinateurs, et la prolifération des logiciels de calculs adaptés aux analyses non linéaires, maintenant il est envisageable de réaliser ce type d'études, même au stade de pré dimensionnement, dans des conditions tout à fait acceptables de coût et de délai.

L'objet de ce chapitre est de montrer à travers une application, la démarche détaillée de pré-dimensionnement et de vérification des appareils d'appui pour les deux étages supérieurs pouvant jouer le rôle de la masse asynchrone, en s'appuyant sur des simulations numériques. Non seulement elle est simple dans sa compréhension et sa mise en œuvre, de plus elle présente des avantages considérables comme par exemple, comparés aux méthodes analytiques et graphiques, elle produit des résultats (efforts et déplacements) de bien meilleure qualité dans le cas de bâtiments non réguliers, afin d'améliorer leur régularité. Aussi en fin de simulation on accède directement à tous les résultats de type efforts et déplacements en tout point de la structure. Pour des études à plusieurs dimensions (2D et 3D) avec l'emploi de séismes selon les différentes directions de l'espace on obtient directement les sollicitations extrêmes et déplacements, sans recours aux traitements de type recombinaison modal (SRSS, CQC, ABS..).

Il existe plusieurs types d'appareils d'appuis, mais ceux qui feront l'objet de cette étude sont les appareils d'appuis en élastomères parmi lesquels nous opterons ceux en élastomères frettés.

### 3.2 Différent types d'appareils d'appuis en élastomères.

Le terme "Appareil d'appui" est attribué à un dispositif ayant pour rôle d'assurer la liaison entre la structure et son support et de transmettre aux appuis les efforts et les rotations supportés par l'ouvrage. Le schéma théorique du fonctionnement de la structure est étroitement lié aux degrés de liberté des appareils d'appui.

Les appareils d'appui en élastomère doivent être conçus et fabriqués pour supporter des mouvements de translation dans toutes les directions de leur plan d'appui et des mouvements de rotation autour d'un axe quelconque par déformation élastique. Ils doivent transmettre correctement, d'un composant structural à un autre, les sollicitations et supporter les mouvements provenant de la conception des structures.[38]

Le bon fonctionnement mécanique, le maintien en état de service et la durabilité des ouvrages dépendent du soin particulier à apporter dans la qualité de la fabrication, le choix, le



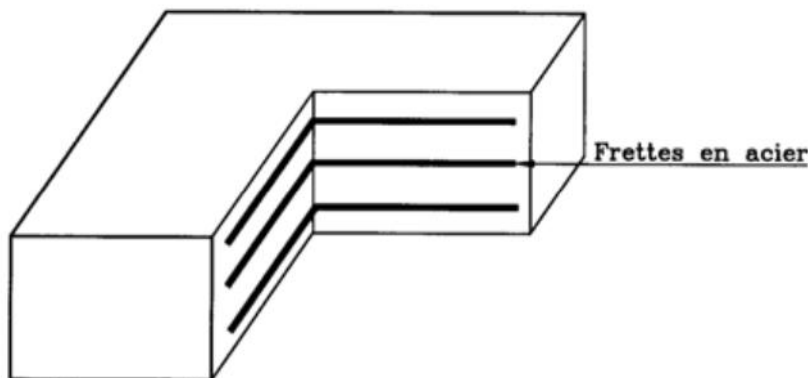
dimensionnement, et la mise en œuvre des appareils d'appui. Il est donc essentiel de disposer d'appareils d'appui de fonctionnement efficace, pérennes, ceci d'autant que les conséquences financières de leurs éventuelles défaillances sont sans commune mesure avec leur coût. Cependant, plusieurs types d'appareils d'appui en élastomères sont disponibles.

- **Types A:** Appareils d'appui frettés entièrement enrobés d'élastomère et comprenant une seule frette en acier.
- **Types B:** Appareils d'appui frettés entièrement enrobés d'élastomère et comprenant au moins deux frettes en acier.
- **Types C:** Appareils d'appui frettés avec des frettes extérieures en acier (rainurées ou permettant la fixation). Les appareils avec frette extérieure rainurée sont fabriqués sur demande.
- **Types D:** Type B avec une feuille de PTFE collée à l'élastomère.
- **Types E:** Type C avec une frette extérieure vulcanisée à l'élastomère et une feuille de PTFE adhésivée à l'acier.
- **Types F:** Appareils d'appui non frettés et appareils d'appui en bande.

**N.B :** Les caractéristiques des types ci-dessus peuvent être combinées.[39]

### 3.3 Appuis élastomères frettés

L'appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère renforcé par des frettes métalliques en acier, adhésivées à l'élastomère au moment de la vulcanisation (modification chimique créant de longues chaînes de polymères sous l'effet conjugué de la température et de la pression). L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte"[45]



**Figure 3.1 :** constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté

Le matériau de base est obtenu en faisant subir une série de transformations au matériau brut malaxé avec différentes charges, inertes ou renforçantes. Après traitement, le produit se présente sous forme de feuilles de quelques millimètres d'épaisseur. Celles-ci sont empilées avec des frettes métalliques, préalablement sablées et traitées, dans des moules dont les dimensions correspondent à celles du produit que l'on veut obtenir. L'ensemble est alors comprimé et vulcanisé (par chauffage). En fonction des degrés de liberté qu'il autorise, un

appareil d'appui en élastomère fretté est, pour le bloc élémentaire, un **appareil d'appui mobile** : outre les rotations sur appui, les déplacements sont permis dans deux directions. On peut soit augmenter les possibilités de déplacement par l'ajout d'un plan de glissement, soit empêcher les distorsions par des platines métalliques constituant ainsi un appareil d'appui "fixe".[45]

3.3.1 Constitution

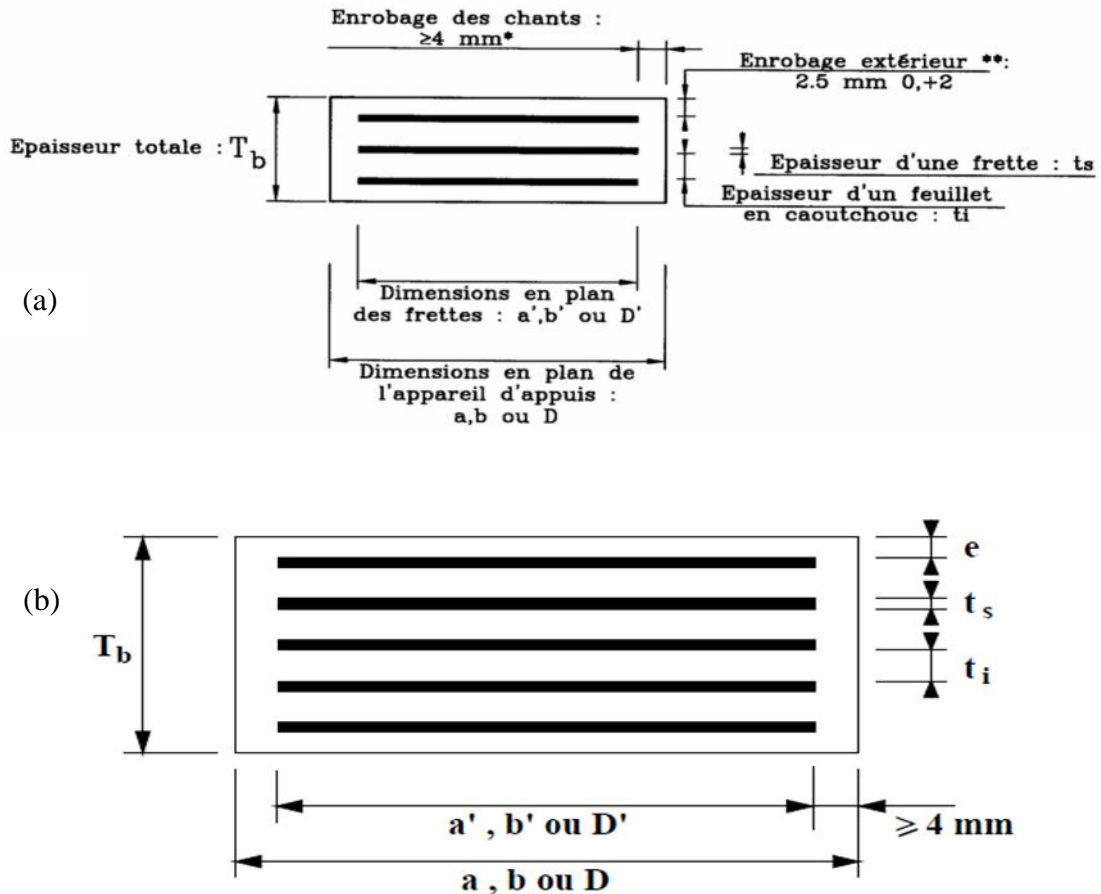


Figure 3.2 : constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3

En fonction du nombre  $n$  de feuillets intermédiaires, on définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

Épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui :  $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$

Épaisseur nominale totale d'élastomère :  $T_e = n t_i + 2 e$

Épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur.  $T_q = n t_i + 2 e$  si  $e > 2,5$  mm

$T_q = n t_i$  si  $e \leq 2,5$  mm

En effet, si l'épaisseur nominale de l'enrobage est supérieure à 2,5 mm, elle doit être prise en compte dans le calcul, en deçà elle est négligée (EN § 5.3.3).

Finalement on dénomme un appareil d'appui comme suit :  $a \times b ; n (t_i + t_s) ; 2 e$

### 3.3.2 Le matériau élastomère

Le caoutchouc entrant dans la composition des appareils d'appui peut être soit naturel et d'origine végétale, le latex, et c'est alors un polymère de l'isoprène (poly isoprène ou NR pour "Natural Rubber" dans la norme), soit synthétique et, dans ce cas, le composé est le plus souvent un polymère du chloroprène (polychloroprène ou CR pour "Chloroprène Rubber" dans la norme).[39]

L'épaisseur minimale d'un feuillet ne pourra, en aucun cas et conformément à NF EN 1337-3 (§ 5.3.2), être inférieure à 5 mm, ni supérieure à 25 mm.

### 3.3.3 Les frettes en acier

Elles sont systématiquement en acier S 2357 ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalent (*cf.* complément au § 3.2.3).

L'épaisseur des frettes ne pourra, en aucun cas, être inférieure à 2 mm (NF EN 1337-3, § 4.4.3.1).

## III.4 Comportement et dimensionnement de l'élastomère fretté

Tous ce qui suit est conforme au règlement **NF EN 1337-3** avec spécifications particulières d'autres règlements qui seront précisé en de besoin.

### 3.4.1 Comportement des appuis élastomères

Etant mis en service, l'appareil d'appui en élastomères est sollicité par la plupart des cas, aux efforts horizontaux et verticaux entraînant ainsi trois (03) comportements distincts qu'on va essayer de détailler dans les lignes qui suivent.

#### 3.4.1.1 Comportement sous effort normal

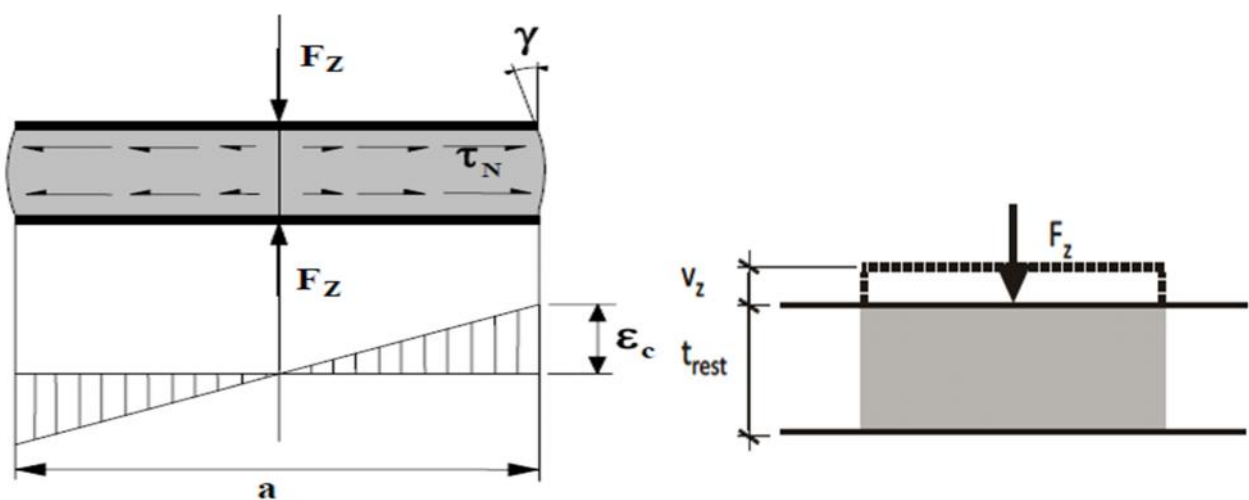


Figure 3.3 : distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal.[39]

Sous un effort normal centré  $F_z$ , on constate une répartition linéaire de la distorsion  $\epsilon_c$  liée au cisaillement  $\tau_N$  dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximum au milieu du grand côté  $b$  de l'appareil d'appui. Elle est donnée par la formule (EN § 5.3.3.2) :

$$\epsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1.5 F_z}{G A_r S}$$

Dans cette formule :  $G$  désigne le module conventionnel de l'élastomère (§ 3.2.2) avec  $G = 0,9$  MPa pour des chargements statique et  $1,2$ MPa pour des chargements dynamiques et  $A_r$  est la surface en plan effective. Elle est donnée par :

$$A_r = A' \left( 1 - \frac{V_x}{a'} - \frac{V_y}{b'} \right) \text{ avec } A' = a' \times b' \text{ (si les frettes ne comporte pas de trous)}$$

En première approche, on pourra souvent négliger l'effet de  $v_y$  et utiliser la valeur maximum de  $v_x$ .

$S$  est le coefficient de forme de la couche  $i$  considérée :

Pour un appareil d'appui rectangulaire, on a :  $S = \frac{a' \times b'}{2t_e(a'+b')}$  où :

$$t_e = t_i \quad \text{Pour les feuillets de couches internes}$$

$$t_e = 1.4 t_i \quad \text{Pour les feuillets de couches externes}$$

La norme donne également le moyen d'estimer la déformation totale  $V_z$  due à un effort vertical  $F_z$  (EN § 5.3.3.7) :

$$V_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left( \frac{1}{5 G S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

Avec  $E_b = 2000$  MPa

$S_1$  : coefficient de forme du feuillet le plus épais

$A' = a' \times b'$  : surface des frettes

### 3.4.1.2 - Comportement sous effort horizontal

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion  $\epsilon_q$  liée au cisaillement  $\tau_H$  dans l'élastomère.

Sous un déplacement  $v_x$  ou sous un effort horizontal  $F_x$ , la distorsion est donnée par la formule (EN § 5.3.3.3) :

$$\epsilon_q = \frac{v_x}{T_q} = \frac{F_x}{G a b}$$

Dans ces formules, le module  $G$  sera pris égal à  $0,9$  MPa pour les chargements statiques et à  $1,2$  MPa sous les actions dynamiques (cf. 3.2.2). Dans cette étude, on doit prendre  $G=1.2$  MPa [39]

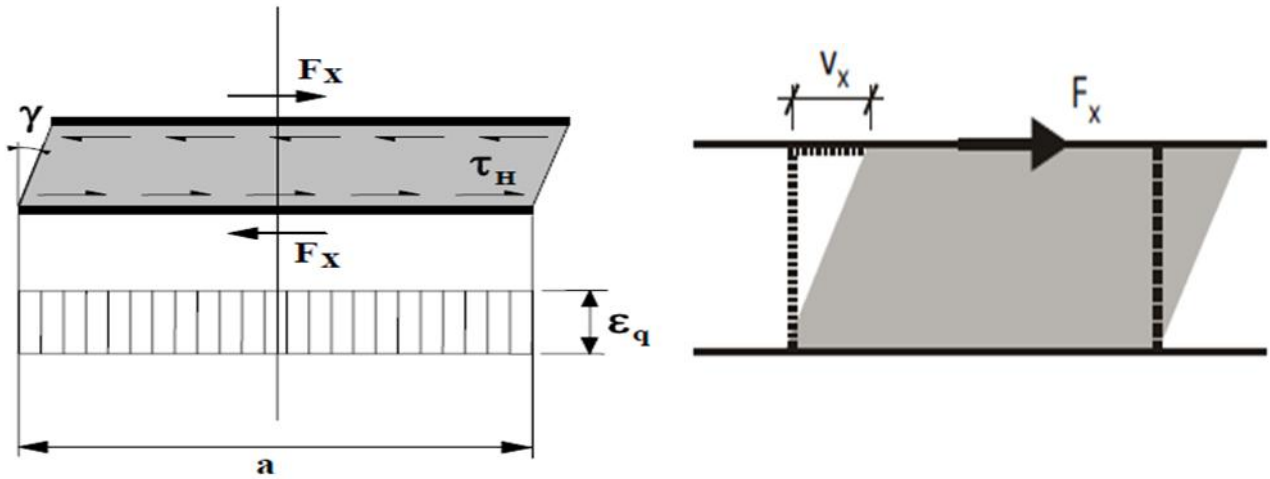


Figure 3.4 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.[39]

### 3.4.1.3 Comportement sous une rotation d'axe horizontal

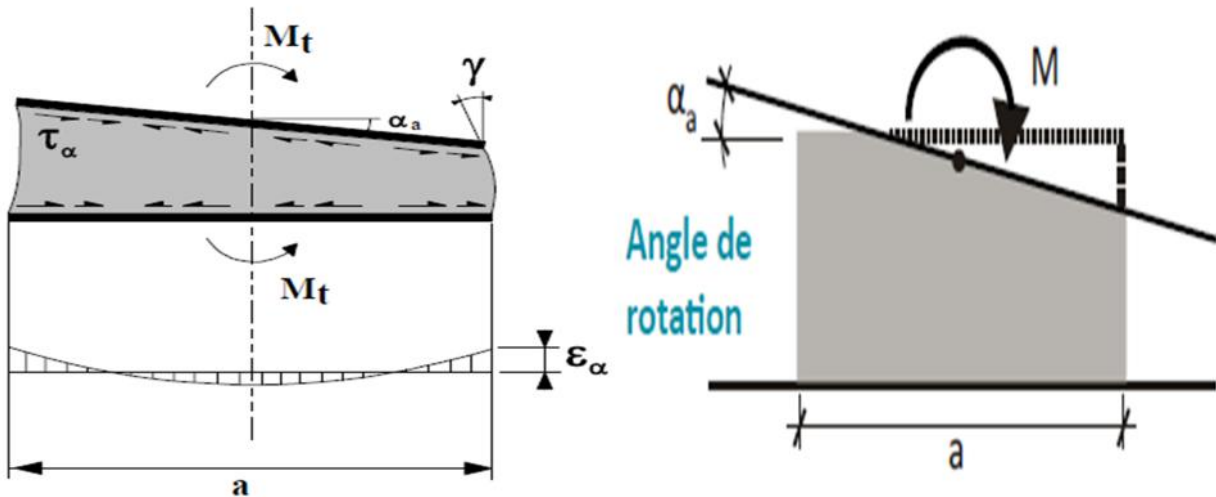


Figure 3.5 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal [39].

La valeur de la distorsion  $\epsilon_\alpha$ , sous l'effet de rotations  $\alpha_a$  et  $\alpha_b$  d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par (EN § 5.3.3.4)

$$\epsilon_\alpha = \frac{(a'^2 \cdot \alpha_a + b'^2 \cdot \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

Le moment de rappel  $M_t$  s'obtient en fonction de la rotation  $\alpha_a$  par (EN § 5.3.3.7) :

$$M_t = K_{amax} \frac{G \cdot a \cdot a'^5 \cdot b'}{n \cdot t_i^3 \cdot K_s}$$

Dans cette formule,  $\alpha_a$  est la rotation d'axe parallèle au côté b de l'appareil d'appui et n représente le nombre de feuillettes internes.

Le coefficient  $K_a$  max est donné dans Tableau suivant :

**Tableau 3.1 :** tableau donnant les valeurs du coefficient d'adaptation  $K_a$  max en fonction de la contrainte moyenne  $\sigma_m = F_{z,d}/A_r$ . [39]

$\sigma_m$ (MPa)	0 - 10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30
$K_{a\max}$	2,00	2,05	2,17	2,29	2,38	2,44	2,50	2,55	2,58
$\sigma_m$ (MPa)	32,5	35	37,5	40	42,5	45	47,5	50	
$K_{a\max}$	2,62	2,64	2,67	2,69	2,71	2,72	2,74	2,75	

**Tableau 3.2 :** valeurs de  $K_s$  pour un appareil d'appui rectangulaire. [39]

$K_s$  est donné dans le tableau suivant (cf. NF EN 1337-3, tableau 4) :

b/a	0,5	0,75	1	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,5	10	$\infty$
$K_s$	137	100,0	86,2	80,4	79,3	78,4	76,7	75,3	74,1	73,1	72,2	71,5	70,8	68,3	61,9	60

On peut également utiliser la formule approchée :

$$K_s = 26,2e^{-1,2785\ln\left(\frac{b}{a}\right)} + 60 .$$

### 3.4.2 Dimensionnement des appuis en élastomères frettés

Le tableau ci-dessous regroupe le résultat des sollicitations les plus défavorables. On voit bien qu'il s'agit des combinaisons sismiques par conséquent des combinaisons dynamiques.

**Tableau 3.3 :** Efforts et déformations calculés sous SAP2000.

	N°	$F_{z,d}$ (kN)	$F_{x,d}$ (kN)	$v_x$ (mm)	$v_y$ (mm)	a (rad)	b(rad)
Ey+G+Q (élément 6)	1	$F_z^{\max}$ 668,443	$F_x^{\text{Corr}}$ 130,608	61,92	----	0,000015	0,001551
Ey+G+Q (élément 4)	2	$F_z^{\text{corr}}$ 309,881	$F_x^{\max}$ 176,44	62,236	-----	0,000017	0,001206

$F_{z,d}$  : effort normal ;  $F_{x,d}$  : effort tranchant ;  $v_x$  et  $v_y$  respectivement les déplacements suivant x(direction a) et y(direction b)

En outre, le déplacement de calcul sous séisme doit être affecté d'un coefficient de fiabilité  $IS=1,50$  (valeur recommandée, à fixer dans l'Annexe Nationale de NF EN 1998-2).

N.B : Les calculs qui suivent correspondent à la démarche conseillée pour dimensionner un appareil d'appui.

### 3.4.2.1 Dimensions en plan

Par définition  $A' > \frac{Fz,d}{\sigma_{cm}}$  où  $\sigma_{cm}$  est la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui [39].

Dans notre cas, on la prend égale à 20 MPa.

$$A' > \frac{668,443.10^3}{20} = 334,22 \text{ cm}^2$$

### 3.4.2.2 Hauteur nette d'élastomère « $T_q$ »

$$\text{D'après (3.4.1.2), } \varepsilon_q = \frac{V_{x,d}}{T_q} = \frac{F_X}{G_{ab}} \quad (\varepsilon_q \leq 2)$$

$$T_q = \frac{V_{x,d} \cdot G_{ab}}{F_X} = \frac{(1,5.61,92) \cdot (1,2) \cdot (33422)}{130.10^3} = 28,65 \text{ mm}$$

Pour satisfaire la condition  $\varepsilon_q \leq 2$  avec  $V_{x,d} = 92,88 \text{ mm}$  ( $V_{x,d} = \gamma IS \cdot V_x$ ), on prend  $T_q = 70 \text{ mm}$ ,

On peut choisir un appareil d'appui de section 200\*250 ( $A = 500 \text{ cm}^2$ )

### 3.4.2.3. Nombre de feuillets « n »

Partant de la formule donnant la hauteur nette de l'élastomère :  $T_q = n t_i + (n+1) t_s + 2e$

$$\text{On obtient } n = \frac{T_q - t_s - 2e}{t_i + t_s}; \quad \text{AN: } n = \frac{70 - 4 - 8}{8 + 4} = 4 \text{ feuillets}$$

Avec :  $t_s = 4 \text{ mm}$  ;  $t_i = 8 \text{ mm}$  et  $e = 4 \text{ mm}$  ( $e = t_i/2$  pour les appuis de type B) .[40]

N.B : les valeurs caractéristiques de l'élastomère comme  $t_s$  ,  $t_i$  et  $e$  sont choisies en fonction du type d'appareil d'appui et de sa section à définir.

Finalement, on choisit un appareil d'appui de section 200\*250 ( $A = a \times b = 500 \text{ cm}^2$ ), et si on prend un enrobage des chants égal=4mm alors  $A' = a' \times b' = 192 \times 242$

## 3.5. Vérification du dimensionnement

Dans l'ensemble, les vérifications à effectuer (Tableau 3.4 ci-dessous) sont analogues à celles concernant les autres chargements sachant que dans notre cas, elles seront effectuées sous combinaison des charges sismiques. Il n'est admis aucun soulèvement au droit des appareils d'appui en élastomère dans ce cas.

Les vérifications à effectuer, sous combinaisons sismique, sont récapitulées dans le tableau 3.4.

**Tableau 3.4** : synthèse des vérifications à effectuer. [39]

Vérification	
Limitation de la distorsion	$\varepsilon = K_L(\varepsilon_c + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_\alpha) < 7$ $\varepsilon_{q,d} \leq 2.0$
Traction dans les frettes	$t_s = \gamma m \frac{z_e \cdot F_z \cdot t_i}{A_r \cdot f_y}$
Limite en rotation	$\sum V_{z,d} \geq \frac{a' \cdot \alpha_a + b' \cdot \alpha_b}{K_r}$
Stabilité au flambement	$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot G \cdot a' \cdot S'_1}{3 \cdot T_e}$
Non-glissement	$F_{xy,d} \leq \frac{F_{z,d}}{A_r} \cdot \frac{c \cdot a' \cdot e}{(0,1 + \sigma_{rn})} \cdot f_{t,e} \cdot t \cdot \sigma_m \geq 3$ <p>Où <math>\sigma_m = \frac{F_{z,d}}{A_r}</math></p>
Non-soulèvement	$6 \cdot \frac{\sigma_m}{excmax} \leq \frac{z_{gr}}{a' \cdot o' \cdot excmax} = \frac{l \cdot M_t}{F_{z,d}}$

**3.5.1 Stabilité au flambement**

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot G \cdot a' \cdot S'}{3 \cdot T_e}$$

S' : Coefficient de forme  $S = \frac{a' \cdot b'}{2t_i(a' + b')} = \frac{192 \cdot 242}{2 \cdot 8 \cdot (192 + 242)} = 6,7$

A<sub>r</sub> : section réduite  $A_r = A' \left(1 - \frac{V_{x,d}}{a'}\right) = 192 \cdot 242 \cdot \left(1 - \frac{92,88}{192}\right) = 23987,04 \text{mm}^2$

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} = \frac{668,443 \cdot 10^3}{23987,04} = 27,87 \text{MPa}$$

$$\frac{2 \cdot G \cdot a' \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 192 \cdot 5,35}{3 \cdot 70} = 14,68 \text{MP} < 27,87 \text{MPa} \quad \text{Non !}$$

La stabilité au flambement n'est pas vérifiée, il faut augment la section de l'appareil d'appui.

On choisit la section  $A=250 \cdot 250=6250 \text{cm}^2$  soit  $A'=242 \cdot 242=585,64 \text{cm}^2$ .

Dans cas on trouve  $S'=7,57$  ;  $A_r=36087,04 \text{mm}^2$

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} = \frac{668,443 \cdot 10^3}{36087,04} = 18,52 \text{MPa}$$

$$\left. \right\} \frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot G \cdot a' \cdot S'}{3 \cdot T_e} \quad \text{Car, } 18,52 \text{MPa} < 20,93 \text{MPa}$$



$$\frac{2.G.a.'S'}{3.T_e} = \frac{2.1,2.242.7,57}{3.70} = 20,93 \text{ MPa}$$

La stabilité au flambement est vérifiée.

### 3.5.2-Distorsion totale

$$\varepsilon = K_L(\varepsilon_c + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_\alpha) < 7$$

Dans cette formule :

- $K_L$  est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général. Ce coefficient peut être porté à 1,5 dans le cas des ouvrages ferroviaires uniquement sous charges roulantes ;
- $\varepsilon_c$ ,  $\varepsilon_{q,d}$  et  $\varepsilon_\alpha$  sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations des éléments sur les appuis.

#### 3.5.2.1 Distorsion due à l'effort horizontal :

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{V_{x,d}}{T_q} = \frac{92,88}{70} = 1,33 < 2,0 \quad \text{ok}$$

#### 3.5.2.2 Distorsion due à l'effort vertical :

$$\varepsilon_c = \frac{1,5.F_z}{G.A_r.S'} = \frac{1,5.668,44310^3}{1,2.36087,04.7,57} = 3,06$$

#### 3.5.2.3 Distorsion due à la rotation :

$$\alpha = \frac{(a'^2.\alpha_a + b'^2.\alpha_b)t_i}{2 \sum t_i^3}$$

Les valeurs forfaitaires suivantes sont donc proposées par le NF 1337-3 pour prendre en considération le défaut de pose.

- 0,003 radian dans le cas des méthodes de pose dites conjuguées (cas qui sera traité dans ce projet) ;
- 0,010 radian pour les structures posées directement sur les appareils d'appui.

Ce défaut de pose sera ajouté à la plus grande des rotations  $\alpha_a$  ou  $\alpha_b$ . [39]

Dans notre cas, il s'agit de  $\alpha_b = 0,003 + 0,001551 = 0,004551$  rad

$$\alpha = \frac{(a'^2.\alpha_a + b'^2.\alpha_b)t_i}{2 \sum t_i^3} = \frac{242^2.0,000015 + 242^2.0,004551}{2(4.8)^3} = 0,0042$$

Finalement  $\varepsilon = K_L(\varepsilon_c + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_\alpha) = 1.(3,06 + 1,33 + 0,0042) = 4,394 < 7$ .

La distorsion totale est **vérifiée**.

### 3.5.3 Stabilité en rotation :

Il suffit de vérifier que :  $v_z \leq \frac{a' \cdot \alpha_a + b' \cdot \alpha_b}{K_r}$

$K_r$  : coefficient égal à 3

$E_b = 2000$  MPa

$$v_z = \sum \frac{F_z \cdot t_i}{A'} \left( \frac{1}{5 \cdot G_b \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right) = 4 \times \frac{668,443 \cdot 10^3 \cdot 8}{58564} \left( \frac{1}{5 \cdot 1,27,57^2} + \frac{1}{2000} \right) = 1,245$$

$$\frac{a' \cdot \alpha_a + b' \cdot \alpha_b}{K_r} = \frac{242,0,000015 + 242,0,004551}{3} = 0,368$$

} 1,245 > 0,368 Ok !

La stabilité en rotation est bien vérifiée.

### 3.5.4 Limite de la traction des frettes

On doit assurer que :  $t_s \geq$

$$\gamma_m \cdot \frac{2,6 \cdot F_{z,d} \cdot t_i}{A_r \cdot f_y} \quad \text{sachant que l'épaisseur des frettes } t_s \text{ estimé est de 4mm}$$

$F_{z,d}$  : Effort vertical maximum appliqué ;

$f_y$  : Limite élastique de l'acier qui compose les frettes (soit 235 MPa pour l'acier S235) ;

$\gamma_m$  : Coefficient partiel de sécurité, valeur recommandée actuellement dans NF EN 1998-2, est  $\gamma_m = 1,15$ .

$$\text{alors } m \cdot \frac{2,6 \cdot F_{z,d} \cdot t_i}{A_r \cdot f_y} = 1,15 \cdot \frac{2,6 \cdot 668,443 \cdot 10^3 \cdot 8}{36087,04 \cdot 235} = 1,89 \text{ mm} < t_s = 4 \text{ mm} \quad \text{vérifiée}$$

### 3.5.5 Le non-soulèvement

La condition à vérifier est la suivante :  $6e_{xcmax} \leq a$

$a'$  représente la plus petite dimension des frettes.

$e_{xcmax}$  est l'excentrement de la résultante des forces  $e_{xcmax} = \frac{M_t}{F_{z,d}}$

$M_t$  est le moment de rappel d'axe horizontal s'obtient en fonction de la rotation par (EN § 5.3.3.7) :

$$M_t = K_{amax} \frac{G \cdot \alpha \cdot a'^5 \cdot b'}{n \cdot t_i^3 \cdot K_s}$$

D'après la figure A,  $K_{amax}$  est fonction de  $\sigma_m$  et comme  $\sigma_m = 18,52$  MPa, par interpolation entre 17,5 et 20 MPa, on obtient  $K_{amax} = 2,32$ .

D'après le Tableau 3.2,  $K_s$  est fonction du rapport  $\frac{b}{a}$ , on a  $\frac{b}{a} = 1 \longrightarrow K_s = 86,2$ .

Si la pose est conjuguée, prendre  $\alpha = \alpha_b - 0,003$ . La valeur 0,003 rad correspond à la précision "interne" d'une pose conjuguée, phénomène présent dans les observations faites lors des essais de décollement.  $\alpha = 0,004551 - 0,003 = 0,001551$  rad.

$$\text{Finalement } M_t = 2,32 \cdot \frac{1,2 \cdot 0,001551 \cdot 242^5 \cdot 242}{4,8^3 \cdot 86,2} = 4,912 \text{ kN.m}$$

$$e_{xcmax} = M_t / F_{z,d} = 4,912 / 668,443 = 7,34 \text{ mm} \implies 6e_{xcmax} = 44,04 \text{ mm} < a' = 242 \text{ mm.}$$

**Il n'y a pas risque de soulèvement au droit des appareils d'appui.**

### 3.5.6. Condition de non-glissement :

Là encore, on effectuera les mêmes vérifications que pour les charges courantes, mais en tenant compte du séisme. Toutefois, le coefficient de frottement à utiliser est celui de l'Etat Limite de Service. Dans la plupart des cas, il ne sera pas possible de vérifier les conditions de non-glissement. en zone sismique et on sera conduit à prévoir des dispositifs anti-cheminement.[39]

On doit vérifier que :  $F_{xy,d} \leq \left(0,1 + \frac{K_f}{\sigma_m}\right) \cdot F_{z,d}$  où  $m = \frac{F_{z,d}}{A_r}$  et  $m \geq 3 \text{ MPa}$

$$F_{xy,d} = \left(\frac{v_{x,d}}{Tq} \cdot G \cdot a' \cdot b'\right) + F_{x,d} = \left(\frac{92,88}{70} \cdot 1,2 \cdot 242^2\right) \cdot 10^{-3} + 130,681 = 223,92 \text{ kN}$$

$$m = \frac{668,443 \cdot 10^3}{36087,04} = 18,52 \text{ MPa} > 3 \text{ MPa}$$

$K_f = 0,6$  pour le béton

$$\left(0,1 + \frac{K_f}{\sigma_m}\right) \cdot F_{z,d} = \left(0,1 + \frac{0,6}{18,52}\right) \cdot 668,443 \cdot 10^3 = 88,234 \text{ kN} < 223,92 \text{ kN}$$

On voit bien que la condition de non-glissement n'est pas vérifiée, il serait loisible de prévoir des dispositifs anti-cheminement. Ces dispositifs (soient des taquets ou des butés) doivent interdire uniquement le cheminement, sans empêcher ni gêner les déformations : compression, distorsion et rotation. Notamment, les butées doivent venir en contact avec une plaque (ou frette extérieure) dont l'épaisseur sera au moins égale à la hauteur de la butée (appareils d'appui de type C de la norme NF EN 1337-3). **En aucun cas, la butée ou le taquet ne doit se faire sur le feuillet en élastomère** [39][44][45][46][47].

Dans cette étude, nous proposons d'utiliser les tiges d'ancrage jouant le rôle des taquets pour leur performance et leur condition de mise en œuvre.

Le dimensionnement et la disposition de ces tiges d'ancrage seront traités dans le chapitre 4.

### 3.6. Disposition des appuis élastomères frettés sur le plan.

Ce plan montre la disposition des appareils d'appui. C'est en quelque sorte un plan d'exécution de la structure TMD incluant les appareils d'appui en élastomère. (**Annexe B-5**)

### 3.7. Performance sismique par analyse dynamique temporelle

#### 3.7.1. Introduction :

La représentation temporelle de l'action sismique implique la construction d'un ensemble d'accélérogrammes réels ou alors un ensemble d'accélérogrammes artificiels afin de servir comme mouvement d'entrée pour l'analyse dynamique. Les résultats de ces analyses devraient être évalués de manière appropriée, à savoir par des techniques statistiques. A cause de cette évaluation, un ensemble d'accélérogrammes artificiels est en général préférable à un ensemble d'accélérogrammes réels, puisqu'il peut être considéré comme étant un échantillon d'accélérogrammes indépendants et distribués de manière identique, ce qui permet d'utiliser des techniques statistiques bien connues.

#### 3.7.2. Génération des accélérogrammes artificiels : [53]

Les accélérogrammes produits artificiellement peuvent être soit stationnaires, soit non stationnaires. Les accélérogrammes stationnaires peuvent être générés convenablement comme réalisations du processus stationnaire gaussien stochastique, quantifié par le spectre de puissance dépendant du site. Les accélérogrammes non stationnaires peuvent être produits directement :

- a) comme réalisations d'un processus stochastique non stationnaire approprié.
- b) en multipliant un accélérogramme stationnaire par une fonction de modulation du temps  $m(t)$ .

La forme de la fonction de modulation dépend des caractéristiques Sismo-tectoniques de la région, une forme possible, appropriée pour les conditions usuelles, est représentée ci-dessous.

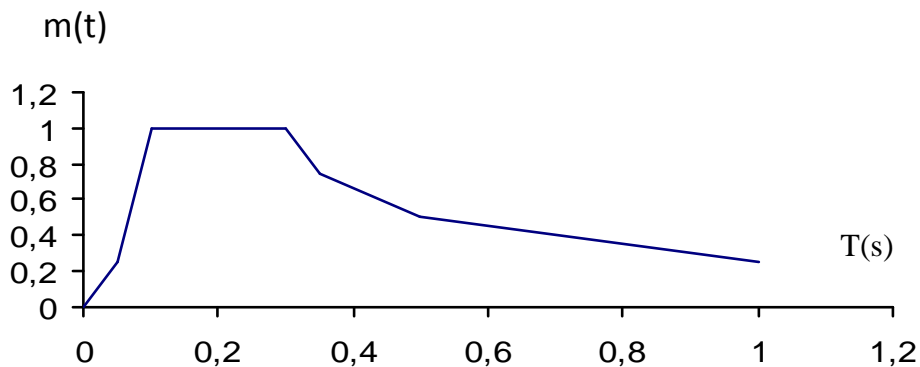


Figure 3.6 : Forme de la fonction de modulation

Dans le cas (b), le contenu fréquentiel est stable. Un contenu fréquentiel variable est obtenu dans le cas (a), dans ce cas, le contenu fréquentiel variable peut ne pas représenter les caractéristiques d'un seul séisme, mais la contribution au danger potentiel total des séismes possibles ayant des magnitudes et des distances focales différentes, ceci peut être obtenu en modélisant le contenu à basse fréquence pour refléter les caractéristiques des séismes proches,

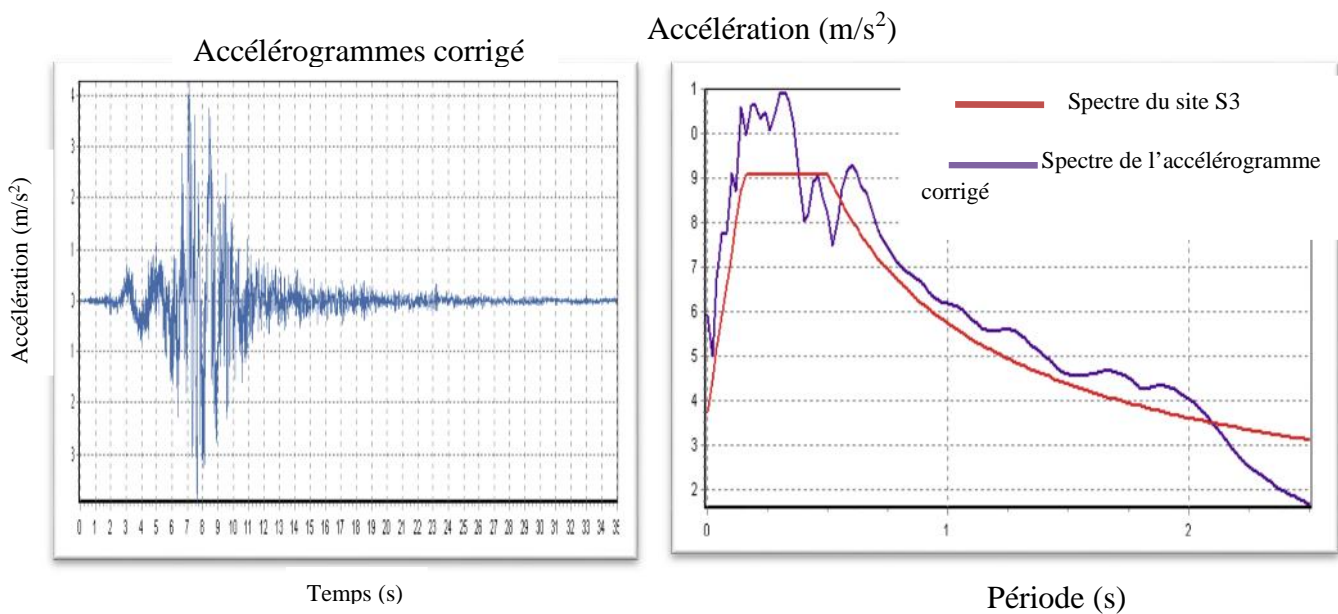
et en modélisant le contenu à basse fréquence pour refléter les caractéristiques des séismes de distances plus longue et de magnitude plus important.

Pour pouvoir utiliser la méthode temporelle, il faut obtenir un nombre adéquat de réalisations temporelles appelées accélérogrammes synthétiques compatibles avec le spectre de réponse du site. Pour cela on fait appelle a un outil de calcul informatiques permettant de faire des générations des accélérogrammes pour qu'on puisse les utiliser dans le calcul de l'analyse dynamique temporelle des structures.

Ainsi, on a utilisé le programme "Sismo-Match" qui permet de générer et corriger des accélérogrammes synthétiques.

Les accélérogrammes artificiels ainsi que leurs spectres sont représentés avec les caractéristiques et les grandeurs maximales.

➤ ACCELEROGRAMME 1 :



**Figure 3.7:** Accélérogrammes artificiel n°1

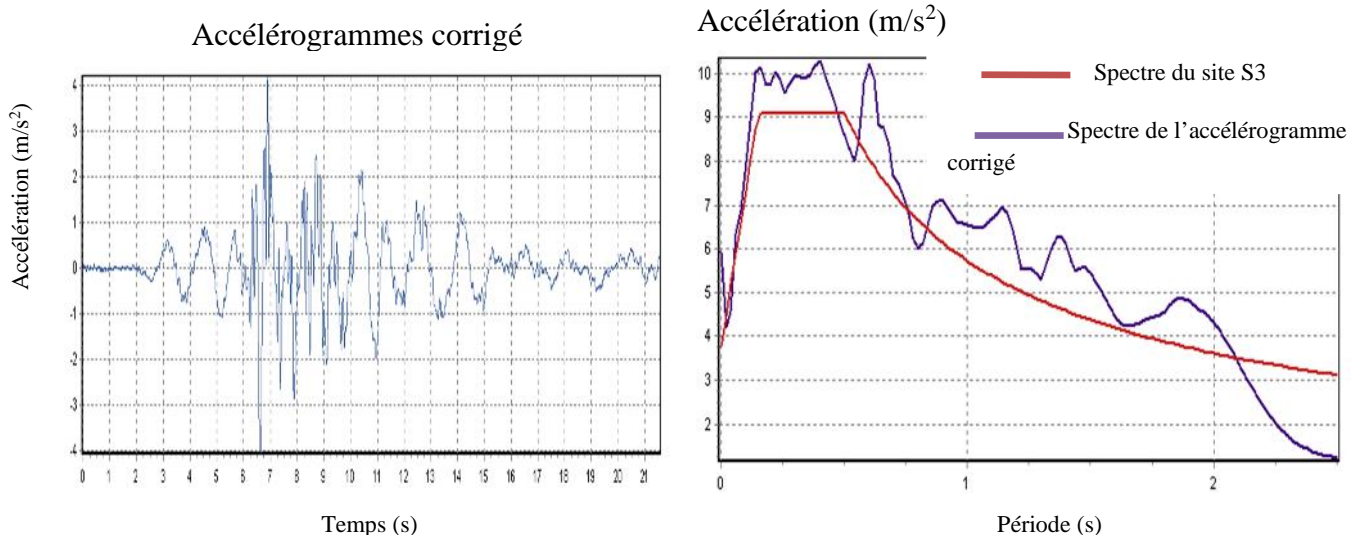
La durée de l'accélérogramme : 35s;

Le taux d'amortissement de calcul : 7%;

L'accélération maximale de l'accélérogramme 10,93m/s<sup>2</sup> ;

Itération : 17.

ACCÉLÉROGRAMME 2



**Figure 3.8:** Accélérogramme artificiel n°2

La durée de l'accélérogramme : 21s;

Le taux d'amortissement de calcul : 7%;

L'accélération maximale de l'accélérogramme 10,28m/s<sup>2</sup> ;

Itération : 10.

**3.7.3. Détermination des accélérogrammes réels : [53]**

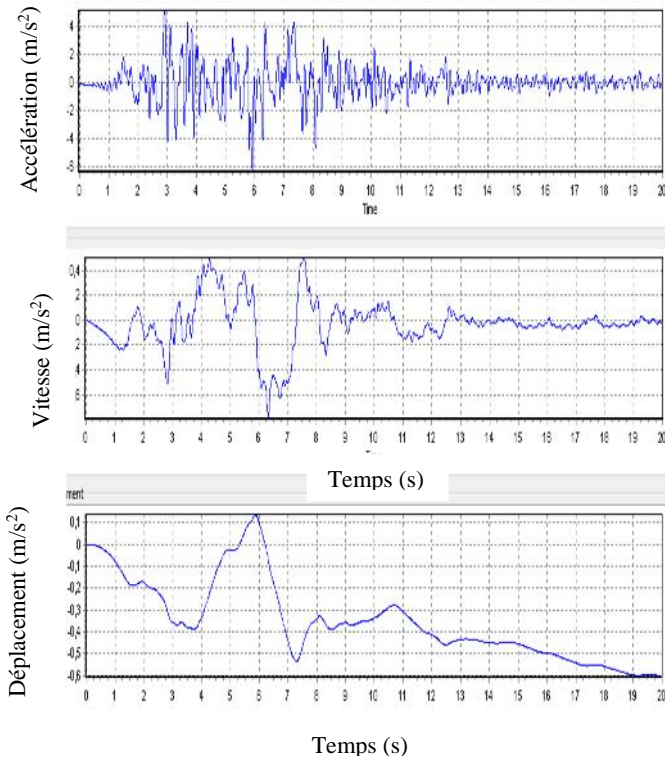
Les Accélérogrammes naturels à utiliser comme données d'entrée dans une analyse dynamique doivent en général être enregistrés dans un site d'implantation ayant des caractéristiques sismo-techniques similaires à celles du site de la structure. Ces Accélérogrammes naturels peuvent changer d'échelle par un coefficient qui ne doit être ni inférieur à 0,5 ni supérieur à 2.

Sont présentés ci-dessous des accélérogrammes ayant des enregistrements dans le champ proche de notre site d'implantation.

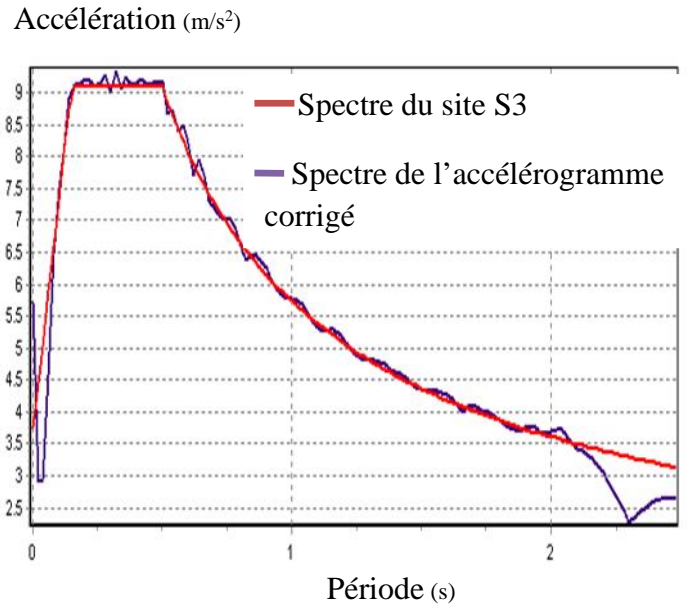
On a choisi les six accélérogrammes réels suivants :



➤ Accélérogramme 1.



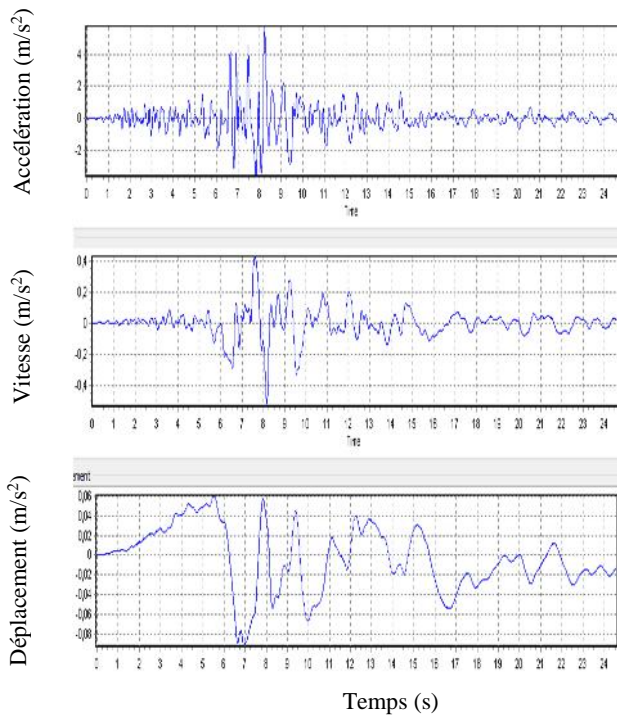
Accélérogrammes enregistrés



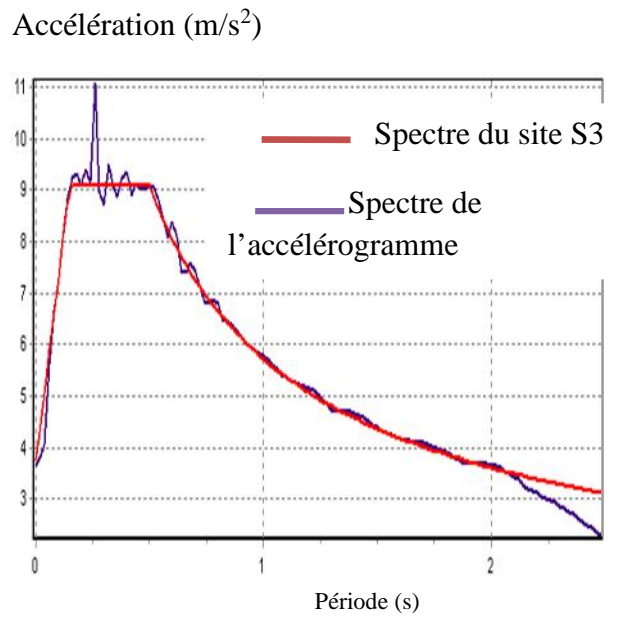
comparaison des spectres

**Figure 3.9:** Séisme de San Fernando le 9/02 1971, accélération maximale 9,33m/s<sup>2</sup>.

➤ ACCÉLÉROGRAMME 2 :



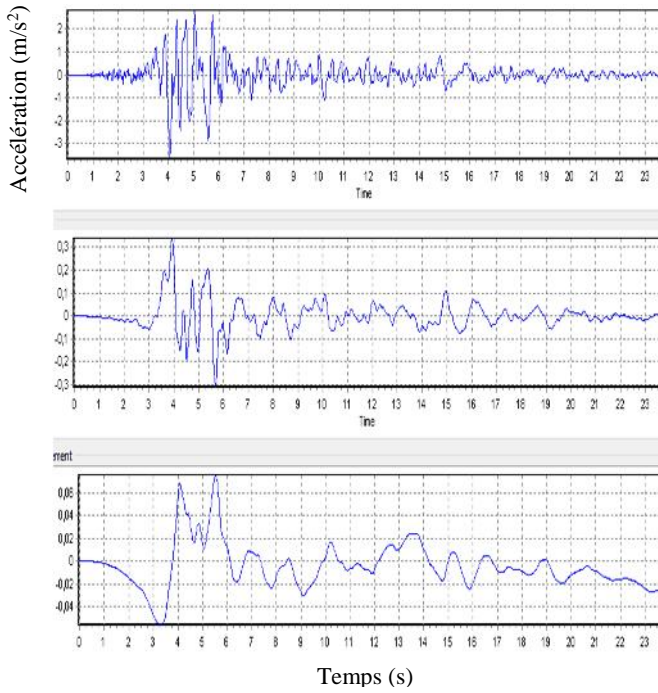
Accélérogrammes enregistrés



comparaison des spectres

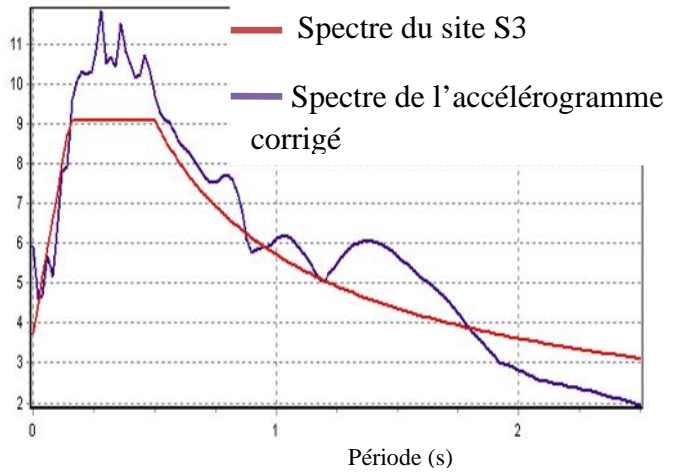
**Figure 3.10:** Séisme de Northridge, le 17 Janvier 94, accélération max 11,08m/s<sup>2</sup>.

➔ Accélérogramme 3



Accélérogrammes enregistrés

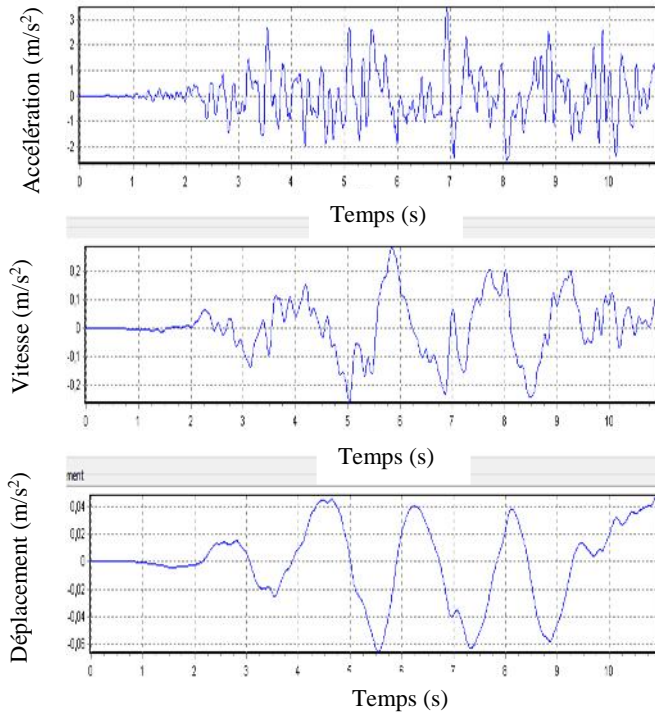
Accélération (m/s<sup>2</sup>)



comparaison des spectres

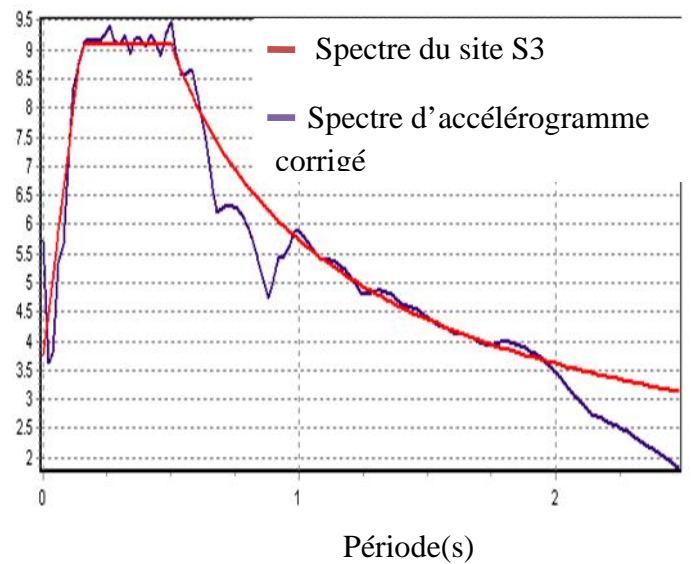
**Figure 3.11:** Séisme de Loma Prieta le 18 Octobre 89, accélération maximale: 11,84m/s<sup>2</sup>.

➔ Accélérogramme 4



Accélérogrammes enregistrés

Accélération (m/s<sup>2</sup>)

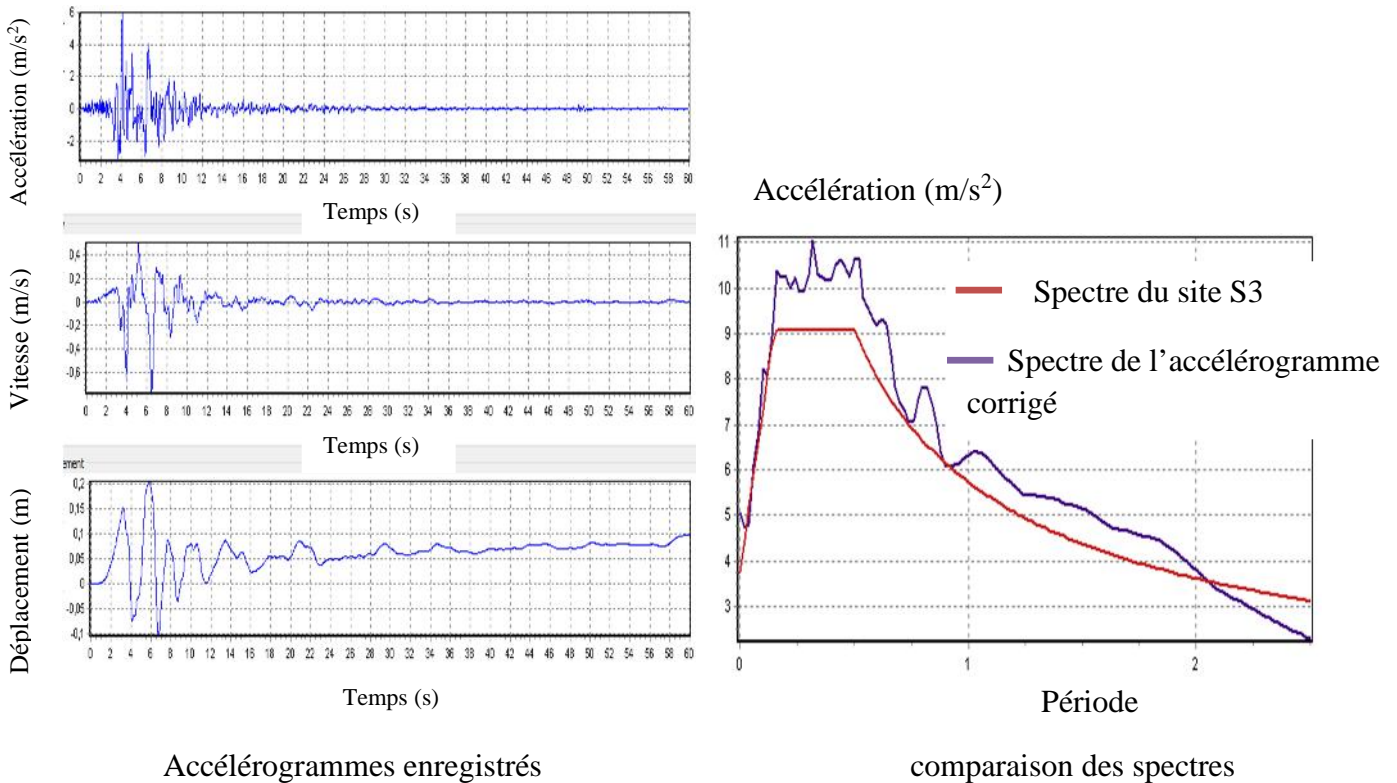


comparaison des spectres

**Figure 3.12:** Séisme de Kobé le 17 /01/95 à 05:46, Accélération maximale = 9,48 m/s<sup>2</sup>.



➤ Accélérogramme 5



**Figure 3.13:** Séisme de Sylmar le 28 Juin 92, accélération maximale 11,06m/s<sup>2</sup>.

**3.6.4. Validation de l'ensemble des accélérogrammes.[53]**

L'action sismique peut être décrite par un ensemble d'accélérogrammes construits artificiellement ou réel. Cet ensemble doit contenir un nombre assez important d'accélérogrammes pour obtenir une estimation fiable des efforts de l'action sismique et doit correspondre au spectre de réponse du site, en d'autre terme, l'ensemble des accélérogrammes construits artificiellement ou réel doit couvrir le spectre de réponse du site.

La concordance entre l'ensemble des accélérogrammes et le spectre de réponse doit être définie sur un critère d'égalité, à l'intérieur d'un intervalle de confiance approprié, entre le spectre de réponse et la moyenne des valeurs extrêmes les plus grandes, de la réponse d'un oscillateur à un degré de liberté ayant la fréquence propre et l'amortissement visqueux correspondants.

Les défauts typiques des accélérogrammes synthétiques ajustés sur des spectres ne sont pas surprenants puisque ces spectres ne correspondent pas à un seul séisme mais à la moyenne d'un ensemble de séisme.

Les spectres d'accélérogrammes réels ne sont jamais des spectres lisses sur une très large gamme de fréquence, mais présentent une série de pics de vallées bien marqués.

Pour une analyse il faut prendre plusieurs accélérographes naturels pour que l'ensemble de leurs spectres corresponde au spectre de départ et les résultats sont réalistes. Il s'agit d'effectuer une étude d'optimisation comparée et d'évaluer la performance du système TMD en utilisant les paramètres des éléments link (raideur et amortissement) obtenus forfaitairement et pratiquement.

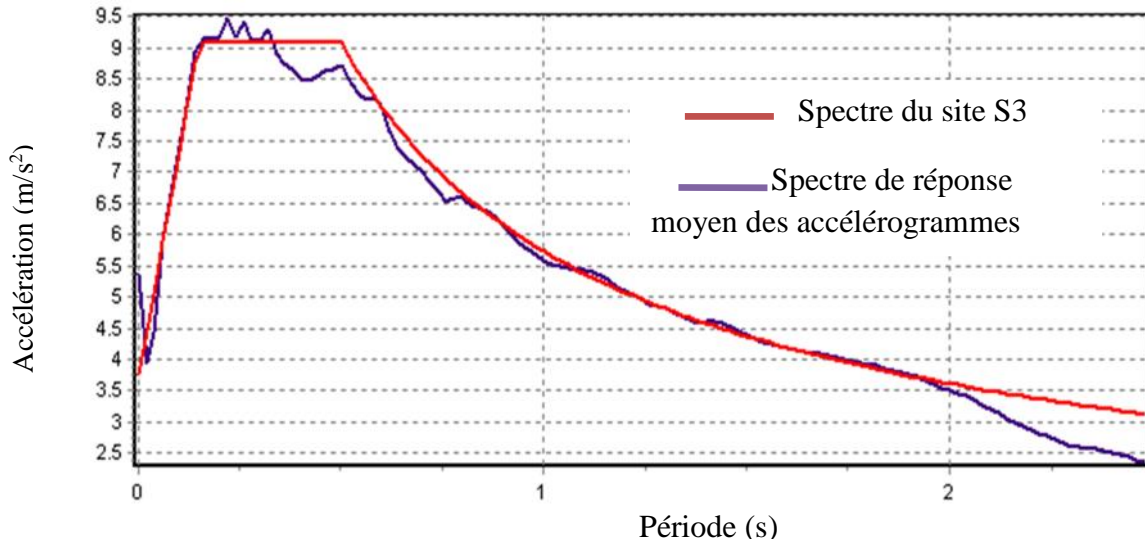


Figure 3.14 : Comparaison entre le spectre de site et le spectre moyen.

3.7.4. Détermination de la bande de tendance ( de confiance ) :

La bande de tendance est une aire limitée par deux valeurs correspondantes au spectre de réponse du site.

- ✚ Valeur SUP = spectre de réponse + 5% = 1.05 \* spectre de réponse
- ✚ Valeur INF = spectre de réponse - 5% = 0.95 \* spectre de réponse

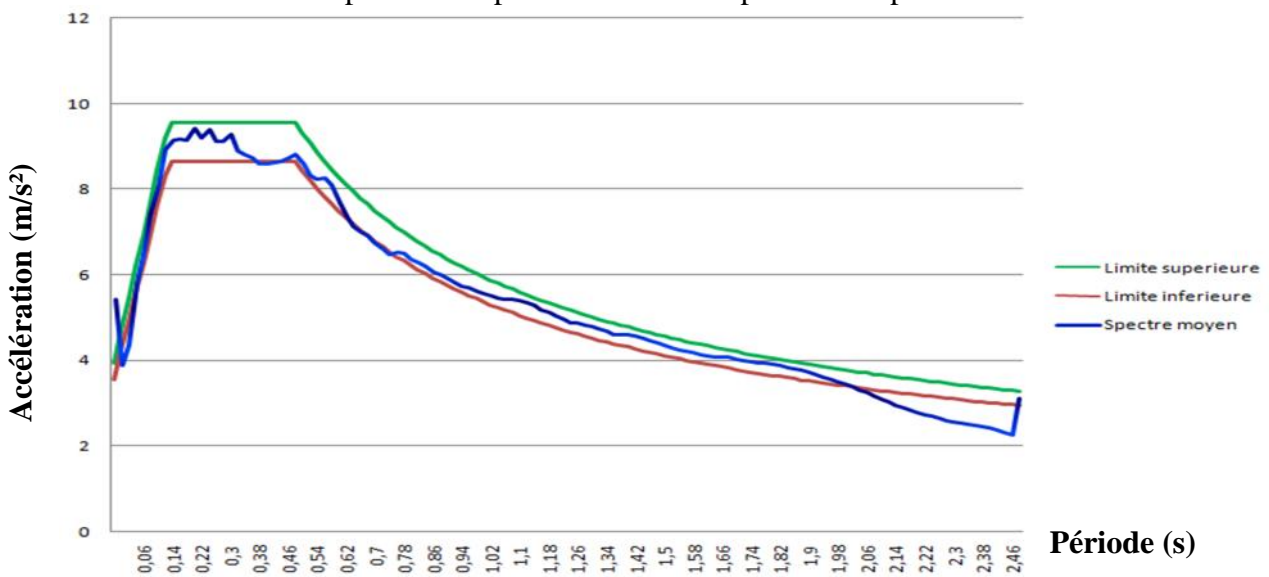


Figure 3.15 : Position du spectre de réponse obtenu selon la courbe de tolérance

**Remarque :**

Il est évident que le spectre moyen ne se confine pas à l'intérieur de la bande de confiance. En respectant les exigences de pondération des accélérogrammes réels, il est très difficile d'atténuer les fluctuations à basses périodes des spectres correspondants. Ainsi nous avons toléré des excès dans cette plage de fréquence. Pour pouvoir réaliser un spectre de réponse moyen conforme, il faut se disposer d'une longue de données riches en enregistrements et un logiciel de génération d'accélérogrammes plus efficace.

Cependant, pour cette étude nous estimons que l'ensemble des accélérogrammes forme un chargement raisonnablement sécuritaire.

**3.7.5. Analyses et représentation des résultats :**

Les valeurs des déplacements sont obtenues en utilisant les accélérogrammes réels et artificiels. Les différents résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.5 :** Comparaison des déplacements maximaux avec et sans TMD de chaque accélérogramme

	Accélérogrammes	Déplacement Sans TMD(mm)	Déplacement avec TMD(mm)	Pourcentage de Réduction en %
Accélérogrammes réels	Loma Prieta Eqk 18/12/1989	298,8	124,6	58,24
	Northridge Eqk 17Jan94 station de Newhall	301,1	131,12	56,45
	Kobé Eqk 16/01/1995	307,8	106,70	65,33
	SanFernando Eqk	75,22	29,71	60,50
	Northridge Eqk 17 Jan 94 station de Sylmar	304,7	135,70	55,46
Accélérogrammes Artificiels	Artificiel N° 1 Sismo-Match	224,9	70,5	68,65
	Artificiel N° 2 Sismo-Match	296,4	131,5	55,63
	Spectre moyen	258,42	104,26	59,65

**3.7.5.1. Etude comparative d'optimisation**

Le travail d'optimisation s'appuiera sur les paramètres d'optimisation d'un TMD à savoir le rapport d'accordance, le rapport de masse et le taux d'amortissement. Les deux derniers paramètres sont les mêmes dans tous les deux cas.

**✚ Cas théorique :**

$\mu=4,37\%$

$=70\%$

$$\left. \begin{array}{l} M_{TMD}=11763,42\text{kN} \\ K_t=34960\text{kN/m} \end{array} \right\} \longrightarrow T_{TMD}=1,15\text{s}$$

On calcule le rapport de fréquences que l'on note par  $\alpha = \frac{\omega_{TMD}}{\omega_t}$ ,

En d'autres termes  $\alpha = \frac{T_t - 1,27}{T_{TMD} - 1,15} = 1,10$

**✚ Cas pratique :**

$\mu=4,37\%$

$=70\%$

$$\left. \begin{array}{l} M_{TMD}=11763,42\text{kN} \\ K_t=28792,924\text{kN/m} \end{array} \right\} \longrightarrow T_{TMD}=1,27\text{s} \longrightarrow \alpha = \frac{T_t - 1,27}{T_{TMD} - 1,27} = 1$$

Den Hartog développe une forme d'expressions proche des paramètres du TMD optimum parmi lesquels on trouve le rapport de fréquence optimum  $\alpha_{opt} = \frac{1}{1+\mu}$  où  $\mu$  est le rapport de masse.

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} = \frac{1}{1 + 0,0437} = 0,96$$

Pour les mêmes rapports de masse et de taux d'amortissement, le cas pratique se relève plus optimal que le cas théorique à travers l'accordance des fréquences qui est égale à 1 pour le cas pratique et qui très proche du résultat obtenu par l'expression de Den Hartog qui est de 0,96 alors qu'elle est de 1,10 pour le cas théorique

**3.7.5.2. La performance du système TMD.**

La performance d'un TMD est basée sur la conception optimale de ses paramètres à savoir la masse, la rigidité le taux d'amortissement et de son emplacement dans la structure principale. Sachant que ces paramètres conditionnent le comportement du TMD, par conséquent son déplacement et vu qu'ils sont déjà connus et jugés optimaux, la performance de ce TMD peut classiquement être évaluée à travers la réponse maximale forcée de la structure principale. C'est cette amplitude maximale qui détermine l'indice de la performance du TMD.

### **3.7.5.2.1. Principe**

Les appuis élastiques du TMD étant dimensionnés et vérifiés. Les paramètres d'optimisation du TMD étant jugés acceptables. Il s'agit de mesurer la performance de ce système avec les nouvelles valeurs de la raideur des appuis élastiques par analyse dynamique temporelle. Cette performance peut être évaluée à travers les déplacements maximaux atteints dans la tour avec et sans TMD et d'en déterminer le pourcentage de réduction des déplacements et ceci pour chaque accélérogrammes. Les résultats de l'analyse sont présentés dans le **Tableau 3.5** ci-dessus.

### **3.7.5.2.2. Interprétation des résultats**

On rappelle les résultats obtenus au **chapitre 2** :  
Le déplacement maximal de la tour sans TMD est 118,3 mm, le déplacement maximal de la tour avec TMD est 55,9 mm, soit un pourcentage de réduction de 52,74%.

En comparant ces résultats avec ceux du **Tableau 3.5**, on constate que les déplacements dudit tableau obtenus par la méthode temporelle sont importants (avec et sans TMD) par rapport à ceux du **chapitre 2** ce qui peut s'expliquer par le contenu fréquentiel important (et de son amplitude) de certains accélérogrammes.

Les pourcentages moyen (59,65%) et minimal (55,46%) de réduction dans le **tableau 3.5** sont tous supérieurs à celui du chapitre 2 (52,74%), ce qui traduit l'efficacité du TMD dans la réduction des déplacements.

### **3.7. Conclusion**

Cette analyse justifie le dimensionnement des appuis élastiques de 250\*250\*70(désignation selon la norme NF 1337-3 est : 250x250 ; 4(8+4) ; 2x4.) et l'efficacité du système TMD dans la réduction des déplacements. L'importance de ces résultats réside dans le potentiel et la faisabilité en pratique de l'utilisation des étages supérieurs comme des systèmes TMD sur appuis élastomères avec des dimensions ordinaires qu'on peut facilement réaliser en pratique.

L'étude dynamique temporelle a mis en évidence à travers plusieurs accélérogrammes ayant différentes caractéristiques que le taux de réduction de la réponse et par conséquent la performance du système TMD est stable par rapport à la variabilité de l'excitation sismique. De plus, en considérant les pourcentages de réduction, le système avec des appuis élastomères (dimensionnés) s'avère être plus performant que celui avec des rigidités théoriques du **chapitre 2**.

## CHAPITRE 4

# **Ancrage des appuis élastomères aux éléments de structure**

**4.1. Introduction**

Les appuis élastiques ou appuis élastomères qui supporteront les deux étages supérieurs sont déjà dimensionnés et vérifiés sous excitation de charges dynamiques. La dernière étape pour compléter cette étude est la liaison de ces appuis aux éléments de structure de la tour et du système TMD, ce qui permettra à ce dernier de jouer efficacement son rôle. Cette liaison s'avère important car le comportement du TMD et de son titre d'amortisseur de vibration de la structure principale (la tour) en dépendent. A cet effet, les questions sur lesquelles l'on s'interroge sont :

- 1) Comment liasonner ces appuis aux éléments de structures (tels que poteaux, poutres et voiles) selon qu'ils soient sous-poteaux ou voiles ?
- 2) Quelles sont les méthodes de calculs adaptés aux telles liaisons ?
- 3) Quels sont les dispositifs de liaison ou d'ancrage nécessaires ?

On assimile cette liaison à celle d'un pied de poteau articulé dans un massif de béton et donc par conséquent, on peut utiliser les méthodes classiques proposées par les règlements de construction métallique comme l'EC3, le CCM 97, CM 66 ...

Les dispositifs d'ancrage pour un tel assemblage sont la platine et les tiges d'ancrage.

L'objectif de ce chapitre est de dimensionner ces éléments d'ancrage et de vérifier la résistance de l'assemblage tige d'ancrage-platine-béton, vis-à-vis des efforts appliqués. Les vérifications supplémentaires sont aussi proposées.



## 4.2. Dimensionnement des dispositifs d'ancrage.

Les efforts de dimensionnement sont les efforts sollicités par les appuis élastomères (éléments link dans le SAP 2000) à leur base.

### 4.2.1 Etapes de dimensionnement

Les dimensions du massif de béton et de l'élastomère étant connues.

- Proposer les dimensions en plan de la platine avec un débord de 5cm de chaque coté de l'appui élastomère
- Proposer une épaisseur de la platine (l'épaisseur de la platine doit être suffisamment épaisse pour répartir les charges dans le massif). Commencer avec une épaisseur de 10mm (épaisseur par défaut dans le logiciel ROBOT) qu'on pourrait augmenter au cas où.
- Proposer un diamètre aux boulons avec leurs classes de résistance. Ce diamètre doit tenir compte du débord de sorte à éviter une pince insuffisante.
- Proposer une longueur d'ancrage suffisante pour transmettre les charges loin de la surface de contact afin d'éviter un frettage difficile.

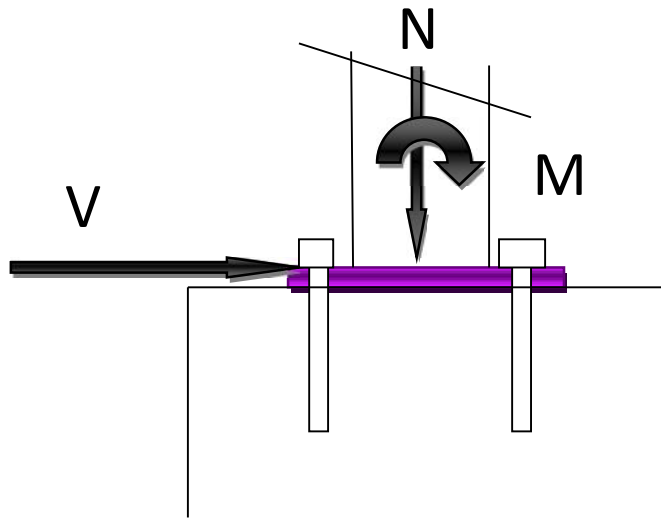


Figure 4.1. Schéma de principe.

On récapitule ces efforts ci-dessous

#### 1) - Appuis élastomères sous voiles

- a-  $N_{\max} = -668,443 \text{ KN}$  (compression),  $V_{\text{corr}} = -130,681 \text{ kN}$   $M = 0 \text{ kN.m}$  sous la combinaison  $E_y + G + Q$ .

- b-  $N_{\text{corr}} = 297,908 \text{ KN}$  (traction) ,  $V_{\text{max}} = 181,316 \text{ KN}$   $M=0 \text{ kN.m}$  sous le cas de charge  $E_y$ .

## 2) Appuis élastomères sous Poteaux


- a-  $N_{\text{max}} = -567,89 \text{ KN}$  (compression),  $V_{\text{corr}} = 0,053 \text{ KN}$   $M=0 \text{ kN.m}$  combinaison ELU

- b-  $N_{\text{max}} = 118,3 \text{ KN}$  (compression),  $V_{\text{corr}} = 180,56 \text{ KN}$   $M=0 \text{ kN.m}$  sous le cas de charge  $E_y$ .

En ce qui suit, nous ne présenterons que la feuille de calcul détaillée conforme au logiciel ROBOT du cas 1-a) et le récapitulatif des trois (03) autres cas. Les feuilles de calcul détaillées des autres cas seront en annexe à la fin de ce document.

### 4.2.2. Présentation des Résultats

- 1.a-  $N_{\text{max}} = -668,443 \text{ KN}$  (compression) ,  $V_{\text{corr}} = -130,681 \text{ kN}$   $M=0 \text{ kN.m}$  sous la combinaison  $E_y+G+Q$ .

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009</p> <p><b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b></p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete</p>	<p style="text-align: center;"><b>OK</b></p> <hr/> <p>Ratio <b>0,55</b></p>
<div style="border: 1px solid black; height: 200px; width: 100%;"></div>		

**GENERAL**

---

Assemblage N° : 1

Nom de l'assemblage : Elastomère Articulé à sa base

**GEOMETRIE**

---

**POTEAU (APPUIS ELASTOMERE COMME PETIT POTEAU)**

Profilé : RECT\_1

 $L_c = 0,09$  [m] Longueur du poteau $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison $h_c = 250$  [mm] Hauteur de la section du poteau $b_c = 250$  [mm] Largeur de la section du poteau $t_{wc} = 125$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau $t_{fc} = 125$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau $r_c = 0$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau $A_c = 625,000$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau $I_{yc} = 32552,083$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER E24

 $f_{yc} = 215,00$  [MPa] Résistance $f_{uc} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau**PLATINE DE PRESCELLEMENT** $l_p = 400$  [mm] Longueur $b_p = 400$  [mm] Largeur $t_p = 20$  [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER E24

 $f_{yp} = 235,00$  [MPa] Résistance $f_{up} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

**ANCRAGE**

Classe =	6.8	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	410,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	600,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$A_b =$	1,570 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de section efficace du boulon
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	2	Nombre de rangés des boulons
$a_h =$	320 [mm]	Ecartement
$a_v =$	200 [mm]	Entraxe

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$l_1 =$	48 [mm]
$l_2 =$	550 [mm]
$l_3 =$	32 [mm]

**Plaque d'ancrage**

$l =$	60 [mm]	Longueur
$w =$	60 [mm]	Largeur
$t =$	10 [mm]	Epaisseur

Matériau : ACIER E24

$f_y =$	235,00 [MPa]	Résistance
---------	--------------	------------

**Plaquette**

$l =$	30 [mm]	Longueur
$w =$	30 [mm]	Largeur
$t =$	10 [mm]	Epaisseur

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

**SEMELLE ISOLEE (POUTRE)**

$a = 600$  [mm] Longueur de la semelle

$b = 2000$  [mm] Largeur de la semelle

$h = 700$  [mm] Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe BETON30

$f_{ck} = 30,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g = 30$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDURES**

$a_p = 94$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

**EFFORTS**

---

Cas : Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -668,44$  [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -130,56$  [kN] Effort tranchant

**RESULTATS**

---

**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 20,00$  [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 27,08$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 34$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 193$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 318$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 613,899$  [cm<sup>2</sup>] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 4531,94$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$$

$A_{c1} = 4531,944$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$j = 0,67$  Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rdu} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 36,23$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 955,674$  [cm<sup>2</sup>] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 3462,12$  [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 3462,12$  [kN] Résistance de la semelle à la compression axiale [6.2.8.2.(1)]

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,19 < 1,00$	vérifié	(0,19)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

**CISAILLEMENT**

**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y}$	$1,85$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
=			

$\alpha_{b,y}$		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
=			

$k_{1,y}$	$2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
=			

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y}$	$233,6$	[kN Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise]	[6.2.2.(7)]
=			

**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$\alpha_b$	$0,32$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
------------	--------	---	-------------

$A_{bv}$	$2,011$	[cm <sup>2</sup> ] Aire de section efficace du boulon	[6.2.2.(7)]
----------	---------	---	-------------

$f_{ub}$	$600,00$	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
----------	----------	--	-------------

$\gamma_{M2}$	$1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
---------------	--------	---------------------------------	-------------

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{bv} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd}$	$30,59$	[kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier	[6.2.2.(7)]
---------------	---------	--	-------------

$\alpha_M$	$2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]	
------------	--------	--	--

$M_{Rk,s}$	$0,25$	[kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
------------	--------	---	---------------

$l_{sm}$	$43$	[mm] Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
----------	------	---------------------------------	---------------

$\gamma_{Ms}$	$1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
---------------	--------	---------------------------------	---------------

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 9,59$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec l'effet de levier CEB [9.3.1]

### RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 121,18$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$  Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 112,21$  [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

### ECRASEMENT DU BORD DU BETON

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 2179,7$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,05$  Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,24$  Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,73$  Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$  Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$  Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$  Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 49,38$  [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

### GLISSEMENT DE LA SEMELLE(Poutre)



$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 668,44$  [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd} = 200,53$  [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 238,87$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,55 < 1,00	vérifié	(0,55)
------------------------------------	-------------	---------	--------

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU( PLAQUE D'ACIER COLLEE A L'ELASTOMERE) ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp} = 3,77$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 3,77$  [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = -2,78$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 0,00$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,z}$  [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
---	-------------	---------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)
--	-------------	---------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)
--	-------------	---------	--------

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio 0,55
--	------------

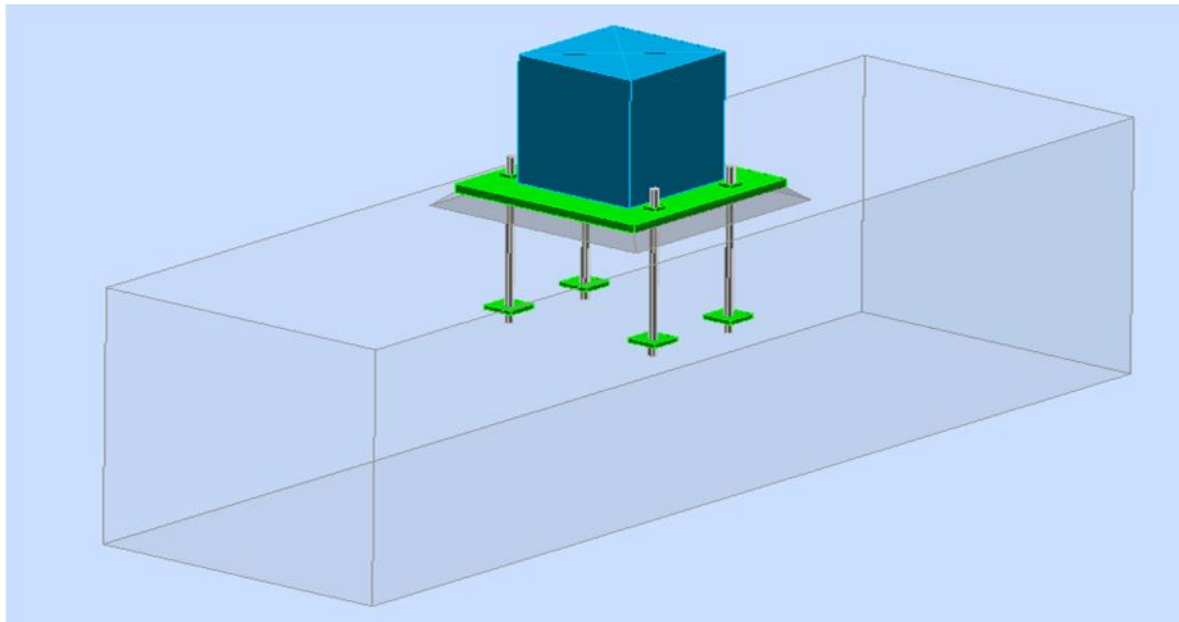
**4.2.3. Récapitulatif des résultats**

Dans ce qui suit, nous présenterons sous forme de tableau les résultats du dimensionnement ensuite on montrera les différentes figures correspondant à chaque cas.

**Tableau 4.1** Récapitulatif des résultats du dimensionnement

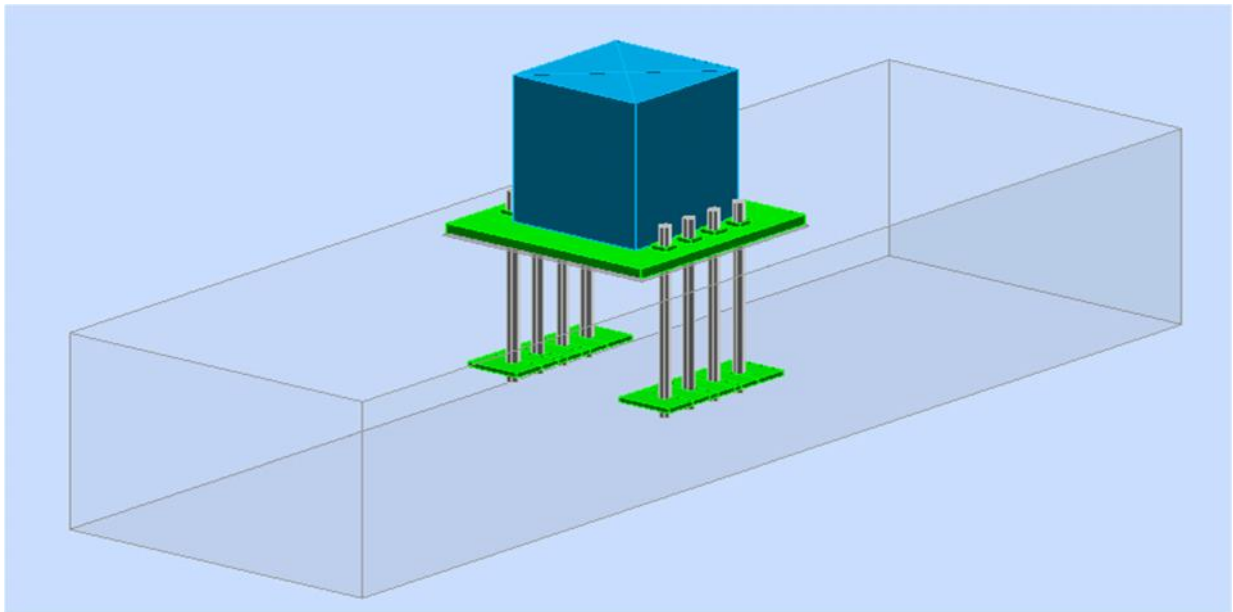
Désignation	Efforts(KN)	Tige d'ancrage	Plaque d'assise	Satisfaction vis-à-vis de la norme	Ratio en (%)
Cas 1 : Appuis sous voiles	( a ) N= -668,44 T= -130,56	04 boulons ordinaires de diamètre 16 mm et de Classe 6.8	Epaisseur 20mm; Acier E24 a=400mm,b=400mm	<b>OUI</b>	55
	( b ) N= 297,91 T= 181,40	08 boulons ordinaires de diamètre 20mm et de Classe 6.8	Epaisseur 20mm; Acier E24 a=400mm,b=400mm	<b>OUI</b>	<b>96</b>
Cas 2 : Appuis sous Poteaux	( a ) N= -567,89 T= -0,05	4 boulons ordinaires de diamètre 16 mm et de Classe 6.8	Epaisseur 20mm; Acier E24 a=400mm,b=400mm	<b>OUI</b>	44
	( b ) N= 118,30 T= 181,40	08 boulons ordinaires de diamètre 20mm et de Classe 6.8	Epaisseur 20mm; Acier E24 a=400mm,b=400mm	<b>OUI</b>	<b>74</b>

**Cas 1- a**



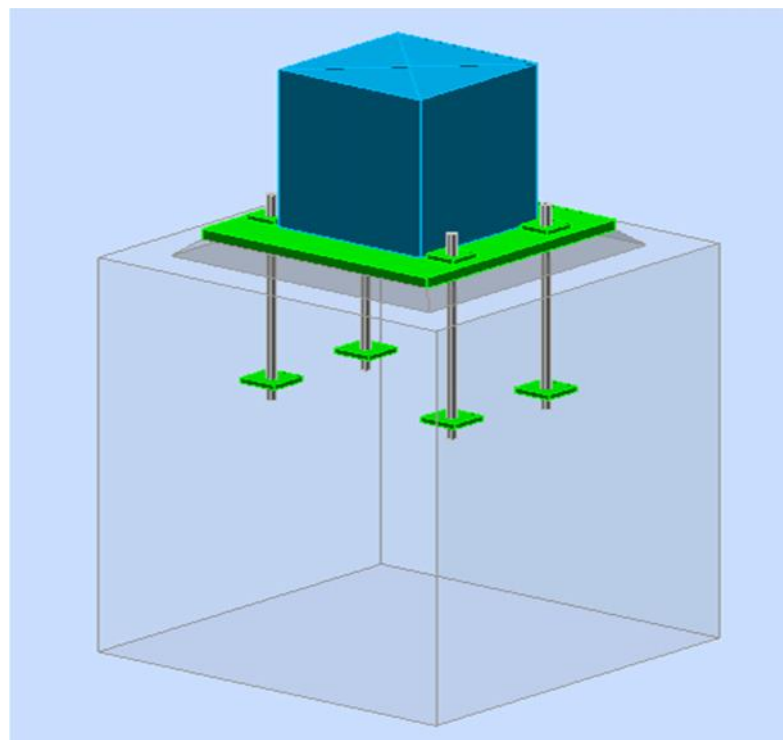
**Figure 4.2.** Ancrage dans la poutre pour l'effort de compression

Cas 1- b



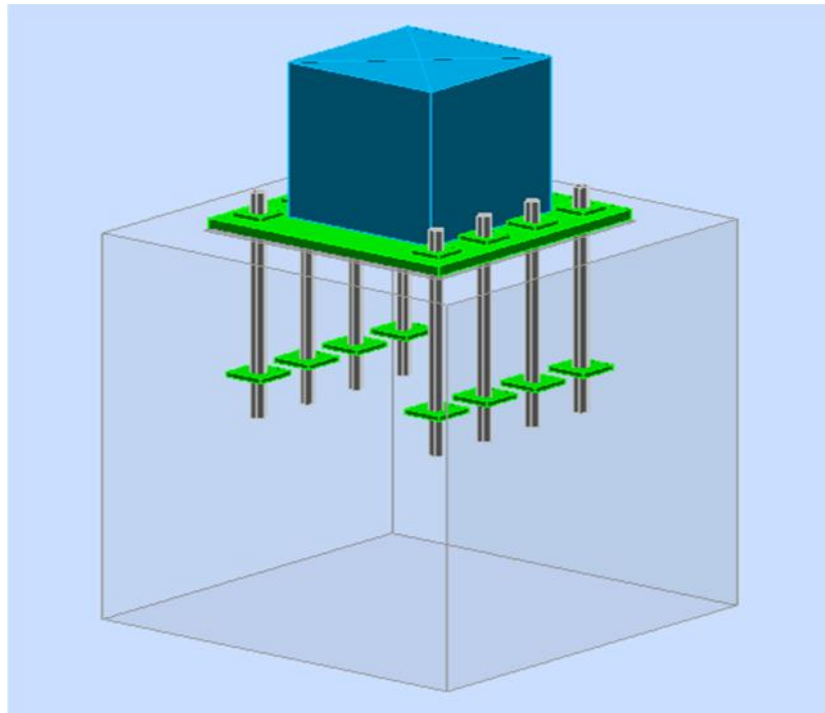
**Figure 4.3.** Ancrage dans la poutre pour l'effort de traction

Cas 2-a



**Figure 4.4.** Ancrage dans la poteau pour l'effort de compression

Cas 2-a



**Figure 4.5.** Ancrage dans le poteau pour l’effort de traction

**4.3. Interprétation des résultats**

On remarque qu’en cas d’un effort de traction, l’assemblage (boulon d’ancrage+plaque d’assise+le massif de béton) est très sollicité. La preuve en est que pour reprendre l’effort de traction et de cisaillement positif du cas 1),il a fallu disposer huit boulons d’ancrage de classe 6.8 et de diamètre 20mm(soit un ratio de 96%) alors qu’on a besoin que de deux boulons de classe 6.8 et de diamètre 16mm ( pour reprendre l’effort de compression et de cisaillement négatif (soit un ratio de 55%).Le même constat peut-être fait dans le cas 2)

Les résultats adoptés sont réunis dans ce tableau.

**Tableau 4.2.** Résultat adopté du dimensionnement

	Efforts en kN	Dim. Tige d’ancrage	Plaque d’assise
Cas 1 : Appui sous Voiles	N= 297,91	8 boulons ordinaires de diamètre 20mm et de Classe 6.8	Epaisseur 20mm; Acier E24 a=400mm,b=400mm
	T= 181,4		
Cas 2 : Appui sous Poteaux	N= 118,3	8 boulons ordinaires de diamètre 20mm et de Classe 6.8	Epaisseur 20mm; Acier E24 a=400mm,b=400mm
	T= 180,56		

Mais avant de confirmer ces choix, on propose d’effectuer quelques vérifications par le CCM

#### 4.4 Calcul des forces de résistance des éléments d'ancrage

##### 4.4.1. Boulons d'ancrage.

$$\text{Résistance en traction : } F_{t,Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{mb}}$$

$f_{ub}$  : Résistance du matériau du boulon à la traction

Classe 6.8  $\longrightarrow$   $f_{ub}=600$  MPa.

Diamètre de 20mm  $\longrightarrow$   $A_s = 245\text{mm}^2$

$\gamma_{mb} = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel ( pour la traction)

$$\text{Finalement } F_{t,sd} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 245}{1,50} = 88,2 \text{ KN}$$

$$\text{Résistance en cisaillement : } F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}} \text{ pour la nuance 6.8}$$

Dans ce cas  $\gamma_{mb} = 1,25$  (cisaillement et les autres cas)

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot 600 \cdot 245}{1,25} = 58,8 \text{ KN.}$$

##### 4.4.2 Plaque d'assise

La résistance de calcul d'une section (section avec boulons ordinaires) à la traction est donnée

$$\text{selon la formule suivante : } N_{uRd} = \frac{0,9f_u A_{net}}{\gamma_{m2}}$$

$A_{net}$  : section nette de la plaque.

Dans les deux cas du tableau ci-dessus, les plaques d'assise ont les mêmes dimensions et les mêmes nombres de trous et de diamètre identique devant recevoir des boulons ordinaires, par conséquent, elles ont aussi les mêmes sections nettes  $A_{net}$  que l'on définit par :  $A_{net} = A_{brute} - A_{trous}$

$A_{brute}$  : section brute de la plaque.

$A_{trous}$  : section de l'ensemble des trous

4.4.3. Vérification des dimensions de la tige d'ancrage et de la plaque d'assise par le CCM 97.

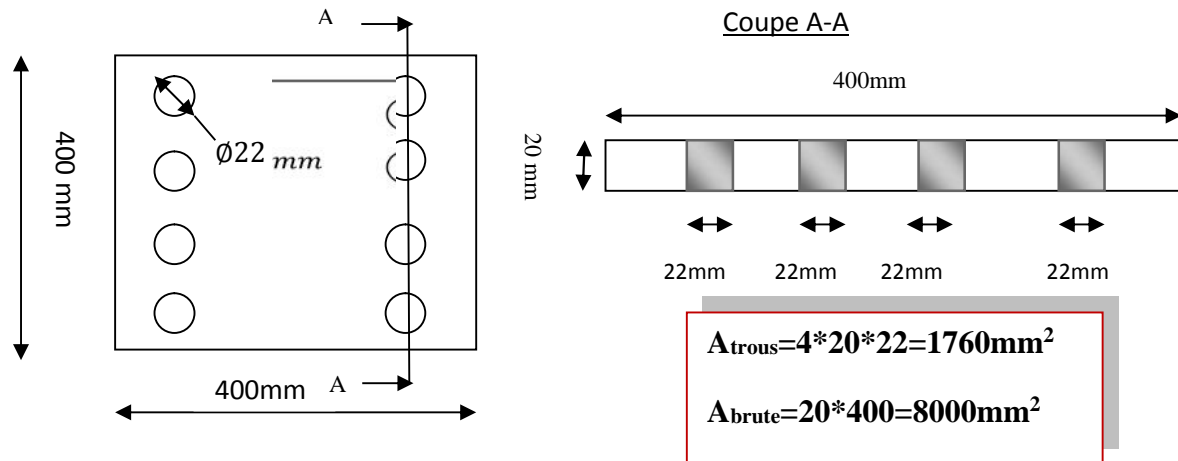


Figure 4.6 : Plaque d'ancrage

Donc,  $A_{net} = 8000 - 1760 = 6240 \text{ mm}^2$ .

La résistance ultime du matériau  $f_u = 340 \text{ MPa}$  pour la nuance S235.

Finalement,  $N_{uRd} = \frac{0,9 \cdot 6240 \cdot 340}{1,25} = 1527,552 \text{ KN}$ .

4.3.1 Vérifications.

Cas 1 : Appuis sous voiles

L'effort de traction appliqué  $N = 297,91 \text{ KN}$

L'effort tranchant appliqué  $T = 181,40 \text{ KN}$

L'effort de traction que reprend chaque boulon est  $F_{t, sd} = \frac{N}{8} = \frac{297,91}{8} = 37,24 \text{ kN}$

L'effort de cisaillement que reprend chaque boulon est  $F_{v, sd} = \frac{T}{8} = \frac{181,40}{8} = 22,67 \text{ kN}$

Les boulons étant soumis à l'action combinée Traction+cisaillement, alors la condition à assurer selon le CCM 97 est :

$$\frac{F_{v, sd}}{F_{v, Rd}} + \frac{F_{t, sd}}{1,4 \cdot F_{t, sd}} \leq 1.$$

$$\frac{22,67}{58,8} + \frac{37,24}{1,4 \cdot 88,2} = 0,69 < 1 \quad \text{Verifié}$$

Les caractéristiques de ce boulon d'ancrage conviennent pour reprendre les efforts qui lui sont appliqués.

**La plaque** est sollicitée par un effort de traction égale à :  $N_{sd}=297,91$  KN alors que sa résistance est évaluée à  $N_{tsd}=1527,552$  KN. On voit bien que  $N_{sd} < N_{tsd}$  soit un ratio de 19,5%.

La tige d'ancrage de  $\varnothing 20\text{mm}$  et la plaque d'assise de  $400*400*20$  sont capables de résister aux efforts verticaux (297,91KN) et horizontal (181,40KN) appliqués.

### **Cas 1 : Appuis poteaux**

L'effort de traction appliqué  $N=118,30$  KN

L'effort tranchant appliqué  $T=180,56$  KN

L'effort de traction que reprend chaque boulon est  $F_{t,sd} = \frac{N}{8} = \frac{118,30}{8} = 14,8$  kN

L'effort de cisaillement que reprend chaque boulon est  $F_{v,sd} = \frac{T}{8} = \frac{180,56}{8} = 22,57$  kN

**Les boulons** étant soumis à l'action combinée Traction+cisaillement, alors la condition à assurer selon le CCM 97 est :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4.F_{t,sd}} \leq 1.$$

$$\frac{22,57}{58,8} + \frac{14,8}{1,4.88,2} = 0,503 < 1 \quad \text{Verifié}$$

Les caractéristiques de ce boulon d'ancrage conviennent pour reprendre les efforts qui lui sont appliqués.

**La plaque** est sollicitée par un effort de traction égal à :  $N_{sd}=180,56$  KN alors que sa résistance est évaluée à  $N_{tsd}=1527,552$  KN. On voit bien que  $N_{sd} < N_{tsd}$  soit un ratio de 11,8%.

La tige d'ancrage de  $\varnothing 20\text{mm}$  et la plaque d'assise de  $400*400*20$  sont capables de résister aux efforts vertical (180,56KN) et horizontal (180,56KN) appliqués.

Dans ce qui suit on présentera quelques vérifications supplémentaires prenant en compte les armatures dans le massif de béton.

### **4.5. Vérification de massifs d'ancrage**

Les figures ci-dessous montrent les phénomènes de transmission des efforts dans le massif du béton. Certains d'entre eux sont pris en compte lors du dimensionnement par EN 1993-1 8:2005.[52]

Il s'agit des phénomènes comme les ruptures possibles par fendage, l'écrasement et l'éclatement du béton.

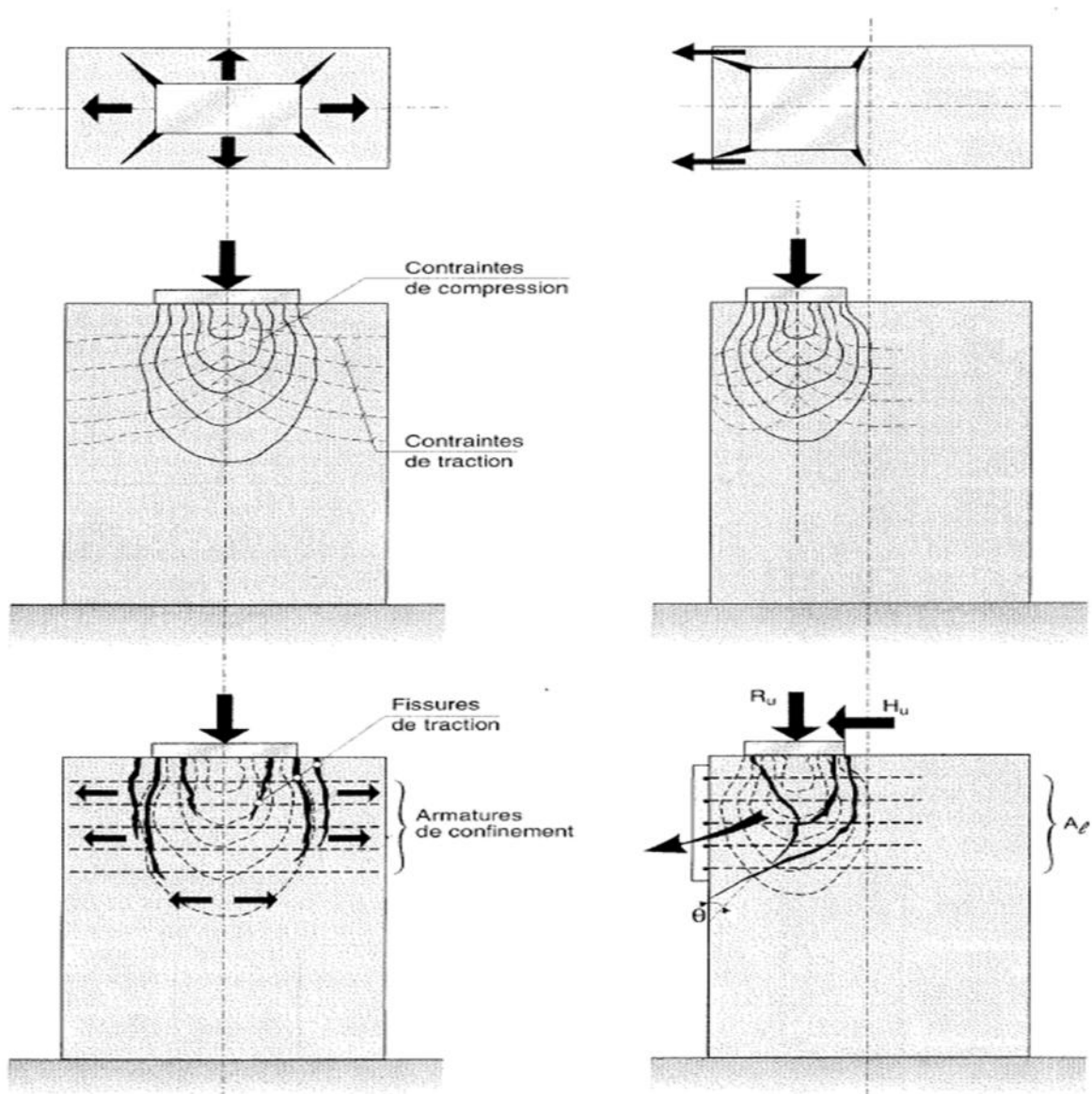


Figure 4.7 Etat de contraintes et ruptures possibles par éclatement



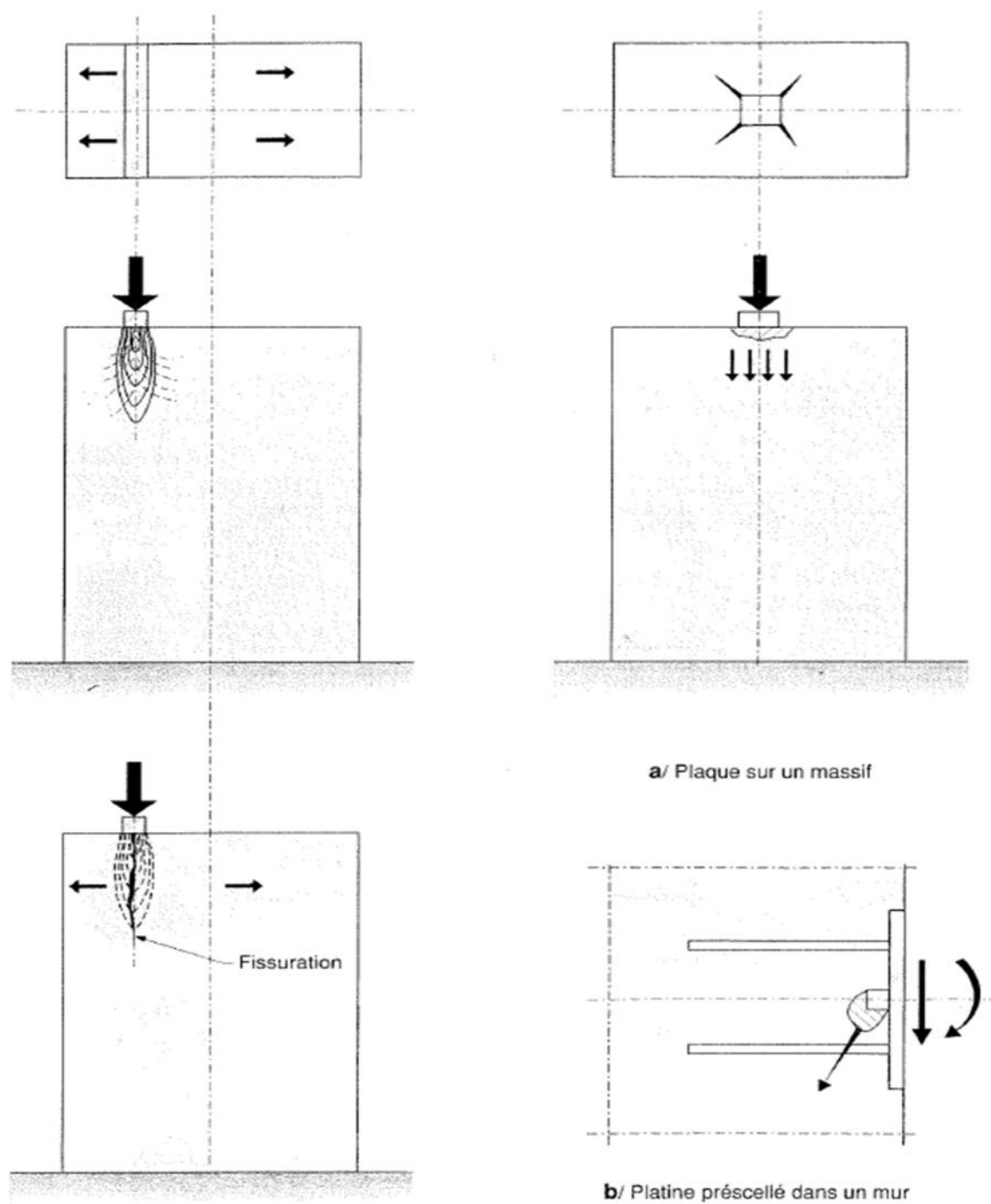
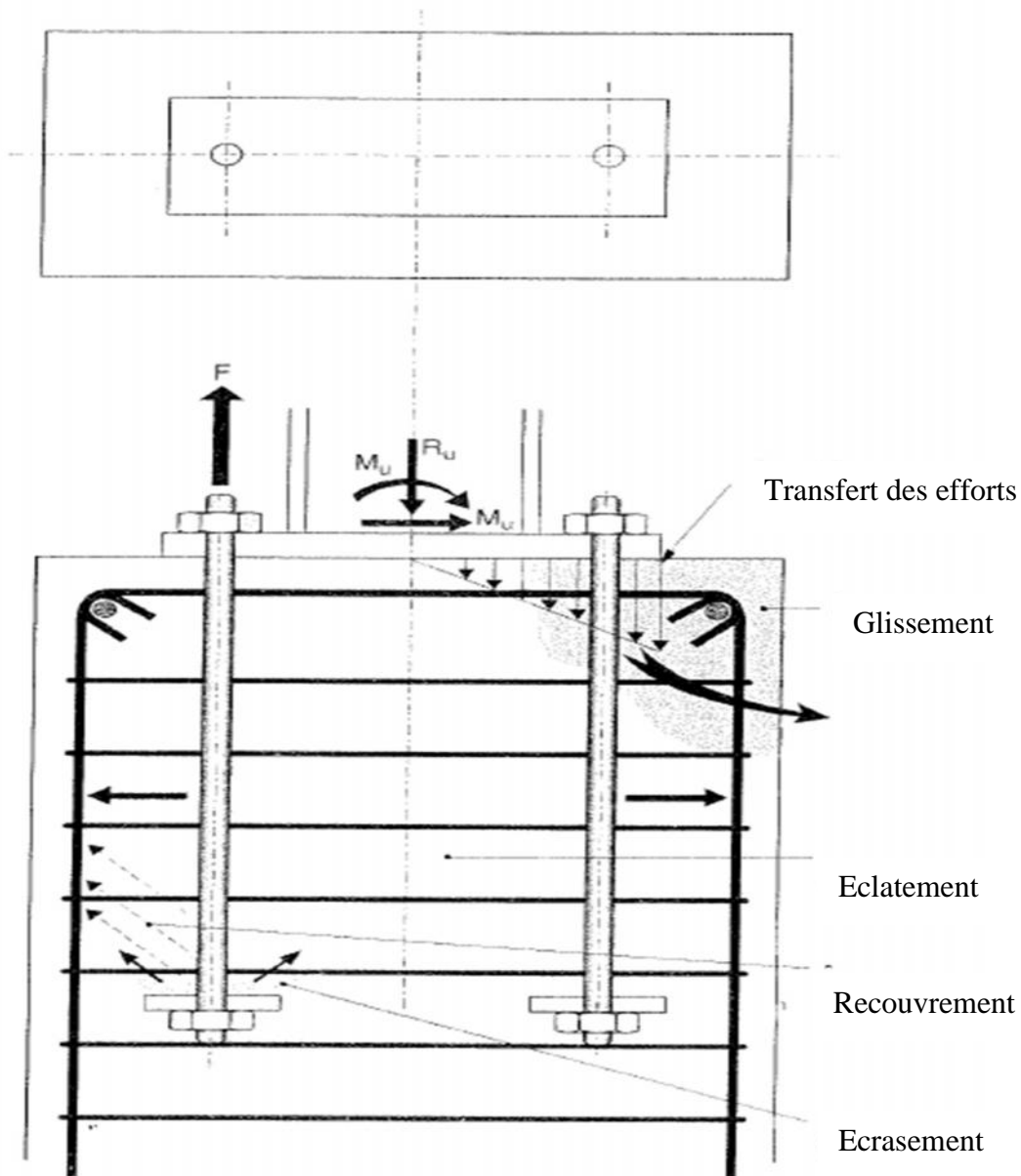


Figure 4.8 : Etat de contraintes et ruptures possibles par éclatement.



**Figure 4.9** .Ruptures possibles à la fois par glissement, écrasement et éclatement

On voit d'après la figure 1 qu'en présence d'une tige de scellement, plusieurs phénomènes interagissent. C'est pourquoi on est tenu d'assurer que ces phénomènes n'affectent pas la répartition des efforts dans le massif du béton.

Dans ce qui suit, on vérifiera que le glissement du coin et le transfert des efforts.

### 4.5.1 Glissement du coin.

Ce glissement est dû aux réactions des boulons d'ancrage comme indiqué sur la figure ci-dessous. [52]

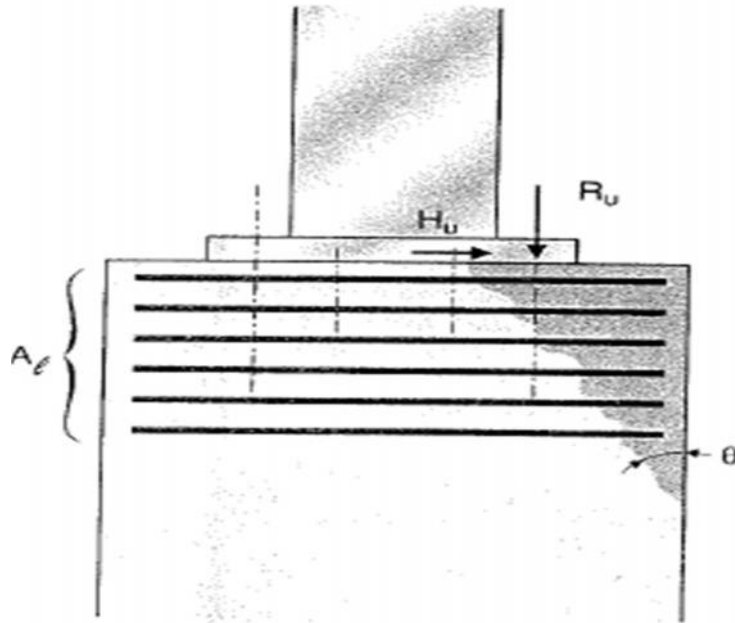


Figure :4.10 : glissement du coin

On doit vérifier que :  $\frac{A_l \cdot f_e}{\gamma_s} \geq \beta R_U + H_U$  où  $\beta = \frac{1,5 - \text{tg}\theta}{1 + 1,5 \text{tg}\theta}$  avec  $\theta = 30^\circ$  d'après BAEL 91.

$$\beta = \frac{1,5 - \text{tg}30^\circ}{1 + 1,5 \cdot \text{tg}30^\circ} = 0,495$$

$A_l$  : section des armatures transversales

$R_u$  : Réaction verticale de la réaction d'appui. Dans notre cas, elle représente l'effort que reprend chaque boulon d'ancrage.  $R_u = F_{t,sd}$ .

$H_u$  : Réaction horizontale de la réaction d'appui. Elle représente l'effort de cisaillement que reprend chaque boulon.  $H_u = F_{v,sd}$ .

- Appui sous poteaux :  $R_u = 14,8 \text{ KN}$  ;  $H_u = 22,57 \text{ KN}$ .

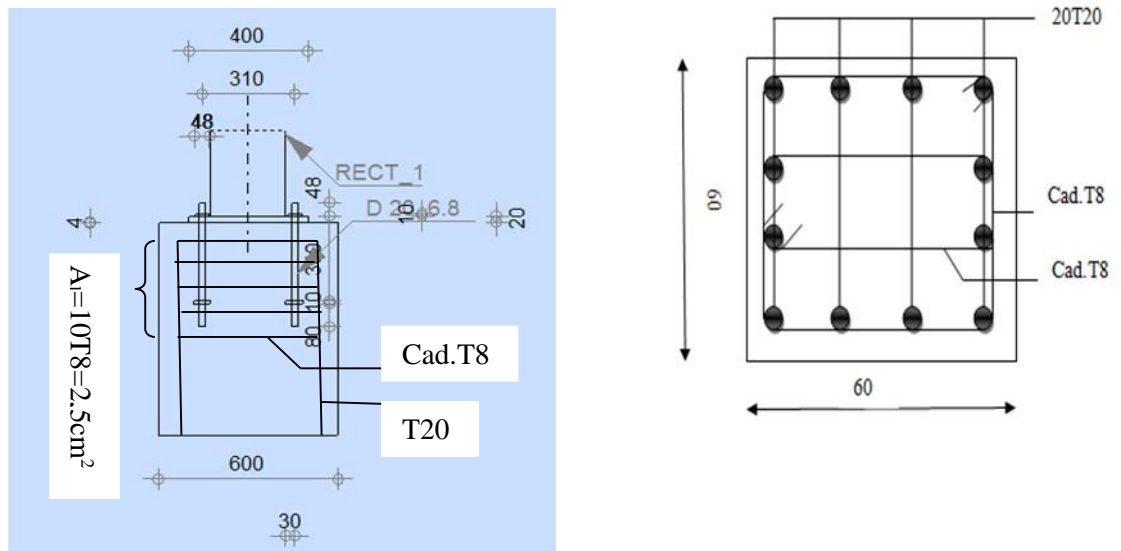


Figure 4.11. Anchrage de la tige dans le poteau.

Finalemment on vérifie que :

$$\frac{A_l \cdot f_e}{\gamma_s} \geq \beta R_U + H_U$$

$$\frac{A_l \cdot f_e}{\gamma_s} = \frac{500 \cdot 235}{1,15} = 102,173 \text{ KN}$$

$$\beta R_U + H_U = 0,495 \cdot 14,8 + 22,57 = 29,89 \text{ KN}$$

Il n’y a pas risque de glissement de coin car, 102,173 KN > 29,89 KN soit un ratio de 29,25%.

Remarque : Pour le cas des appuis élastomères sous voiles, il n’est pas nécessaire de vérifier le glissement du coin car dans ce cas, les tiges sont ancrées directement dans la partie intermédiaire d’une poutre (sachant que les appuis sont sur des poutres)., pas à l’extrémité de cette dernière pour engendrer le glissement du coin. Sachant que les appuis sont sur des poutres.

#### 4.5.2 Transmission des efforts

Les tiges d’ancrage doivent être ancrées dans le massif de béton soit par un crochet, par une plaque de type <rondelle> ou par toutes autres pièces noyées dans le béton et assurant une répartition adéquate des efforts. La force F de traction appliquée aux tiges d’ancrages induits des bielles comprimées à 45° dans le béton qui sollicitent les armatures transversales. La force se répartit entre les armatures verticales (longitudinales) situées sur les deux faces au prorata des distances. [52]

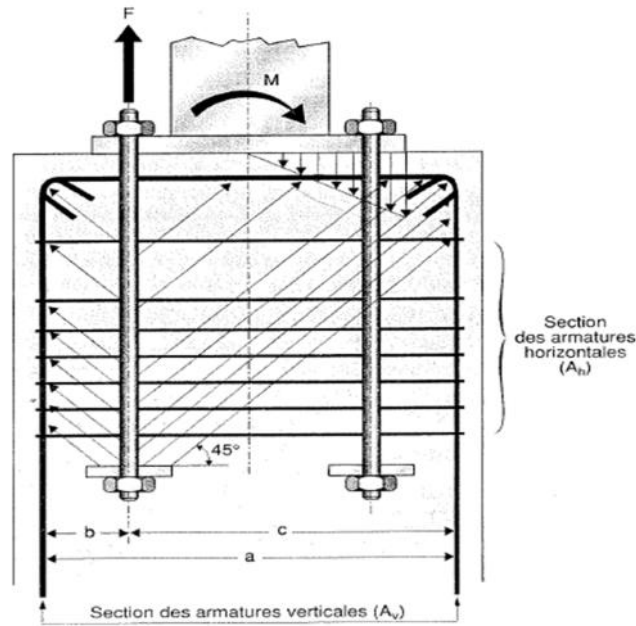


Figure 4.12. Transmission des efforts

La condition à satisfaire pour assurer une transmission adéquate des efforts dans le massif du béton est :  $F \cdot \frac{c}{a} \leq A_v \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}$  où F, c, a et  $A_v$  sont comme définis dans la figure ci-dessus.

Dans notre cas F représente l'effort de traction que reprend chaque boulon d'ancrage :  $F = F_{t,sd}$ .

4.5.1.a. Appuis sous poteaux :  $F = F_{v,sd} = 14,78 \text{KN}$ .

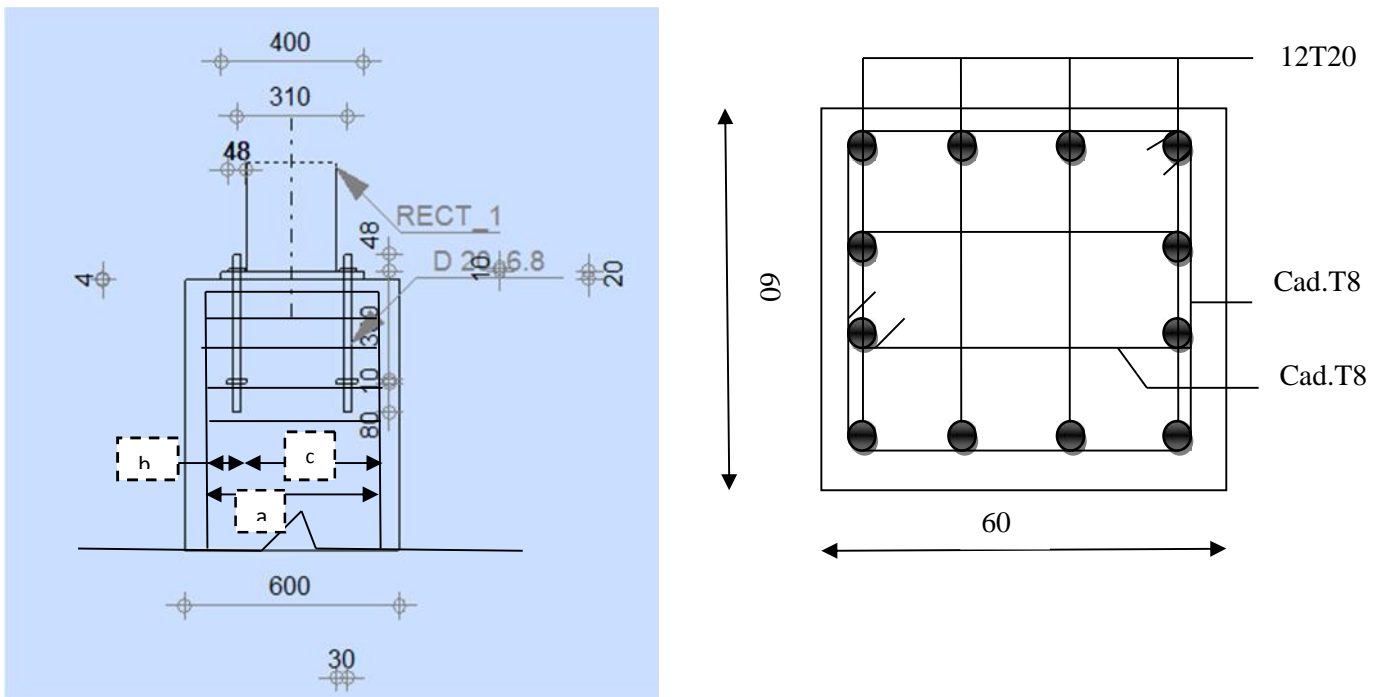


Figure 4.13 : Ancrage de la tige dans le poteau.

Détermination des valeurs a, b et c.

L'enrobage étant de :  $e=2,5\text{cm}$ .

L'entraxe de tige est : 310.

$a=600-2.e-\phi=600-2.25-20=530\text{mm}$ .

$b=(a-310)/2=(530-310)/2=110\text{mm}$ .

$c=a-b=530-110=420\text{mm}$ .

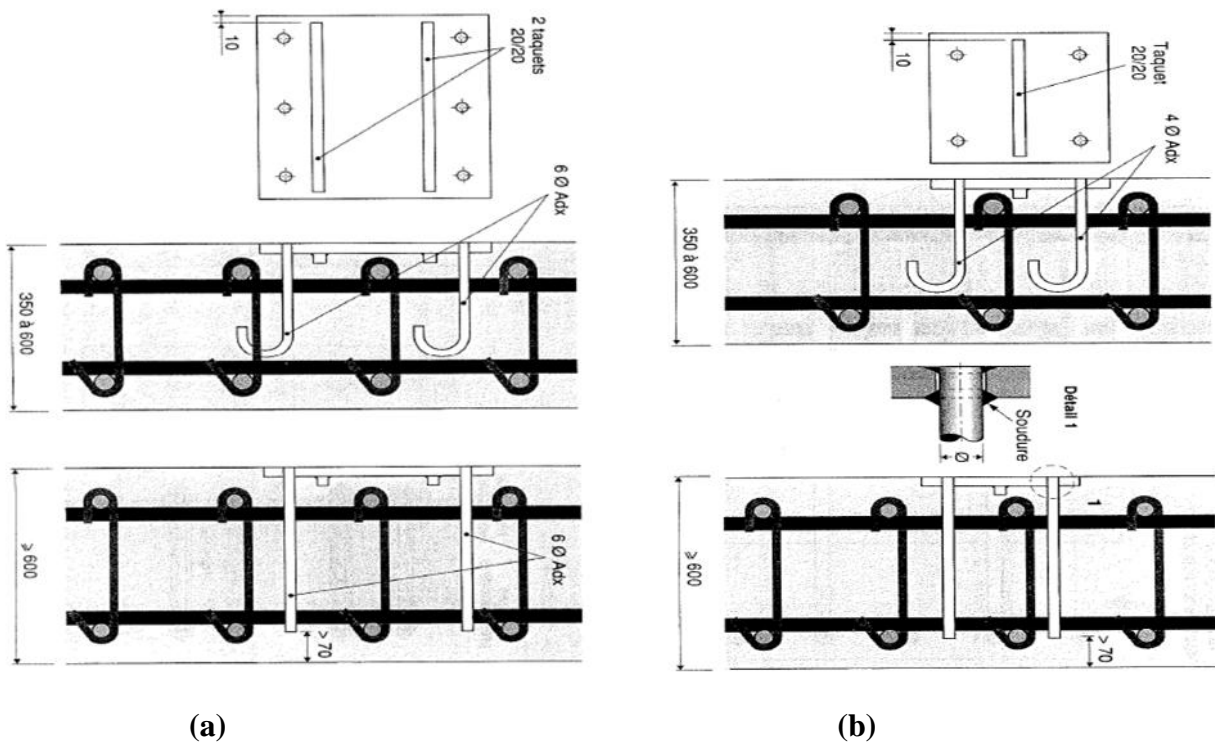
Av étant la section des armatures verticales (armatures longitudinales), voir la **figure 4.12**.  $A_v=12T20=12*3,14=37,68\text{ cm}^2$

On calcule le premier membre  $F \cdot \frac{c}{a} = 14,79 \cdot \frac{420}{530} = 11,72\text{ KN}$  } :  $11,72\text{kN} \leq 1311,24\text{kN}$ .  
 Le deuxième membre :  $A_v \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = 3768 \cdot \frac{400}{1,15} = 1311,26\text{ KN}$ .

La condition est vérifiée avec un ratio de 0,8%, ce qui permet de conclure que la transmission se fera à 99,2% sans difficulté.

**4.5.2.b. Appuis sous voile :  $F = V_{sd}=37,23\text{KN}$**

L'ancrage des tiges dans un mur, une dalle ou une poutre n'est pas le même que celui des poteaux. Les dispositions possibles sont présentées ci-dessous.[52]



**Figure 4.14 Possibilité d'ancrage dans les murs (épaisseur=350 à 400mm et  $e \geq 600\text{mm}$ )**

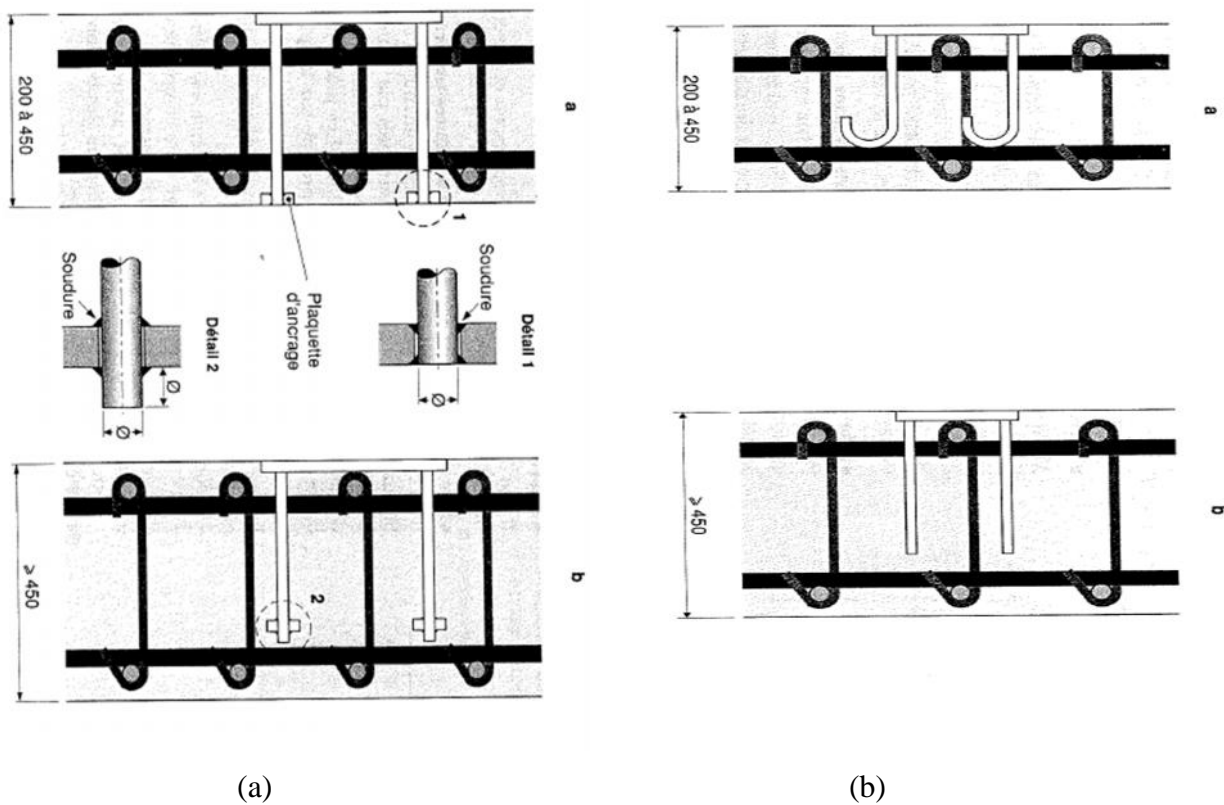


Figure 4.15 Possibilité d’ancrage dans les murs (épaisseur=200 à 450mm et e 450mm)

Dans notre cas, il s’agit d’ancrer les tiges dans une poutre. La poutre sur laquelle est posé l’élastomère est celle du plancher haut du 21ème étage. Sa section transversale est de 60\*70cm.

On présente son ferrailage avec disposition de la tige d’ancrage.

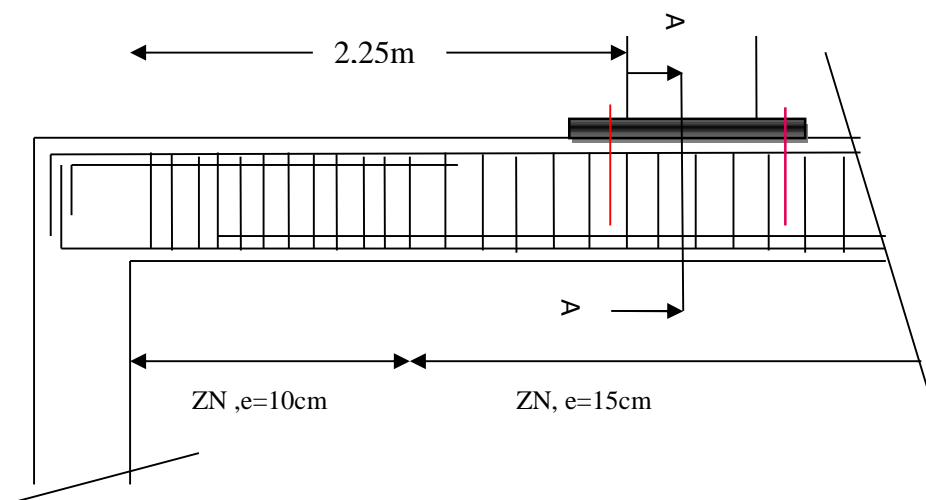
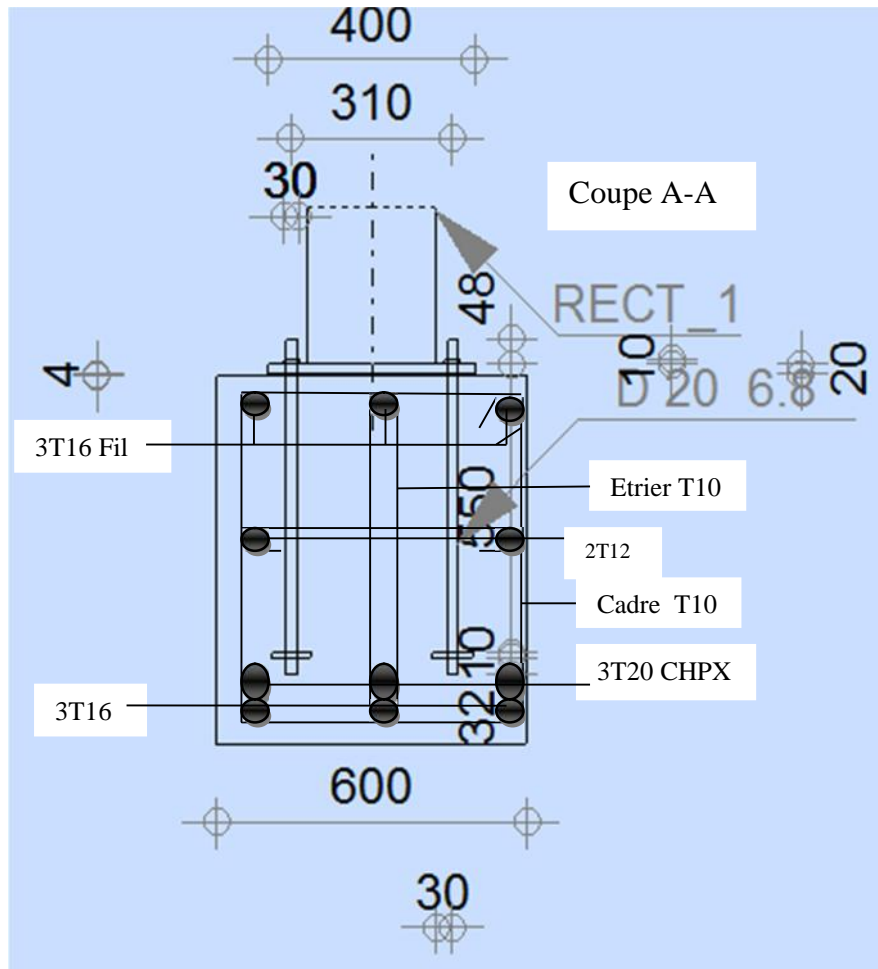


Figure 4.16. Vue sur ancrage dans la poutre



**Figure 4.17** Coupe sur poutre montrant la disposition des dispositifs d'ancrage.

On suppose dans ce cas que les bielles comprimées qu'engendrent la force sont réparties uniquement entre les armatures transversales.  $A_v = \text{cadre T10} + 2 \cdot \text{étriers T10} = 3T10 = 2,34 \text{ cm}^2$ .

De la même manière, on détermine les constantes a, b, c.

L'enrobage étant de :  $e = 2,5 \text{ cm}$ .

L'entraxe de tige est : 310.

$a = 600 - 2 \cdot e - \phi = 600 - 2 \cdot 25 - 10 = 540 \text{ mm}$ .

$b = (a - 310) / 2 = (540 - 310) / 2 = 115 \text{ mm}$ .

$c = a - b = 540 - 115 = 425 \text{ mm}$ .



$$\left. \begin{array}{l} \text{On calcule le premier membre } F \cdot \frac{c}{a} = 14,79 \cdot \frac{425}{540} = 29,23 \text{ KN} \\ \text{Le deuxième membre : } A_v \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = 234 \cdot \frac{400}{1,15} = 81,39 \text{ KN} \end{array} \right\} : 29,23 \leq 181,39 \text{ kN.}$$

La condition est vérifiée avec un ratio de 35,91%, ce qui permet de conclure que la transmission se fera à 64,08% sans difficulté.

Jusqu'à présent, tout le travail qu'on a fait ne concerne que les dispositifs d'ancrage de la partie inférieure de l'appareil d'appui. Ce qui représente la liaison des appuis en élastomère fretté avec les éléments de la structure principale.

Pour permettre au système TMD de jouer son rôle de dissipateur passif d'énergie, les mêmes éléments d'ancrage doivent être utilisés pour la partie supérieure de l'appui en élastomère sachant que la base supérieure et inférieure de l'appareil d'appui en élastomère sont sollicitées par les mêmes efforts.

Toutes les vérifications effectuées pour l'ancrage de la partie inférieure sont aussi valables pour la partie supérieure.

**4.6. Conclusion**

Ce chapitre qui implique le dimensionnement des dispositifs d'ancrage (platine+tige d'ancrage) a permis de constater que les tiges d'ancrage ne participent pas à la résistance en cas des efforts de compression, seules les platines participent en répartissant les efforts dans le massif. Par contre, en présence d'effort de traction ces tiges contribuent à la résistance de l'assemblage. Son ancrage permet de répartir les charges aussi loin que possible de la surface de contact (platine+massif). Dans tous les cas, les platines participent à la résistance en répartissant les efforts dans le massif du béton.

Les dimensions de la platine dépendent, hors mis les efforts extérieurs, des dimensions en plan du massif de béton. Par contre les longueurs des tiges d'ancrage dépendent de la profondeur du massif de béton.

Ces dispositifs sont fixé aux appuis élastomère dans leurs bases inférieures (liaison avec la tour) et supérieures (liaison avec la masse du TMD).

L'appui élastomère constitue l'une des parties intégrantes pour le modèle du système TMD étudié dans ce projet. Sa liaison avec les autres éléments de la structure est encore plus importante.

# **CONCLUSION GENERALE**

L'objectif de ce travail est de mettre en évidence le potentiel et l'efficacité d'un système TMD en étages et la faisabilité en pratique de ce système. Dans cet optique, l'étude a été structurée en plusieurs parties dont :

La première partie s'est focalisée sur les généralités des systèmes TMDs et la définition des systèmes TMDs passifs et leur conception. Dans la continuité d'un travail antérieur, la performance dynamique de la structure principale d'une tour en 23 étages a été reprise et le choix du système TMD optimal a été déterminé

La partie principale de ce travail consiste à concevoir et dimensionner les appareils d'appui en élastomère qui servent de supports pour le TMD constitué en deux étages. En guise de vérification finale, la structure (tour) et le système TMD avec les caractéristiques des supports en élastomère ont fait l'objet d'une analyse dynamique temporelle.

Enfin, la dernière partie est consacrée à l'étude détaillée des ancrages des appuis élastomères aux éléments de la structure (les poutres, poteaux, voiles).

Aux termes de cette étude, il découle les conclusions suivantes: Le présent modèle du TMD est efficace dans la réduction des déplacements soit 52,75% pour un rapport de masse de 4,37% et peut-être utilisée comme un système de contrôle (passif) dans les structures soumises aux actions sismiques.

Le pourcentage de réduction dépend du rapport de masse  $\mu$ . Un TMD lourd est plus efficace qu'un TMD moins lourd, c'est-à-dire plus le rapport( $\mu$ ) de masse est important plus le TMD joue efficacement son rôle d'amortisseur de vibration. Mais au delà de certaines valeurs du rapport  $\mu$ , le TMD devient inefficace, très généralement une augmentation de la réponse de la structure principale est constatée.

L'utilisation d'un TMD amorti peut-être efficace lorsque sa valeur d'amortissement est obtenue en accordant les deux fréquences.

Les appuis élastomères doivent être suffisamment souples pour augmenter la période propre du TMD jusqu'à l'approcher de la période fondamentale de la structure principale. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'appui élastomère. Dès lors, l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) dont l'objectif de contrôler les déplacements, un compromis satisfaisant sera réalisé entre la réduction du déplacement (dans la tour) et l'accroissement du déplacement (dans le TMD).

L'ancrage des appuis élastomères est assuré au moyen des dispositifs d'ancrage (plaque d'acier et les tiges d'ancrage) utilisés en charpente métallique.

## **Perspectives**

Il serait très intéressant de mener une étude expérimentale sur une table vibrante d'une structure à échelle réduite équipée du même type de TMD utilisé dans ce projet afin de corroborer les résultats numériques.

Elaborer un petit programme de dimensionnement (vérification incluse) des appuis élastomères à travers l'EXCEL afin de diminuer le temps d'études et d'éviter un volume de calcul important.

# Bibliographie

- [1]. vibration protection for structures, buildings, machinery and other equipment with tuned mass damper''gerb schwingungsisolierungen, gmbh & co.kg, 2007.
- [2]. Othman Ben Mekki, « Amortissement Semi-Actif des structures flexibles », thèse pour le diplôme de docteur de l'école nationale des ponts et chaussées, l'università degli studi roma "tor vergata", mai 2007
- [3].Min Ho Chey, Passive and Semi-active Tuned Mass Damper Buildings Systems'', University of canterbury, Christchurch, new zealand, 2007.
- [4] Mir M.Ali and Kyoung Sun Moon, ''Structural Developments In Tall Building : trends and future propects''university of sydney, architectural science review volume 50.3,pp 205-223,2007.
- [5] Nilson P.A. et Elliot S.J. Active control of sound. Acedemic Press, 1992.
- [6]. Sadek F. et Mohraz B. Semi-active control algorithms for structures with variable dampers. Journal of Engineering Mechanics, 124(92):981–990, September 1998.
- [7]. Soong T.T. et Dargush G.F. Passive energy dissipation systems in structural enginnering. Wiley Sons, 1997.
- [8]. Allen, Clark, D. E., "Building Vibrations from Human Activities," Concrete International: Design and Construction, American Concrete Institute, 12:No.6 (1988) pp. 66–73.
- [9]. Kwok K.C.S(1995) Performance of tuned mass dampers Under Wind loads Engineering Structures, Vol. 17, No. 9, pp. 655~67.
- [10]. Blekherman A.N(1996) Mit igtat ion of response of high-rise structural systems by Means of optimal tuned mass damper, Eleventh world conference on Earthquake Engineering paper no-89.Easter Division.New York.
- [11]. A.N.BLECKHERMAN, Means of optimal tuned mass damper (copyright 1996), Eleventh world conference on Earthquake Engineering paper no-89.Easter Division.New York.
- [12].Wakabayashi,T.Shimazu,T. and Araki, H(Aug.1996) Overall Survey of recent control system intalled in buildings.Part 1.Passive and acitive mass damper.Summaries of Technical Papers. of Annual Meeting. AIJ.pp 829-830
- [13]. Installed in buildings. Eleventh world conference on Earthquake Engineering, Paperno.809.T.Shumazou and H.Araki,faaculty of engineering,Hiroshima University,1996.

- [14] Seyed Mahdi Zahrai and Amin Ghannadi Asl, Effectiveness of tuned mass dampers in mitigating seismic vibration of multi-story buildings, School of Civil Engineering the University of Téhéran, Iran. 7th international congress on civil engineering, 2006
- [15]. A.C. Malatesta, C. Chen. (August, 2008) "hazardous vibration mitigation of structure using magneto-rheological tuned mass damper" Journal of Earthquake California State University, Chico. (August, 2008)
- [16]. Babak Kamrani-Moghaddam Mohammad Rahimian and Amir K. Ghorbani-Tanha, "performance of tuned mass damper for response reduction of structures Under near-field and far-field seismic excitations" 4th international conference earthquake engineering Taipei, Taiwan, paper no. 112, October 12-13, 2006.
- [17]. Sadek Fahim, Mohraz Bijan (1997) A method of estimating the parameters of Tuned mass dampers for seismic applications. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 26 pp 617-635.
- [18]. P. Huang, P. Reinhall, I. Shen, J. Yellin (2001), Thickness deformation of constrained layer damping—an experimental evaluation, American Society of Mechanical Engineers Journal of Vibration and Acoustics: 123 pp 213–223.
- [19]. Chen Genda, Wu Jingning (2001) Optimal placement of multiple tuned mass dampers for seismic structures Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 9. 61
- [20]. Li Hua-Jun, Hu Sau-Lon James (2002) Tuned Mass Damper Design for Optimally Minimizing Fatigue Damage Journal of Engineering Mechanics, Vol. 128, No. 6.
- [21]. R Yang, X Zhou, X Liu Seismic structural control using semi active. - Earthquake Engineering and Engineering Vibration 1(1), 111-118. [ascelibrary.org](http://ascelibrary.org)..., 2002 – Springer Link.
- [22]. A Kareem, S Kline. tuned mass dampers - Journal of Structural Engineering, 1995 pp. 348-361 - [ascelibrary.org](http://ascelibrary.org)
- [23]. Li, C. (2003). Multiple active-passive tuned mass dampers for structures under the ground acceleration. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 32(6), pp949–964.
- [24]. Chouh Nawawi (2004) Behaviour of soil-structure system with tuned mass Dampers [iitk.ac.in](http://iitk.ac.in). 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 1353
- [25]. R Mishra - 2011 During near-source earthquakes. Thirteenth world conference on Earthquake Engineering paper no. 1353. - [ethesis.nitrkl.ac.in](http://ethesis.nitrkl.ac.in)
- [26]. Ghosh A, Basu B (2004) Effect of soil interaction on the performance of tuned mass dampers for Seismic applications. Journal of Sound and Vibration 274 pp 1079–1090.

- [27]. Lee Chien-Liang, ChenYung-Tsang(2006) Optimal design theories and applications of tuned mass dampers. *Engineering Structures* 28 pp 43–53
- [28]. Saidi I, Mohammed A.D(2007) Optimum design for passive tuned mass dampers using viscoelastic materials Australian Earthquake Engineering Society Conference.
- [29]. Felix Weber, Glauco Feltrin, and Olaf Huth, "guidelines for structural control", swiss federal laboratores for materiales testing and research dubendorf, switzerland, 2006.
- [30]. Wong K.K.F(2008) Seismic Energy Dissipation of Inelastic Structures with Tuned Mass Dampers. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 134, No. 2.
- [31]. Alexander Nicholas A, Schilder Frank(2009) Exploring the performance of anonlinear tuned mass damper *Journal of Sound and Vibration* 319 pp 445–462.
- [32]. Bitaraf Maryam, Ozbulut Osman E, Hurlebaus Stefan(2010) Application of Semi active control stratégies for Seismic protection of buildings with MR Dampers *Engineering Structures*. Volume 32, Issue 10, Pages 2995-3432.
- [33]. Lin Chi-Chang, Lu Lyan-Ywan, Lin Ging-Long(2010) Vibration control of Seismic. vol. 32, no10, pp. 3404-3417.
- [34]. GL Lin, CC Lin, JF Wang. Protection of Seismic Structures using semi-active friction multiple tuned mass dampers, *Engineering Structure* 62. *Journal of structural engineering*, 2003.
- [35]. Chien-Liang et al. Effectiveness of Tuned-Mass Control System using Shaking Table Experiments,"4World Conference on Structural Control and Monitoring, San Diego, 2006.
- [36]. Zahrai, S.M. et Ghannadi-Asl, A. Seismic response reduction of tall buildings using tuned mass dampers", 7th International Conference on Multi-Purpose High-Rise Towers and Tall Buildings, Dubai, UAE (2005).
- [37]. Tsai, H.C. et Lin, G.C. Optimum tuned mass dampers for minimizing steady-state response of support excited and damped systems", *Earthq. Engng Struct. Dynam.*, 22, pp 957-973 (1993).
- [38]. Zahrai, S.M. and Ghannadi-Asl, A. Seismic response reduction of tall buildings using tuned mass dampers", 7th International Conference on Multi-Purpose High-Rise Towers and Tall Buildings, Dubai, UAE (2005).
- [39]. Setra Juillet 2007, service d'Etudes technique des routes et des autoroutes « Guide technique » Appareils d'appui en élastomère fretté. Utilisation sur les ponts, viaducs et structure similaires. Rapport SETRA.
- [40] Toni Liedes, Thesis :Improving the performance of the semi-active tuned Mass Damper''faculty of technology, department of mechanical engineering, university of Oulu, 29 may 2009.



- [41] Tracy Kjewski and Ahsan Kareem(2002),estimation and modeling of damping and engineering auxillary damping systems in civil engineering structures :an overview'',nathaz(Natural Hazards) modeling laboratory university of Notre Dame.
- [42] K.Maebayashi,kShiba,Mita et Inada''hybrid mass damper system for response control of building'',shimizu corporation,Tokyo,Japan,earthquake engineering,tenth world conference,1992 balkema,rotterdam.isbn9054100505.
- [43] Chapter 4 « Tuned Mass Damper Systems »,conch04v2. [www.joostdevree.nl](http://www.joostdevree.nl).(consulté le 28 avril 2014).
- [44]. Environnement des appareils d'appui en élastomère fretté. Recueil des règles de l'art. Sétra /LCPC 10/1978. Réf. F 7810.
- [45]. Mémento pour la mise en œuvre sur ouvrages d'art – MEMOAR – Collection de fiches techniques. Fiche n° VIII-1"Appareils d'appui en élastomère fretté. Révision 2009
- [46]. Appareils d'appui en caoutchouc – Documents scientifiques et techniques. AFPC, juillet 1994.
- [47]. ITSEOA : deuxième partie - Fascicule 13 "Appareils d'appui" - Guide technique. Sétra, 2003, 67 p. (référence Sétra F0230) ;
- [48] Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec : Mise au point Par : Lotfi Guizani 2005, Ing., Ph.D. ALG Groupe Conseil Inc: Rapport sommaire préliminaire sur l'isolation sismique du pont (Madrid) A20E (N/D : Z-0505), Rapport interne, ALG Groupe Conseil Inc., août 2005.
- [49]. Note d'information technique n° 27 sur l'application nationale de la norme NF EN 1337 (appareils d'appui structuraux). Sétra. Décembre 2006.
- [50] Les appuis pour le BTP (bâtiments et travaux publics) : quality CR - ASQPE 1683 / EN 1337-3, SNAC.(mai 2014).
- [51] Appuis élastomères en LASTO BLOCK, Mageba. [www.mageba.ch](http://www.mageba.ch).(consulté le 9 octobre 2013).
- [52].Mémento Tech. Formulaire du béton armé,(1997) règle BAEL 91, Eurocode 2, PS 92.VICTOR DAVIDOVICI.
- [53] Norme Européenne, ENV-1998.

## ANNEXE A

A-1. Liste de quelques structures équipées des TMDs à travers le monde.

<b>Applications à travers le monde des TMDs</b>				
<b>Noms et types de structures</b>	<b>Ville/Pays</b>	<b>Types et nombre d'amortisseur utilisés</b>	<b>Date d'installation (approximative.)</b>	<b>Autres information (fréquences naturelles, Masse d'amortisseur effective etc.)</b>
<b>Amortisseur à Masse Accordée passif (PTMD)</b>				
<b>CN Tower TV antenna</b> (553m)	Toronto, Canada	PTMD	1973	-
<b>John Hancock Building</b> (244m)	Boston, USA	PTMD (2)	1977	0.14 Hz 2 x 300t avec TMD: 4%
<b>City Corp Center</b> (high-rise building) (278m)	New York, USA	PTMD	1978	0.16 Hz 370t: avec TMD~4%
<b>Sydney Tower</b> (305 m)	Sydney, Australia	PTMD (pendulaire)	1980	0.10, 0.50 Hz 220 t
<b>Al Khobar</b> 2 chimnies (120 m)	Saudi Arabia	PTMD	1982	0.44 Hz 7t
<b>Ruwais Utilities</b> chimney	Abu Dhabi	PTMD	1982	0.49 Hz 10t
<b>Deutsche Bundespost</b> cooling tower (278 m)	Nornberg, Germany	PTMD	1982	0.67 Hz 1.5t

<b>Yanbu Cement Plant</b> chimney (81 m)	Saudi Arabia	PTMD	1984	0.49 Hz 10t
<b>Hydro-Quebec wind generator</b>	Canada	PTMD	1985	0.7-1.2 Hz 18t
<b>Chiba Port Tower</b> (125m)	Chiba, Japan	2 PTMD	1986	0.43-0.44 Hz 10, 15t
<b>Pylon, Aratsu Bridge</b> (cable-stayed)	Japan	PTMD	1987	-
<b>Pylon, Yokohama Bay Bridge</b> (cable-stayed)	Yokohama, Japan	PTMD	1988	-
<b>Bin Quasim Thermal Power Station</b> (70 m)	Pakistan	PTMD	1988	0.99 Hz 4.5 t
<b>Tiwest Rutile Plant</b> chimney (43 m )	Australia	PTMD	1989	0.92 Hz 0.5t
<b>Fukuoka Tower</b> (151 m)	Fukuoka, Japan	2 PTMD	1989	0.31-0.33 Hz 25, 30 t
<b>Higashiyama Sky Tower</b> (134 m)	Nagoya, Japan	PTMD	1989	0.49-0.55 Hz 20t
<b>Pylon, Bannaguru Bridge</b> (cable-stayed)	Japan	PTMD	1990	-
<b>Crystal Tower</b> (157 m)	Osaka, Japan	2 PTMD	1990	0.24-0.28 Hz 180, 360 t
<b>Huis Ten Bosch Domtoren</b>	Nagasaki, Japan	PTMD	1990	0.65-0.67 Hz 7.8t
<b>Hibikiryokuchi Sky Tower</b> (135 m)	Kitakyushu, Japan	PTMD	1991	-

<b>HKW chimney</b> (120m)	Frankfurt,Germany	PTMD	1992	0.86 Hz 10t
<b>BASF chimney</b> (100 m)	Antwerp, Belgium	PTMD	1992	0.34 Hz 8.5 t
<b>Siemens power station</b> (70 m)	Killingholme, UK	PTMD	1992	0.88 Hz 7t
<b>Rokko island P &amp; G</b> (117 m)	Kobe, Japan	PTMD (type pendulaire)	1993	0.33-0.62 Hz 270 t
<b>Chifley Tower</b> (209 m)	Sydney, Australia	PTMD (type pendulaire)	1993	400 t
<b>Al Taweeiah chimney</b> (70m)	Abu Dhabi	PTMD	1993	1.4Hz 1.35 t
<b>Akita Tower</b> (112 m)	Akita, Japan	PTMD	1994	0.41 Hz
<b>Amortisseur à Masse Accordée Actif(ATMD)</b>				
<b>Sendagaya INTES Office Building</b> (58 m)	Tokyo, Japan	2 ATMD	1991	0.59 Hz 72t
<b>ORC 2000 Symbol Tower</b> (188 m)	Osaka, Japan	2 ATMD	1992	0.21 Hz 200 t
<b>Kansai International Airport</b>	Osaka, Japan	2 ATMD (pendule inversé)	1993	0.8 Hz 10t
<b>Yokohama Landmark Tower</b> (296 m)	Yokohama, Japan	2 ATMD	1993	0.185 Hz 340 t
<b>C Office Tower</b> (130 m)	Tokyo, Japan	ATMD	1993	0.34 Hz 200 t
<b>KS Project</b> (121 m)	Kanazawa, Japan	ATMD	1993	100t

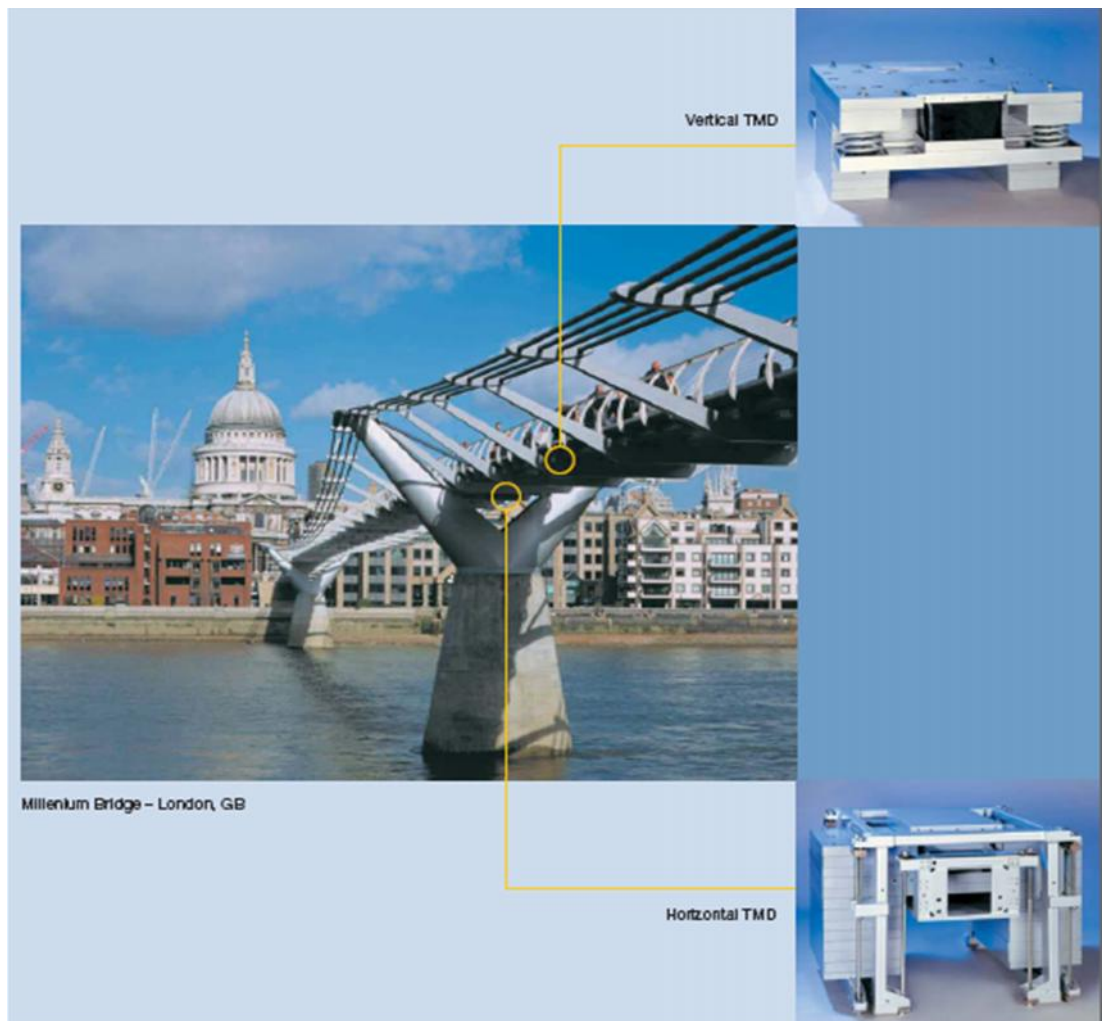
<b>MKD8 Hikarigaoka Office Building</b> (100 m)	Tokyo, Japan	ATMD (pendulaire)	1993	0.44 Hz
<b>Riverside Sumida</b> (133m )	Tokyo, Japan	2 ATMD	1994	0.29 Hz 30t
<b>Act City Office Building</b> (213 m)	Hamamatsa, Japan	ATMD/ PTMD	1994	0.21 Hz 180 t
<b>Shinjuku Park Tower</b> (227 m)	Tokyo, Japan	3 ATMD	1994	330 t
<b>TUNED LIQUID DAMPERS (TLD)</b>				
<b>Nagasaki Airport Tower</b> (42 m)	Nagasaki, Japan	25 TLD (circulaire)	1987	1.07 Hz 1 t
<b>Yokohama Marine Tower</b> (105 m)	Yokohama, Japan	39 TLD (circulaire)	1987	0.55 Hz 1.6t
<b>Gold Tower</b> (136 m)	Udatsu, Japan	16 TLD (rectangulaire unidirectionnel)	1988	0.42 Hz 9.6t
<b>Shin-Yokohama Prince Hotel</b> (149m)	Yokohama, Japan	30 TLD (circulaire)	1991	0.31 Hz 83.5t
<b>Mount Wellington Broadcasting Tower</b> (lattice tower, 104 m)	Hobart, Australia	80 TLD (circulaire)	1992	0.7 Hz 0.6t
<b>TYG Building</b> (159 m)	Atsugi, Japan	720 TLD	1992	0.53 Hz 18.2 t
<b>Narita Airport Tower</b> (87 m)	Narita, Japan	TLD (circulaire)	1993	1.3 Hz 16.5 t
<b>Haneda Airport</b>	Tokyo, Japan	TLD (circulaire)	1993	0.77 Hz

Tower (178 m)				21t
------------------	--	--	--	-----

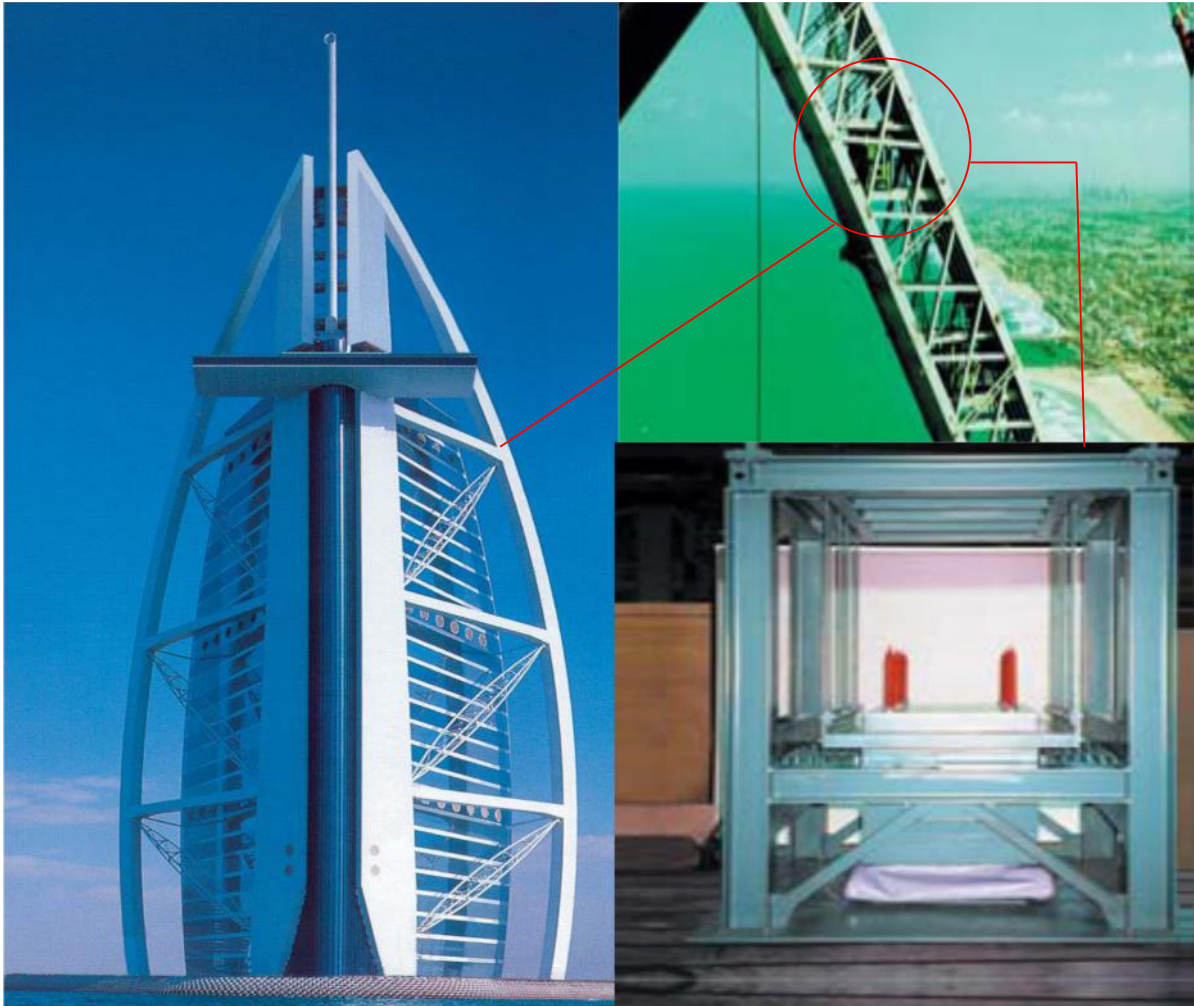
A-2

Quelques images des structures équipées des TMD

 **Millenium bridge**



✚ Hôtél Burdj-al-Arab, Dubaï / UAE



✚ Schwedt Bridge – Berlin, Germany



## ANNEXE B

### B-1 Calcul des raideurs des appuis élastomères. [39]

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau A.2 (NF EN 1337-3, § 5.3.3.7). Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction verticale et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne.

Raideur	Formules complètes selon les notations de NF EN 1337-3	Formules simplifiées
$K_x$ et $K_y$	$A \cdot G_b / T_e$	$A \cdot G_b / T_e$
$K_z$	$\left[ \sum \frac{t_i}{A'} \cdot \left( \frac{1}{5 \cdot G_b \cdot S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right]^{-1}$	$\infty$
$K_g$ rectangulaire	$G_b \cdot \frac{a'^5 \cdot b'}{n \cdot t_i^3 \cdot K_s}$	0
$K_g$ circulaire	$G_b \cdot \frac{\pi \cdot D'^6}{512 n \cdot t_i^3}$	0
$K_{gz}$	-	0

$K_s$  est un paramètre tabulé en fonction du rapport b/a (NF EN 1337-3, article 5.3.3.7, tableau 4).

$K_x$  et  $K_y$  représentent les raideurs horizontales de l'appareil d'appui élastomère suivant les deux directions horizontales.

$K_z$  désigne la raideur verticale de l'appareil d'appui.

$G_b$  représente le module de cisaillement dynamique.

$D'$  est le diamètre de l'appui élastomère circulaire.



## B-2

### Tableau de dimensions en zone sismique en plan courantes. [39]

- D'autres dimensions peuvent être fabriquées sur demande
- Ce tableau est donné à titre indicatif.

#### Appareil d'appui de type B avec e = demi-feuillet

Enrobage par 2 demi feuillet,  $T_q < a/3$  et  $T_{b_{max}} < 300$  mm

Dimensions		Epaisseur des feuillet en mm					
a	b	6	8	10	12	16	20
100	150	x	x				
100	200	x	x				
150	200	x	x				
150	250	x	x				
150	300		x				
200	200		x				
200	250		x	x			
200	300		x	x			
200	350		x	x			
200	400		x	x			
250	250		x				
250	300		x	x			
250	350		x	x			
250	400		x	x			
300	300			x			
300	350			x	x		
300	400			x	x		
300	450			x	x		
300	500			x	x		
300	550			x	x		
300	600			x	x		
350	350			x			
350	400			x			
350	450			x			

Dimensions		Epaisseur des feuillet en mm					
a	b	6	8	10	12		
350	500			x			
350	550			x	x		
350	600			x	x		
400	400			x	x		
400	450			x	x		
400	500			x	x		
400	550				x		
400	600				x		
450	500			x	x		
450	550				x		
450	600				x		
500	500			x			
500	550				x		
500	600				x	x	
500	650				x	x	
500	700				x	x	
600	600				x	x	
600	650				x	x	
600	700				x	x	
700	700				x	x	
700	800					x	x
700	900					x	x
800	800					x	x
800	900						x
900	900						x

B-3

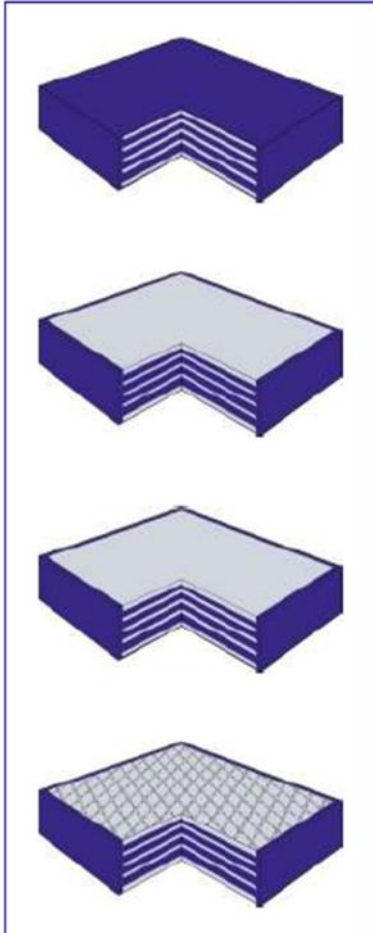
**Propriétés comparées des élastomères.[50]**

Principales caractéristiques		Naturel (NR)	Néoprène (CR)
RÉSISTANCE À :	Rupture	EXCELLENT	BON
	Déchirement	EXCELLENT	BON
	Abrasion	EXCELLENT	BON
	Flexions répétées	TRES BON	EXCELLENT
	Compression	EXCELLENT	TRES BON
	Rebondissement	EXCELLENT	TRES BON
VIEILLISSEMENT	à l'air	BON	EXCELLENT
	au soleil	MOYEN	EXCELLENT
	à l'ozone	TRES FAIBLE	BON
TENUE	à la chaleur	MOYEN	TRES BON
	à la flamme	TRES FAIBLE	TRES BON
	au froid	EXCELLENT	BON
	aux hydrocarbures	TRES FAIBLE	TRES BON
	aux solvants aromatiques	TRES FAIBLE	FAIBLE
	aux solvants chlorés	FAIBLE	FAIBLE
	aux acides	TRES BON	TRES BON
	aux bases	TRES BON	TRES BON
IMPERMÉABILITÉ	aux gaz	BON	TRES BON
PROPRIÉTÉS ELECTRIQUES	(pouvoir isolant)	EXCELLENT	MOYEN

## Classification des appuis en élastomère selon EN1337-3 [51].

### Types d'appuis en élastomère selon EN1337-3

En général il existe selon la norme européenne EN 1337-3, quatre types d'appuis en élastomère armés, comme décrits ci-dessous.



#### Type B

Des appuis en élastomère de ce type sont entièrement recouverts de caoutchouc (NR/CR) et sont utilisés pour des structures en acier et des composants en béton. Ils peuvent être posés simplement entre les constructions en acier ou en béton.

#### Type C

Si la pression est inférieure à la pression minimum mentionnée dans les tableaux suivants (voir pages 6 à 21) il faut sécuriser l'appui en élastomère contre un déchaussement horizontal entre les constructions en acier ou en béton, au moyen de points d'ancrages. Ces points d'ancrages sont des taquets d'arrêt métalliques ou des vis. Ils sont fixés respectivement sur les côtés extérieurs du support en acier de l'appui en élastomère ou fixé mécaniquement dans le béton.

#### Type B / C

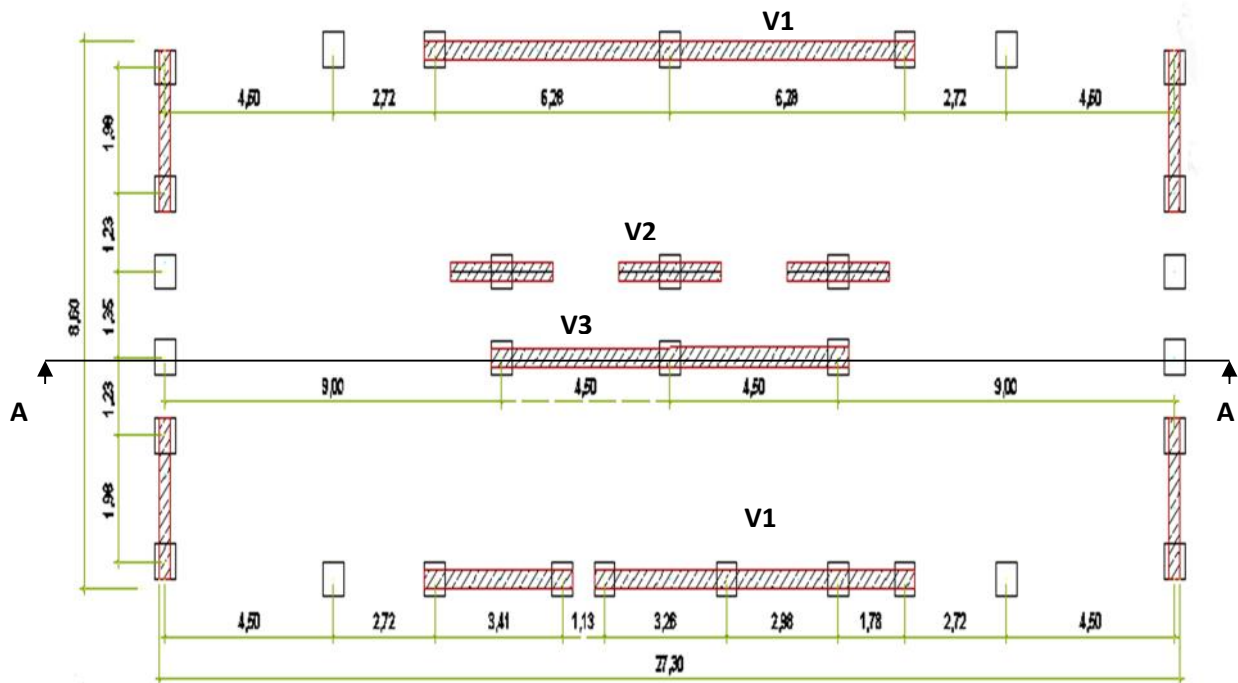
Ce type d'appui est une combinaison des types d'appuis B et C: d'un côté, l'appui correspond au type B et de l'autre côté, au type C. Cet appui peut être sécurisé p. ex. sur le côté supérieur ou inférieur au moyen de taquets d'arrêt ou de goujons d'ancrage contre le déchaussement. Sur le côté opposé, il est non ancré.

#### Type CR-B

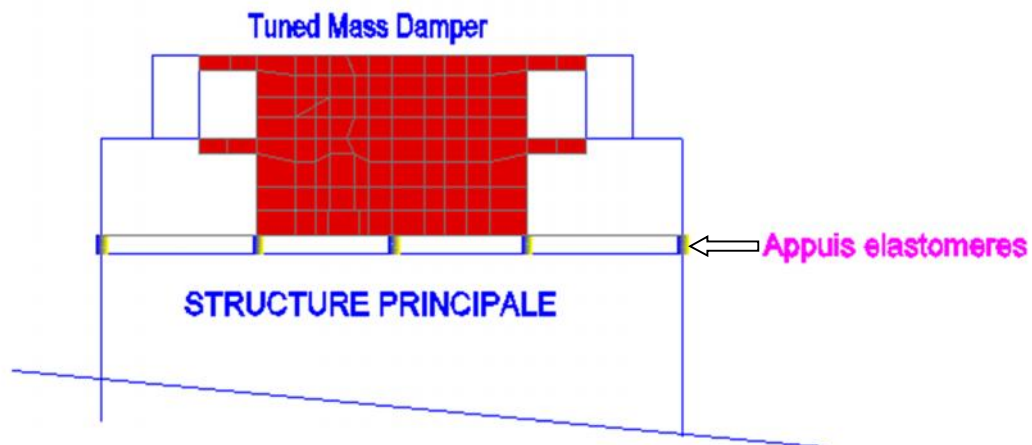
Les appuis en élastomère du type CR-B sont construits de manière identique aux appuis de type C, toutefois au lieu d'avoir des tôles lisses on a des tôles gaufrées sur les surfaces supérieur et inférieur. Ces tôles gaufrées, d'une épaisseur de 10 ou 18mm, sont vulcanisées sur les deux surfaces et servent comme dispositif antidérapant.

## B-5

### Disposition des appuis élastomères sur le plan.



Coupe verticale A-A



V1 : voiles de 45cm

□ Appuis élastomère 250x250

V2 : voiles de 25cm

▨ Voiles V.



V3 : voiles de 30cm

Remarque : Tous les appuis isolés sont sous les poteaux.

# Annexe C

## Présentation des résultats du dimensionnement

C-1 : Feuille de calcul pour les efforts **N=297,91kN ; V=181,4kN**.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009 <b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b> Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete , <b>N= 297,91kN , V=181,4kN</b>	 Ratio <b>0,96</b>
---	--	---

### Général

Assemblage N° : 2

Nom de l'assemblage : Elastomère Articulé à sa base

### Géométrie

#### appui élastomère(en tant que petit poteau)

Profilé : Elastomère fretté

$L_c =$	0,09	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	250	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_c =$	250	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	125	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	125	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	0	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	625,000	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	32552,083	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER E24

$f_{yc} =$  215,00 [MPa] Résistance

$f_{uc} =$  365,00 [MPa] Résistance ultime du matériau

### Platine de prescellement

$l_p = 400$  [mm] Longueur

$b_p = 400$  [mm] Largeur

$t_p = 20$  [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER E24

$f_{yp} = 235,00$  [MPa] Résistance

$f_{up} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### Ancrage

Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 410,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 600,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon

$A_b = 2,450$  [cm<sup>2</sup>] Aire de section efficace du boulon

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 4$  Nombre de rangées des boulons

$a_h = 310$  [mm] Ecartement

$a_v = 60$  [mm] Entraxe

### Dimensions des tiges d'ancrage

$l_1 = 40$  [mm]

$l_2 = 300$  [mm]

$l_3 = 32$  [mm]

### Plaque d'ancrage

$l = 43$  [mm] Longueur

$w = 40$  [mm] Largeur

$t = 10$  [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER E24

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

### **Plaquette**

$l = 30$  [mm] Longueur

$w = 30$  [mm] Largeur

$t = 10$  [mm] Epaisseur

### **Coefficients de matériau**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

### **Poteau inferieur**

$a = 600$  [mm] Longueur de la semelle

$b = 2000$  [mm] Largeur de la semelle

$h = 400$  [mm] Hauteur de la semelle

### **Béton**

Classe `BETON30`

$f_{ck} = 30,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

### **Mortier de calage**

$t_g = 4$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### **Soudures**

$a_p = 94$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_{pl} = 7$  [mm] Plaquette

### **Efforts**

**Cas :** `Calculs manuels`

$N_{j,Ed} = 297,91$  [kN] Effort axial

$N_{j,Ed} = 297,91$  [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 181,40$  [kN] Effort tranchant

## Résultats

### Zone tendue

#### RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 2,450$  [cm<sup>2</sup>] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 600,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$\beta = 0,85$  Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 89,96$  [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 410,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 83,71$  [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 83,71$  [kN] Résistance du boulon à la rupture

#### ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 30,00$  [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$A_h = 4,634$  [cm<sup>2</sup>] Aire de contact de la plaque d'ancrage CEB [15.1.2.3]

$p_k = 330,00$  [MPa] Résistance caractéristique du béton à l'arrachement CEB [15.1.2.3]

$\gamma_{Mp} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$$

$F_{t,Rd,p} = 70,79$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.3]

#### ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 300$  [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$



$N_{Rk,c}^0 = 213,45$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$S_{cr,N} = 900$  [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$C_{cr,N} = 450$  [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 13068,000$  [cm<sup>2</sup>] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 6480,000$  [cm<sup>2</sup>] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,5$  Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons CEB  
= 0 d'ancrage [9.2.4]

$c = 145$  [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB  
] [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/C_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,8$  Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB  
= 0 [9.2.4]

$\psi_{ec,N} = 1,0$  Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les CEB  
= 0 boulons d'ancrage [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$  Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1,40$  Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 54,6$  [k Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement EN 1992-  
= 5 N] du cône de béton 1:[8.4.2.(2)]

## FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 300$  [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 213,45$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$S_{cr,N} = 600$  [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$C_{cr,N} = 300$  [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 213,45 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N0} = 7098,000 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de surface maximale du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N} = 4680,000 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de surface réelle du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\Psi_{A,N} = \frac{0,6}{6} \text{ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c = 145 \text{ [mm]} \text{ Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\Psi_{s,N} = \frac{0,8}{4} \text{ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1,0}{0} \text{ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 \leq 1.0$$

$$\Psi_{re,N} = 1,00 \text{ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{ucr,N} = 1,40 \text{ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$$\Psi_{h,N} = 0,76 \text{ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\gamma_{M,sp} = 2,16 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \Psi_{A,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ucr,N} * \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$$F_{t,Rd,sp} = \frac{58,8 \text{ [kN]}}{2} \text{ Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

## RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 54,65 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

## FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$$l_{eff,1} = 149 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1} \quad \text{[6.2.6.5]}$$

$l_{eff,1} =$	149 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	149 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	45 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	3,49 [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	3,49 [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	308,88 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	186,46 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	218,62 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd} =$	186,46 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

### RESISTANCE DE L'APPUI A LA TRACTION

$t_{wc} =$	125 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} =$	149 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} =$	156,25 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,59	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$F_{t,wc,Rd} =$	2370,52 [kN]	Résistance de l'appui à la traction	[6.2.6.3.(1)]
-----------------	--------------	-------------------------------------	---------------

### RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} =$	372,91 [kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
--------------	-------------	---	-----------

### Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,80 < 1,00	vérifié	(0,80)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

### Cisaillement

#### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,6$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,6$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,5$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 192,4$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,32$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{bv} = 3,142$  [cm<sup>2</sup>] Aire de section efficace du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 600,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{bv} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 47,80$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$  Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0,27$  [kN\*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 19$  [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 23,52$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec l'effet de levier CEB [9.3.1]

### RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 118,05$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$  Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 109,31$  [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

## ECRASEMENT DU BORD DU BETON

### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$	2194, [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,y}$	0,03	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,y}$	1,51	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,y}$	0,73	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,y}$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,y}$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,y}$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc}$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \Psi_{A,V,y} * \Psi_{h,V,y} * \Psi_{s,V,y} * \Psi_{ec,V,y} * \Psi_{\alpha,V,y} * \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 34,85 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

### GLISSEMENT DU POTEAU INFÉRIEUR

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 188,17 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

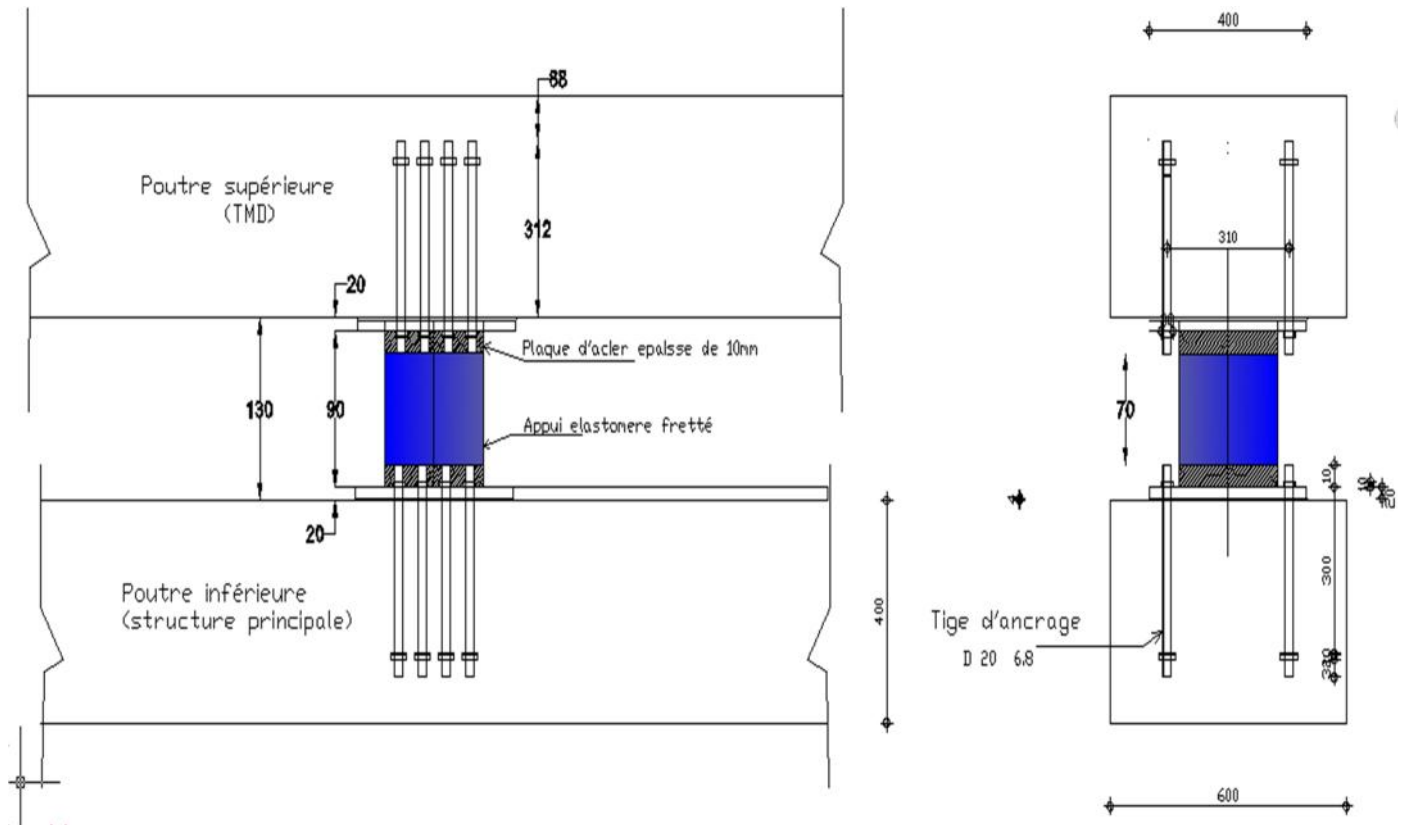
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,96 < 1,00	vérifié	(0,96)
------------------------------------	-------------	---------	--------

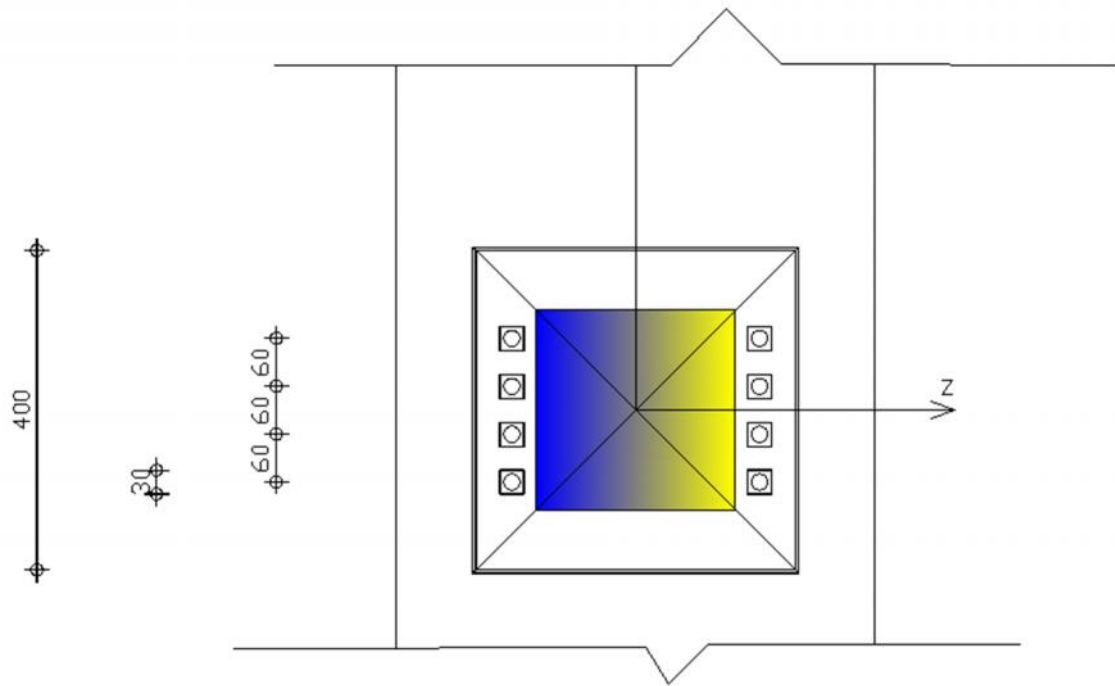
### Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	2,24	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	2,24	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	3,86	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	<b>vérifié</b>	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	<b>vérifié</b>	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	<b>vérifié</b>	(0,01)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,96





## C-2

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009</p> <p><b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b></p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete : <b>N=118,3kN ; V=180,56kN</b></p>	
		<p>Ratio <b>0,74</b></p>

### Résultats

#### Zone tendue

#### RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 89,96 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 83,71 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 83,71 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

## ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$F_{t,Rd,p} = 284,78$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.3]

## ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$F_{t,Rd,c} = 20,0$  [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement  
=  $0$  [N] du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

## FENDAGE DU BETON

$F_{t,Rd,sp} = 46,0$  [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du  
=  $1$  [ ] béton CEB [9.2.5]

## RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 20,00$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

## FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$F_{t,pl,Rd} = 79,99$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

## RESISTANCE DE L'AME DE L'APPUI ELASTOMERE A LA TRACTION

$F_{t,wc,Rd} = 2509,19$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]

## RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 159,98$  [kN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

## Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,74 < 1,00$  **vérifié** (0,74)

## Cisaillement

### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$F_{1,vb,Rd,y} = 221,2$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque  
=  $1$  [ ] d'assise [6.2.2.(7)]

### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 47,80$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier [6.2.2.(7)]



$F_{v,Rd,sm} = 34,89$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec l'effet de levier CEB [9.3.1]

### RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 43,19$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$F_{v,Rd,cp} = 40,00$  [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

### ECRASEMENT DU BORD DU BETON

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 158,66$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$F_{v,Rd,c,y} = 42,29$  [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

### GLISSEMENT DU POTEAU INFERIEUR

$F_{f,Rd} = 0,00$  [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = 279,08$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,65 < 1,00$	vérifié	(0,65)
------------------------------------	---------------	---------	--------

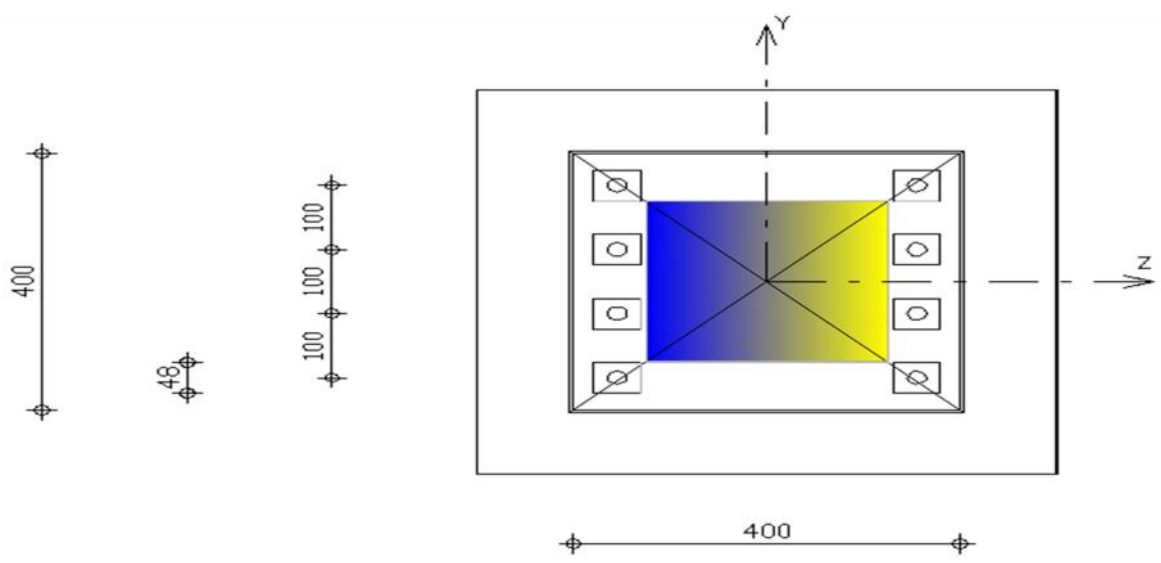
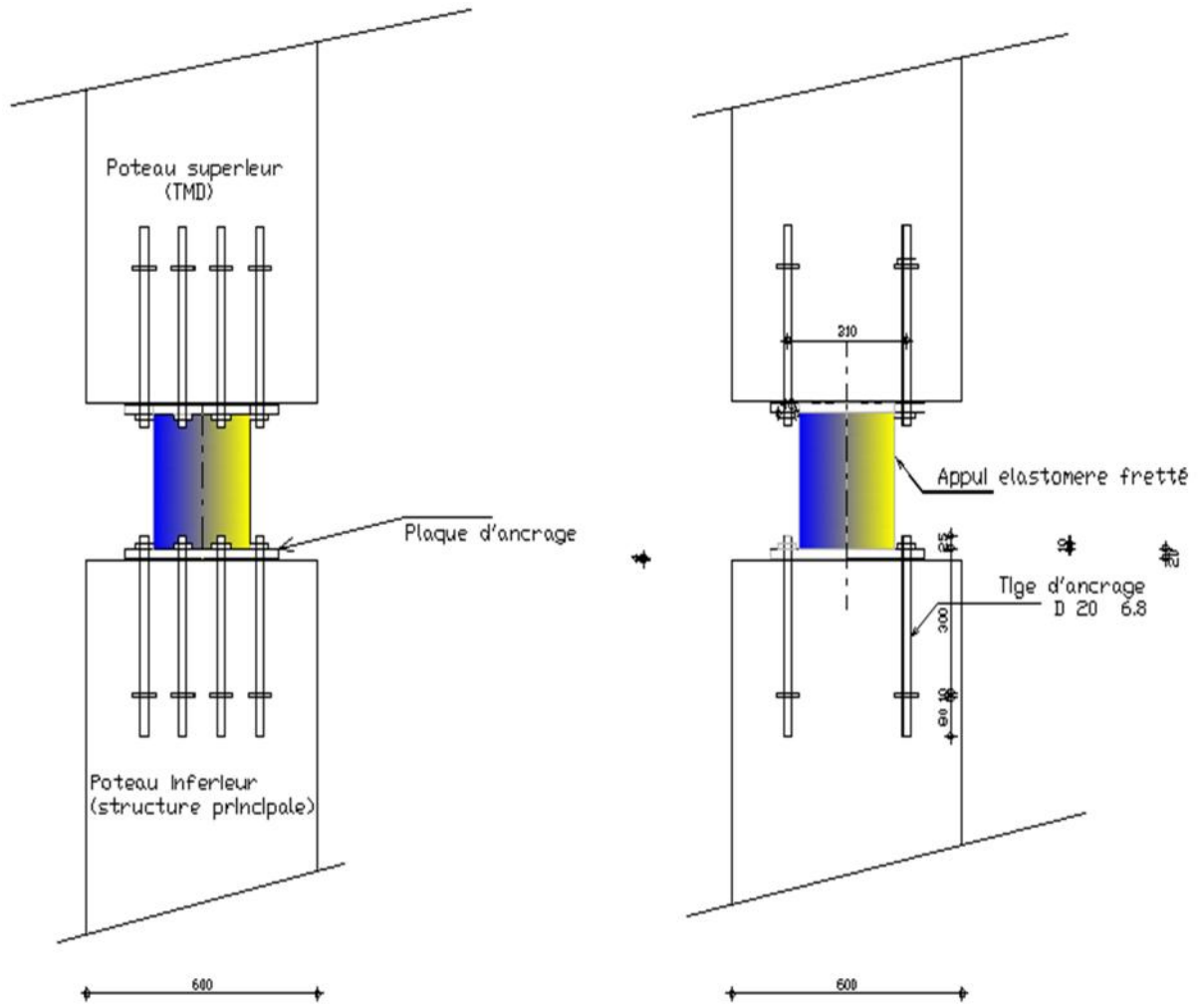
### Soudures entre La plaque epaisse et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} / (f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
---	---------------	---------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
--	---------------	---------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
--	---------------	---------	--------

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,74



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA 1

البليدة-



Faculté de technologies

كلية العلوم الهندسية

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil

Option : STRUCTURE, REPARATION ET COUT DE CONSTUCTION

**THÈME :**

**Conception et calcul d'une partie d'une tour  
de R+23+2SS en tant que système  
d'amortissement  
à masse asynchrone (accordée)**

Présenté par :

Mr. ASSANE NERAMBAYE Damien

Encadré par :

Pr. NOUREDINE Bourahla

PROMOTION : 2013 - 2014

## *Remerciements*

*Je voudrais remercier toutes les personnes qui ont participé à la réalisation de ce mémoire, que ce se soit de manière directe ou indirecte. J'en cite quelques unes mais la liste n'est pas exhaustive.*

*Je voudrais exprimer mes vifs remerciements à mon encadreur Pr.Nouredine Bourahla pour m'avoir suivi pendant tout le long du mémoire, de m'avoir initié à la recherche et de m'avoir épaulée quand il le fallait avec sa sagesse et son savoir. Je le remercie d'avoir su créer un environnement de travail captivant et productif. J'ai beaucoup appris avec lui, tant humainement que scientifiquement ; je retiendrai de mon passage entre sa main la rigueur scientifique et l'art de présenter des travaux. Je le remercie pour les suggestions qui permettront, en un développement ultérieur, d'affiner les résultats de mon travail. Je le remercie également pour sa compréhension et pour son attitude très encourageante qui m'ont permis de faire mon travail. Ce mémoire a été une expérience de vie très enrichissante.*

*Un grand remerciement s'adresse à Monsieur Rachid pour ces conseils précieux et orientations.*

*Ensuite je voudrais adresser un remerciement chaleureux à Monsieur Salim Tafraout ainsi qu'à toute son équipe pour m'avoir accordé beaucoup de leur temps en se montrant toujours disponibles.*

*Mes sincères remerciements vont aussi à l'endroit de tout le corps professoral du département de génie civil pour leur qualité de formation, leur savoir et leur encouragement ainsi que leurs aides et conseils durant tout mon cursus.*

## *Dédicace*

*Rien n'est aussi beau que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur, à ceux qu'on aime à la frontière de l'imagination.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma très chère mère et à mon père, en témoignage et en gratitude de leurs dévouements, de leurs soutiens permanents, leurs réconforts moraux, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction pour me voir atteindre ce but ;*

*A toute la famille Mammou et en particulier à tonton MAMMOU Benyoucef pour leur remarquable hospitalité et mon intégration dans la famille.*

*A mes frères : Laoukoura Mbaitabé, Ngarlem Christian, Blaise Djimtoloum, Béradingam Boukar, Thibaut Boukar, Sadjingar Luc, Assane Rais, Assane Djékornondé.....*

*A mes sœurs : Maingodeyole Catherine, Nodjimbadem Claudine, Nodjialgodo Benedicte, Djenombaye Boukar, Nonssem Boukar, Lucie...*

*A mon adorable défunte Assane Nodjikouambaye (Que Dieu tout puissant l'accueille dans son paradis) ;*

*A tous mes neveux et nieces : Cynthia, Arthur, Melel, Dénéguebaou, Grace, Caroline, Mbayamdéné, Annita, Leaticia, Djégoy, Dieudonné, You, Charité, Bonheur....*

*A mes amis : Denaikoro Annie Laouhingamaye Mbaingolmem, Hocine Mammou, Narcisse, Frédéric, Youcef kourane, Théodore, Sarah, Louisa, Hanane, Zineb, Martin, Walid, Fadaya, Amina, Lamine, Mohamed, Djibril Maiga, Cira Weddou, Moussa Diané, Moussa Traoré, Cheick Omar Sall, Daoud Abdallah, Kindié Kassogué, Yasmina, Ahcene, Noufel...*

*A tous mes amis algériens, maliens, angolais, mozambiquins, ougandais, ivoiriens, equato-guinéens, cap-verdiens, Zimbaboweens, togolais, yemenites, mauritaniens.....*

*A tous mes amis du département de génie civil que je ne nomme pas, mais qui ont été présents à un moment ou à un autre au cours de ces cinq (05) ans, et qui le seront un bon moment encore !*

## Résumé :

Les systèmes d'amortissement à masse accordée ou asynchrone (Tuned Mass Damper TMD) sont parmi les types de systèmes d'amortissements passifs utilisés en génie civil. La raideur et la masse d'un tel système sont choisies pour que l'oscillateur ainsi constitué dissipe le maximum d'énergie de l'ouvrage que l'on souhaite contrôler. Dans le cadre d'un projet de Master, il a été prouvé la faisabilité d'utiliser un ou deux étages supérieurs comme masse asynchrone pour une tour. Ce projet se cadre dans la continuité du thème et se fixe comme objectif l'étude détaillée des supports de la partie supérieure d'une tour pour jouer le rôle de la masse asynchrone (accordée). Il s'agit de dimensionner et positionner les supports (isolateurs en néoprènes ou autres types) et de calculer la structure de la masse asynchrone pour qu'elle résiste aux oscillations auxquelles elle sera soumise.

**Mots clés :** masse accordée ou asynchrone, oscillateur, isolateurs en néoprènes, amortissement passif.

\_\_\_\_\_ :

أنظمة التخميد الشامل أو غير متزامن (منغم دامبير قداس TMD) هي من بين أنواع الخصوم الاستهلاك المستخدمة في أنظمة الهندسة المدنية. ويتم اختيار صلابة وكتلة مثل هذا النظام بحيث مذبذب. وبالتالي من العنصر الذي نريد السيطرة عليه. في إطار مذكرة التخرج، فقد تبين ضرورة استخدام طابق أو طابقين علويين ككتلة غير متزامنة للبرج. هذا المشروع هو جزء استمرارا للموضوع ويحدد كهدف دراسة تفصيلية موضوعية لحوامل الجزء العلوي للبرج للعب دور كتلة غير المتزامنة. تحديد المقاييد ووضع الحوامل (العوازل المطاطية أو أنواع أخرى) لحساب بنية كتلة غير متزامن لمقاومة التذبذب الشامل المطبق عليها.

او مضبطة، مذبذب، العوازل المطاطية، التخميد السلبي. :

## Abstract :

The tuned or asynchronous mass damping systems (Tuned Mass Damper TMD) is among the types of passive damping used in civil engineering systems. The stiffness and the mass of such a system are selected so that the oscillator dissipates the maximum energy imparted to the main structure to be controlled. As part of a master project, it has been shown the feasibility of using one or two upper floors as asynchronous mass tower. This project is a continuation of the theme and focus on the detailed design of the supports of the upper part of the structure which plays the role of asynchronous mass (tuned). It is a matter of dimensioning and positioning the supports (made of neoprene isolators or other types) and to calculate also the structure of the TMD in order to resist the oscillations to which it is subject.

**Keywords:** tuned or asynchronous mass, oscillator, neoprene isolators, passive damping.

# Table des matières

## Introduction generale

## Chapitre 1 : Généralité et Recherche Bibliographique sur les systèmes d'amortissement à masse accordée et les systèmes d'isolation sismique

1.1. Introduction.....	01
1.2. Les différents systèmes de contrôle des structures.....	02
1.2.1. Système de contrôle structural.....	02
1.2.2. Système de contrôle actif .....	02
1.2.3. Système de contrôle hybride.....	04
1.2.4. Système de contrôle semi-actif .....	04
1.2.5. Système de contrôle passif .....	04
1.3 Amortisseurs à masse accordée (Tuned Mass Damper, TMD) .....	09
1.3.1. Définition et principe du système TMD .....	09
1.3.2. Les concepts des systèmes TMDs .....	10
1.3.3. Synthèse bibliographique sur les systèmes TMDs.....	10
1.3.4. Principe de fonctionnement des TMDs .....	11
1.3.5. Les domaines d'application des systèmes TMDs .....	12
1.3.6. Les différents types des systèmes TMDs .....	12
1.3.7. Optimisation des paramètres d'un TMD .....	14
1.3.8. Méthodologie de conception d'un TMD .....	16
1.3.9. Exemple d'utilisation des systèmes TMDs .....	17
1.4. Conclusion .....	25

## Chapitre 2 : Performance dynamique de la structure et choix du système TMD optimal

2.1. Introduction .....	26
-------------------------	----

<b>2.2. Présentation de l'ouvrage .....</b>	<b>27</b>
<b>2.3. 2.3 Modélisation des supports et définition du chargement sismique.....</b>	<b>27</b>
<b>2.4. Présentation des résultats .....</b>	<b>28</b>
<b>2.3.2 Comparaison entre la tour avec et sans TMD (linear Link) .....</b>	<b>28</b>
<b>2.3.2 Comparaison de la tour avec TMD amorti et non amorti .....</b>	<b>30</b>
<b>2.5. Résultat adopté .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6. Présentation de la structure TMD.....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.1. Description de la structure .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.2. Structure sur supports élastiques .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.3. Détermination de la raideur des supports .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.4. Présentation des résultats .....</b>	<b>32</b>
<b>2.7. Choix du système TMD.....</b>	<b>33</b>
<b>2.7.1. Définition du système TMD optimal .....</b>	<b>33</b>
<b>2.7.2. Etude comparative entre un TMD avec voiles et un TMD sans voiles...34</b>	<b>34</b>
<b>2.8. Interprétation générales des résultats .....</b>	<b>38</b>
<b>2.9. Choix final du système TMD .....</b>	<b>39</b>
<b>2.10. Conclusion.....</b>	<b>40</b>

### **Chapitre 3 : Conception et calcul du système asynchrone sur support élastiques**

<b>3.1. Introduction .....</b>	<b>41</b>
<b>3.2. Différent types d'appareils d'appuis .....</b>	<b>41</b>
<b>3.3. Appuis élastomères frettés .....</b>	<b>42</b>
<b>3.4. Comportement et dimensionnement des appuis élastomères frettés .....</b>	<b>44</b>
<b>3.5. Vérification du dimensionnement .....</b>	<b>48</b>
<b>3.6. Disposition des appuis élastomères frettés sur le plan .....</b>	<b>53</b>



<b>3.7. Performance sismique par analyse dynamique temporelle.....</b>	<b>53</b>
3.7.1. Introduction .....	53
3.7.2. Génération des accélérogrammes artificiels.....	53
3.7.3. Détermination des accélérogrammes réels.....	55
3.7.4. Validation de l'ensemble des accélérogrammes.....	58
3.7.3. Détermination de la bande de tendance (de confiance).....	59
3.7.5. Analyses et représentation des résultats.....	60
<b>3.8. Conclusion .....</b>	<b>63</b>

## **Chapitre 4 : Ancrage des appuis aux éléments de la structure**

<b>4.1. Introduction .....</b>	<b>64</b>
<b>4.2. Dimensionnement des dispositifs d'ancrage .....</b>	<b>65</b>
4.2.1. Etapes de dimensionnement.....	65
4.2.2. Présentation des résultats .....	66
4.2.3. Récapitulatif des résultats.....	73
<b>4.3. Interprétation des résultats .....</b>	<b>76</b>
<b>4.4. Calcul des forces de résistance des éléments d'ancrage .....</b>	<b>77</b>
<b>4.5. Vérification des massifs d'ancrage .....</b>	<b>79</b>
<b>4.6. Conclusion .....</b>	<b>90</b>

**Conclusion générale.**

**Perspectives.**

**Bibliographie.**

<b>Annexe A.....</b>	<b>I</b>
<b>Annexe B.....</b>	<b>VII</b>
<b>Annexe C.....</b>	<b>XII</b>

## ***ABREVIATIONS ET NOTATIONS***

TMD:	Tuned mass damper
PTMD:	Passive tuned mass damper,
ATMD:	Active tuned mass damper
SATMD :	Semi- active tuned mass damper
STMD:	Smart tuned mass damper
HMD:	Hybrid mass damper
MRA:	Masse ressort amortissement
DDL:	Degré de liberté
CR:	Chloroprène Rubber
NR:	Natural Rubber
PTFE:	PolyTetraFluorEthylene ou Téflon
Eqk:	Earthquake
$C_{cr}$ :	Amortissement critique total du système TMD
:	le taux d'amortissement
$\mu$ :	le rapport de masse
K:	la rigidité
$v_z$ :	Déformation verticale sous l'effort $F_z$
$t_{rest}$ :	Epaisseur restante de l'élastomère après une déformation $v_z$
G:	le module conventionnel de l'élastomère
$A_r$ :	Surface effective en plan
$v_x$ :	Déformation horizontale de l'élastomère suivant la direction x
$v_y$ :	Déformation horizontale de l'élastomère suivant la direction y
S	coefficient de forme de la couche i considérée
$t_i$	Epaisseur des frettes
$T_e$ :	Epaisseur nominale d'élastomère
$T_q$ :	Epaisseur initiale totale moyenne en cisaillement
$S_1$ :	coefficient de forme du feuillet le plus épais
$E_b$ :	Module d'élasticité de l'élastomère
$\epsilon_q$ :	Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal
$\epsilon_\alpha$ :	Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal
$M_t$ :	Moment de rappel de torsion
$K_{amax}$ :	coefficient d'adaptation en fonction de la contrainte moyenne $\sigma_m$
$K_s$ :	coefficient de surface
n:	nombre de feuillets
$F_{z,d}$ :	Effort vertical maximum appliqué
$F_{x,d}$	Effort horizontal maximum appliqué
IS:	Coefficient de fiabilité
$\sigma_{cm}$ :	La contrainte de compression moyenne
$v_{x,d}$ :	Déplacement horizontal dynamique sous $F_x$
e :	enrobage passif.
$K_L$ :	Coefficient de pondération de la distorsion totale.
$\gamma_m$ :	Coefficient partiel de sécurité

- $f_y$ : limite élastique de l'acier qui compose les frettes
- $\alpha_a$ : Rotation d'axe perpendiculaire au côté a
- $\alpha_b$ : Rotation d'axe perpendiculaire au côté b
- $K_f$ : Facteur de glissement de l'appareil d'appui dépendant de la surface de contact avec la structure.
- $e_{x\max}$ : Excentrement de la résultante des forces

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1.1 :</b>	Diagramme du contrôle actif.....	03
<b>Figure 1.2 :</b>	Déformation des isolateurs dont l'amplitude est limitée par l'amortisseur.....	06
<b>Figure 1.3 :</b>	Schéma de principe du système d'isolation à base élastomère .....	07
<b>Figure 1.4 :</b>	Schéma de principe du système d'isolation à base de glissement.....	07
<b>Figure 1.5 :</b>	Isolateur à base de glissement .....	08
<b>Figure 1.6 :</b>	Système TMD installé sur une structure principale .....	09
<b>Figure 1.7 :</b>	Amortissement à masse accordée.....	10
<b>Figure 1.8:</b>	Schéma d'un amortisseur à masse accordée transrationnel.....	17
<b>Figure 1.9:</b>	John Hancock.....	18
<b>Figure 1.10 :</b>	L'amortisseur de Citicorp (New York) .....	18
<b>Figure 1.11 :</b>	La tour de Citicorp (New York).....	19
<b>Figure 1.12 :</b>	Canadian National Tower .....	20
<b>Figure 1.13 :</b>	Chiba Port Tower.....	21
<b>Figure 1.14 :</b>	Crystal Tower .....	22
<b>Figure 1.15 :</b>	Représentation simplifiée d'un TMD pendulaire .....	22
<b>Figure 1.16 :</b>	TMD pendulaire au sommet de la tour de Taipei 101 .....	23
<b>Figure 1.17:</b>	One Rincon Hill (San Francisco) .....	23
<b>Figure 1.18:</b>	Millennium Tower (Tokyo) .....	24
<b>Figure 2.1 :</b>	Vue schématique de la tour de R+23+2SS.....	27
<b>Figure 2.2 :</b>	Accélérogramme de DAR EL BAIDA .....	27
<b>Figure 2.3 :</b>	Paramètres de l'élément link .....	28
<b>Figure 2.4 :</b>	Vue globale sur le TMD .....	31
<b>Figure 2.5 :</b>	Comparaison du déplacement maximal de la tour avec et sans TMD.....	32

<b>Figure 2.6 :</b>	Comparaison du déplacement maximal de la masse TMD .....	33
<b>Figure 2.7 :</b>	TMD en tant que Systeme à 1 ddl .....	34
<b>Figure 2.8 :</b>	Schéma du TMD avec présence des voiles.....	35
<b>Figure 2.9 :</b>	Schema du systeme TMD en absence des voiles.....	35
<b>Figure 2.10 :</b>	Deplacements maximums de la tour et de la masse TMD (absence des voiles).....	36
<b>Figure 2.11 :</b>	Deplacements maximums de la tour et de la masse TMD (absence des voiles).....	37
<b>Figure 3.1:</b>	Constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté .....	42
<b>Figure 3.2 :</b>	Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3 .....	43
<b>Figure 3.3 :</b>	Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal .....	44
<b>Figure 3.4 :</b>	Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.....	46
<b>Figure 3.5 :</b>	Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal.....	46
<b>Figure 3.6 :</b>	Forme de la fonction de modulation .....	53
<b>Figure 3.7 :</b>	Accélérogramme artificiel n°1 .....	54
<b>Figure 3.8 :</b>	Accélérogramme artificiel n°2 .....	55
<b>Figure 3.9:</b>	Séisme de San Fernando le 9 Février 1971, accélération maximale est de $9,33\text{m/s}^2$ .....	56
<b>Figure 3.10 :</b>	Séisme de Northridge le 17 Janvier 1994, accélération maximale est de $11,08\text{m/s}^2$ .....	56
<b>Figure 3.11 :</b>	Séisme de Loma Prieta le 18 Octobre 1989, l'accélération maximale est de $11,84\text{m/s}^2$ .....	57
<b>Figure 3.12:</b>	Séisme de Kobé le 17 Janvier 1995, l'accélération maximale est de $9,48\text{m/s}^2$ .....	57
<b>Figure 3.13 :</b>	Séisme de Sylmar le 28 Juin 1992, l'accélération maximale est de $11,06\text{m/s}^2$ .....	58
<b>Figure 3.14 :</b>	Comparaison entre le spectre de site et le spectre moyen.....	59
<b>Figure 3.15 :</b>	Position du spectre de réponse obtenu selon la courbe de tolérance....	59

<b>Figure 4.1 :</b>	Schéma de principe.....	64
<b>Figure 4.2 :</b>	Ancrage dans la poutre pour l'effort de compression.....	73
<b>Figure 4.3 :</b>	Ancrage dans la poutre pour l'effort de traction.....	74
<b>Figure 4.4 :</b>	Ancrage dans le poteau pour l'effort de compression.....	74
<b>Figure 4.5 :</b>	Ancrage dans le poteau pour l'effort de traction .....	75
<b>Figure 4.6 :</b>	Plaque d'ancrage .....	77
<b>Figure 4.7 :</b>	Etat de contraintes et ruptures possibles par éclatement .....	79
<b>Figure 4.8 :</b>	Etat de contraintes et ruptures possibles par éclatement .....	80
<b>Figure 4.9 :</b>	Ruptures possibles à la fois par glissement, écrasement et éclatement.....	81
<b>Figure 4.10 :</b>	Glissement du coin .....	82
<b>Figure 4.11 :</b>	Ancrage de la tige dans le poteau.....	83
<b>Figure 4.12 :</b>	Transmission des efforts .....	84
<b>Figure 4.13 :</b>	Ancrage de la tige dans le poteau.....	84
<b>Figure 4.14 :</b>	Possibilité d'ancrage dans les murs ( $e=350$ à $400\text{mm}$ et $e=600\text{mm}$ ).....	85
<b>Figure 4.15 :</b>	Possibilité d'ancrage dans les murs ( $e=200$ à $450\text{mm}$ et $e=450\text{mm}$ ).....	86
<b>Figure 4.16 :</b>	Vue sur ancrage dans la poutre .....	86
<b>Figure 4.17 :</b>	Coupe sur poutre montrant la disposition des dispositifs d'ancrage...	87

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 2.1 :</b>	Comparaison des déplacements maximums avec et sans TMD pour $\mu=1,16\%$ .....	29
<b>Tableau 2.2 :</b>	Comparaison des déplacements maximums avec et sans TMD pour $\mu=3,4\%$ .....	29
<b>Tableau 2.3 :</b>	Comparaison des déplacements maximums avec et sans TMD pour $\mu=7,4\%$ .....	30
<b>Tableau 2.4 :</b>	Comparaison des déplacements de la tour avec TMD amorti et non amorti.....	30
<b>Tableau 2.5 :</b>	Comparaison des résultats d'une tour avec TMD en absence et en présence des voiles.....	38
<b>Tableau 3.1 :</b>	Tableau donnant les valeurs du coefficient d'adaptation $K_a$ max en fonction de la contrainte moyenne $m = Fz,d/Ar$ .....	47
<b>Tableau 3.2 :</b>	Valeurs de $K_s$ pour un appareil d'appui rectangulaire .....	47
<b>Tableau 3.3 :</b>	Efforts et déformations calculés sous SAP2000 .....	47
<b>Tableau 3.4 :</b>	Synthèse des vérifications à effectuer.....	49
<b>Tableau 3.5 :</b>	Comparaison des déplacements maximaux avec et sans TMD pour chaque accélérogrammes.....	60
<b>Tableau 4.1 :</b>	Récapitulatif des résultats du dimensionnement des dispositifs d'ancrage.....	73
<b>Tableau 4.2 :</b>	Résultat adopté du dimensionnement des dispositifs d'ancrage.....	75

# **INTRODUCTION GENERALE**



En raison de la vulnérabilité sismique dans le monde, le développement des concepts technologiques innovateurs pour une protection accrue des structures et des personnes constitue un véritable challenge pour le chercheur de génie civil vis-à-vis des effets préjudiciables générés lors de mouvements sismiques.

Les ingénieurs de structure ne peuvent pas être inconscients des dégâts provoqués par les séismes sur les plans humains et matériels dont a souffert beaucoup de structures de part le monde, ce qui explique la nécessité de considérer le défi de l'intégration de nouvelles technologies comme systèmes de protection parasismique.

L'approche traditionnelle dans la conception parasismique est basée sur la combinaison de la résistance avec la ductilité pour pallier aux sollicitations sismiques. Pour cela, l'ingénieur s'appuie sur la ductilité fournie par les matériaux afin d'éviter les catastrophes et garantir la stabilité de la structure devant de graves séismes. Des dégâts structuraux sont souvent provoqués par les déformations plastiques dont souffre la structure à cause du niveau élevé de l'énergie générée durant un mouvement sismique. Pour une protection parasismique, de nouvelles technologies ont été développées parmi lesquelles on trouve les « dispositifs de dissipation passives d'énergie ».

L'incorporation des «dispositifs de dissipation d'énergie» a pour objectif principal l'absorption d'une partie importante de l'énergie sismique et la diminution, autant que possible, des dégâts dans les éléments structuraux.

L'objectif de ce travail est de réduire le déplacement maximal d'une tour en introduisant un système d'amortissement passif (TMD) qui modifie la rigidité ou l'amortissement du système structural sans demande d'une source d'énergie externe et sans introduire de l'énergie pour son fonctionnement, de dimensionner et positionner les supports (isolateur en néoprènes ou autres types) et de calculer la structure de la masse asynchrone pour qu'elle résiste aux oscillations auxquelles elle sera soumise durant des mouvements sismiques.

Ce travail se compose de quatre (04) chapitres dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous:

L'introduction mentionne l'importance de ces appareils dans l'analyse sismique des bâtiments et les considérations qui sont généralement prises en compte autant leur capacité à réduire les dommages est importante.

Le premier chapitre présente un bref aperçu sur les systèmes de contrôle passif, actif et semi-actif et une présentation du système à masse accordée(TMD) et du système d'isolation sismique. On présentera en premier lieu une revue historique ensuite les principaux types des systèmes d'isolation à la base, leurs objectifs, principe de base et fondements théoriques. En second lieu, on énumérera les différents types des systèmes à masse accordée tout en mettant l'accent sur la version passive qui nécessite ni source d'énergie externe ni entretiens et qui peut être appliqué aussi bien pour une structure nouvelle qu'une structure existante. Cette version consiste en un TMD transrationnel (horizontal ou vertical) ou pendulaire. En plus du principe de fonctionnement, l'historique de ces systèmes et la méthodologie de conception, des exemples d'application ainsi que des réalisations de références son proposées.

Le deuxième chapitre est divisé en deux parties : La première est consacrée au choix de la structure le deuxième au choix du système TMD optimal

Le troisième chapitre porte sur la conception et calcul du système asynchrone sur supports élastiques. Il sera question de dimensionner, et positionner des isolateurs. Une analyse dynamique temporelle est utilisée pour montrer la performance et l'optimisation du TMD.

Le quatrième chapitre est consacré à l'ancrage des appuis élastomères aux éléments de la structure.

Enfin, la conclusion générale qui synthétise le travail et quelques perspectives ont été proposées pour des projets futurs.

## CHAPITRE 1

# **Généralité et Recherche Bibliographique sur les systèmes d'amortissement à masse accordée et les systèmes d'isolation sismique**

## 1.1. Introduction

L'utilisation des techniques de construction moderne et des matériaux à hautes performances a permis des nouvelles conceptions des bâtiments plus longs et plus minces. Ces bâtiments sont de plus en plus flexibles et sensibles aux excitations extérieures telles que les tremblements de terre ou le vent. Il s'agit d'une tendance qui s'accroît et qui trouve son origine entre autres dans une amélioration des performances des matériaux de construction. De plus, l'exigence de projeter des bâtiments capables de résister, sans dégâts appréciables, à des hautes actions dynamiques. D'où l'intérêt de contrôle des structures en génie civil qui revêt divers aspects, évoqué dans plusieurs projets scientifiques, tels que l'accroissement de la productivité des chantiers, de la durée de vie de l'ouvrage ou de ses composants, de la durée de mise en service qui due à la possibilité de la réhabilitation, l'adaptation des ouvrages existants à une évolution des niveaux de performances requises ou de l'environnement, le maintien en fonctionnement d'un ouvrage à la suite d'un séisme, le confort, qui peut aussi s'avérer un critère limitant l'utilisation d'un ouvrage tel qu'un pont ou une passerelle piétonnière, la stabilité électroaérodynamique et l'économie de matériaux. En conséquence et pour atteindre tous ces objectifs, de nouveaux concepts de protection structurale ont été améliorés dans le domaine de contrôle de vibration des structures.

Les méthodes innovantes de contrôle sont devenues, dans les dernières décennies, d'actualité importante, ils permettent de projeter des structures pour résister, sans dégâts appréciables, à des actions dynamiques, par exemple des tempêtes, une grande action sismique, etc. Parallèlement on exige, de protéger les structures par des systèmes qui réduisent la réponse d'une manière efficace et en même temps fiable. Parmi ces méthodes innovantes de contrôle, on peut distinguer trois approches différentes : passif, actif et semi-actif ; à celles-ci on peut ajouter une quatrième qui est le contrôle hybride.

Le but principal de cette recherche bibliographique est de présenter les nouveaux concepts de protection parasismique. Ils sont à la base des dispositifs passifs de dissipation d'énergie qui ont pour objectif de concentrer la dissipation de l'énergie hystérétique dans quelques éléments bien choisis et bien conçus. La portion restante peut-être absorbée par la structure dans un comportement élastique ou presque élastique, c'est-à-dire au lieu de renforcer et de rigidifier la structure afin d'affronter des actions extérieures peu fréquentes, il s'agit de s'y opposer de manière contrôlée en produisant des forces de réaction adaptées lorsque ces actions se produisent. Les systèmes de contrôle sont principalement trois : passif, actif et semi-actif. Le contrôle passif consiste à superposer à la structure un dispositif qui dissipe l'énergie ou filtre la transmission des efforts dans la structure, au moins à une fréquence donnée. Il ne nécessite ni mesure ni source d'énergie externe.

## **1.2. Les différents systèmes de contrôle des structures**

### **1.2.1 Système de contrôle structural**

L'intérêt de contrôle des structures en génie civil revêt divers aspects évoqués dans plusieurs projets scientifiques, tel que l'accroissement de la productivité des chantiers, la durée de vie de l'ouvrage ou ses composantes, de la durée de mise en service due à la possibilité de la réhabilitation, l'adaptation des ouvrages existants à une évolution des niveaux de performance requises ou de l'environnement, le maintien en fonctionnement d'un ouvrage tel qu'un pont ou une passerelle piétonnière, la stabilité aéroélastique et l'économie de matériaux. Le nombre des bâtiments de grande hauteur augmente de jour en jour dans le monde. Ces structures ont pour la plupart un faible amortissement. Ces bâtiments sont de plus en plus flexibles et sensibles aux excitations extérieures telles que les tremblements de terre ou le vent. Il s'agit d'une tendance qui s'accroît et qui trouve son origine entre autres dans une amélioration des performances des matériaux de construction. De plus, l'exigence de projeter des bâtiments capables de résister, sans dégâts appréciables, à des hautes actions dynamiques. Le contrôle des vibrations des structures soumise aux excitations dues au séisme ou à l'action du vent peut se faire par divers moyens tels que : la modification des rigidités, de masses, d'amortissement, et en fournissant des forces opposées passives ou actives. A ce jour, certaines méthodes de contrôle structural ont été utilisées avec succès et nouvelles méthodes proposées offrent la possibilité d'extension des applications d'efficacité extension et d'amélioration de l'efficacité (Housner et Al., 1997).

Dans les dernières années, de nouveaux concepts de contrôle structural ont été développés pour améliorer les performances sismiques des bâtiments, ponts et autres structures. Il est maintenant établi que le contrôle de structure est une partie indispensable dans la conception de nouvelles structures importantes, comme les hôpitaux, des camps militaires et dans certains cas, la rénovation des structures existantes endommagées par les mouvements sismiques ou à l'action du vent. Toutefois, à l'heure actuelle les seules stratégies existantes et implantées sont la masse passive synchronisée ou les systèmes d'isolation sismique.

L'objectif de nombreuses investigations de systèmes de contrôle est la réduction des déplacements inter-étages, qui historiquement ont été utilisés comme un indicateur de dommages structuraux. Cependant, d'autres critères d'évaluation doivent être considérés afin d'inclure les réponses des constructions. Les dommages de la construction et la dissipation d'énergie, les dispositifs de contrôle, et la stratégie de contrôle requise pour un multi-usage à base de la conception parasismique (Barroso et al, 2003 ; Hunt 2002 ; Ohtori et al 2004 ; Rodgers et al 2007).[3]

### **1.2.2 Systèmes de contrôle actif**

Depuis quelques années, il y a un intérêt croissant pour le contrôle actif en génie civil, permettant d'atténuer les effets des sollicitations dynamiques sur les structures telles que les bâtiments, les ponts et les tours de contrôle. Les sollicitations peuvent provenir du vent, du trafic ou des tremblements de terre. Un système de contrôle actif peut être défini comme un système qui exige généralement une source d'énergie importante pour le fonctionnement des actionneurs électro-hydrauliques ou électromécaniques qui fournissent des forces de contrôle

à la structure. Les forces de contrôle sont développées en fonction de la rétroaction des capteurs qui mesurent l'excitation et/ou la réponse de la structure. La rétroaction de la réponse structurale peut être mesurée aux endroits différents de l'emplacement du système de contrôle actif. La génération des forces de contrôle par actionneur électro-hydraulique requiert une source d'énergie importante, qui est de l'ordre des dizaines de kilowatts pour les petites structures et peut atteindre plusieurs mégawatts pour les grandes structures. Afin de construire un tel système, il existe deux approches qui sont radicalement différentes : la première consiste à identifier la perturbation qui se crée les vibrations pour l'annuler en lui superposant une excitation "inverse". Cette stratégie de contrôle actif est appelée contrôle par **anticipation** (feedforward). Elle est surtout développée en acoustique, mais elle est aussi très utile pour le contrôle de vibration des structures. La deuxième consiste à identifier la réponse de la structure plutôt que l'excitation qui la fait vibrer. Elle nécessite, donc, la modélisation du comportement dynamique de la structure. Le travail de contrôle des vibrations qui porte sur ce type de stratégie est appelé contrôle par **boucle de rétroaction** (feedback). [2]. Il consiste, premièrement, à placer les capteurs sur la structure pour identifier, à chaque instant, la réponse ou l'excitation. Lorsque seulement la réponse de la structure est mesurée, la configuration de contrôle est connue sous le nom du contrôle à **boucle fermée** : la réponse est mesurée à chaque instant et cette information est utilisée pour la correction de la force de contrôle appliquée instantanément. Mais, lorsque seulement l'excitation est mesurée, le contrôle prend le nom de boucle ouverte. Par contre, si la réponse et l'excitation sont mesurées ensemble le terme utilisé dans la littérature est le contrôle à boucle fermée-ouverte. En deuxième étape, il consiste à choisir une loi de contrôle convenable qui permet, à chaque instant, à l'actionneur, en apportant de l'énergie de l'extérieur, de produire une force de contrôle. Par suite, lors de la conception d'un système de contrôle actif des vibrations par rétroaction, on commence par étudier le comportement dynamique de la structure à contrôler, puis on choisit une loi de contrôle de rétroaction qui répond au mieux à la problématique.[3] Les lois des contrôles par rétroaction auxquelles on s'intéresse par la suite se définissent en fonction de l'état de la structure sur laquelle elles sont appliquées. L'idée générale du contrôle actif est révolutionnaire. Il a la capacité d'élever des concepts structuraux d'un niveau statique et passif à un niveau dynamique et adaptable. Des études effectuées sur l'application des systèmes de contrôle actif dans le génie civil ont montré leur efficacité dans la réduction des réponses structurales. L'avantage d'un système de contrôle actif est qu'il atteint des excellents résultats de contrôle. Cependant, il y a beaucoup d'inconvénients à utiliser ce système : Ce sont des systèmes très coûteux à concevoir et sont chers d'utiliser en raison des grandes quantités d'énergie dont ils ont besoin. En outre, ils ont tendance à prendre plus d'espace que les dispositifs de contrôle passifs.

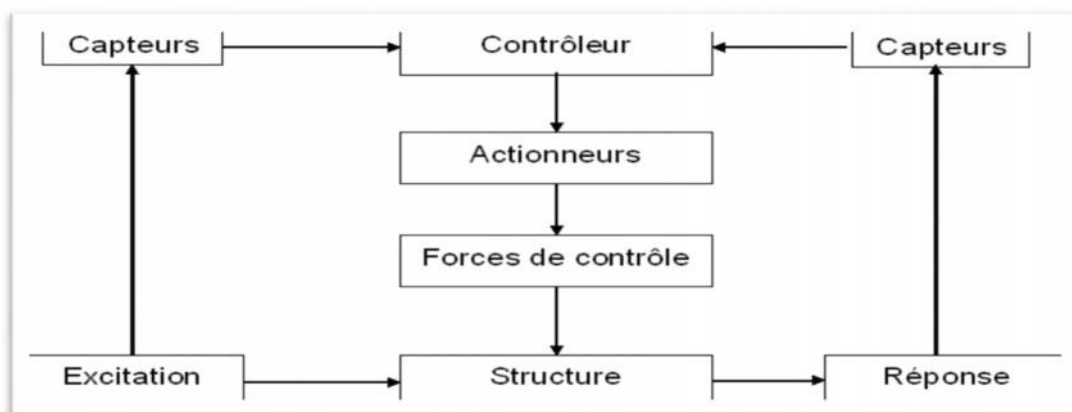


Figure 1.1 : Diagramme du contrôle actif.

### **1.2.3 Système de contrôle hybride**

L'amortisseur de masse hybride est le dispositif de contrôle le plus commun, utilisé dans les applications de génie civil à grande échelle. Il est une combinaison d'un amortisseur de masse accordée (TMD) et d'un actionneur de contrôle actif. La capacité de ce dispositif de réduire les réponses structurelles se fonde principalement sur le mouvement normal du TMD. Et son efficacité dépend des forces de l'actionneur de contrôle. Les forces de l'actionneur de contrôle sont utilisées pour augmenter l'efficacité de HMD et d'augmenter sa fiabilité aux changements des caractéristiques dynamiques de la structure. Un système hybride typique exige moins d'énergie pour fonctionner qu'un système passif. [17]

### **1.2.4 Système de contrôle semi actif**

Les stratégies de contrôle basées sur les dispositifs semi actifs combinent les meilleures caractéristiques des systèmes de contrôle passif et actif. Ces dispositifs exigent une faible source d'énergie pour modifier les propriétés mécaniques des dispositifs de dissipation d'énergies passives. Le réglage de ces propriétés est basé sur la rétroaction (le feedback) de l'excitation et/ou de la réponse mesurée, ce qui différencie le contrôle semi-actif du contrôle passif. Comme pour le contrôle actif, le système de contrôle semi actif nécessite des capteurs, processeurs et actionneurs. L'énergie demandée peut être fournie d'une simple batterie. Cette énergie sert seulement à modifier les caractéristiques mécaniques des dispositifs de contrôle passif, donc, ce système représente une évolution des systèmes passifs. Le système de contrôle semi actif est plus fiable et plus simple que le système de contrôle actif puisqu'il fonctionne comme des dispositifs passifs en cas de panne de courant et plus efficace pour réduire la réponse structurelle que d'autre système de contrôle passif. Cette technique convient pour être utilisée dans certains bâtiments ou équipements importants. Actuellement, il existe différents types d'amortisseurs semi actifs proposés pour contrôler les structures en génie civil. Ces dispositifs incluent, notamment, les amortisseurs à orifice variable, les amortisseurs de friction variable et les amortisseurs à fluide contrôlable. [3][2]

### **1.2.5 Systèmes de contrôle passif**

Les systèmes de contrôle passif utilisent des dispositifs assez simples qui réduisent la réponse dynamique par des moyens entièrement mécaniques. Les systèmes passifs les plus courants sont les isolateurs sismiques, les dissipateurs d'énergie et les oscillateurs résonnants connus également comme systèmes inertiels couplés (Tuned Mass Damper - TMD).

#### **1.2.5.1 Systèmes d'isolation sismique**

##### **1.2.5.1 Revue historique**

Le principe de l'isolation à la base n'est pas nouveau en tant que tel et on rapporte que les premières expériences remontant au début du 20<sup>ième</sup> siècle. La première application de la technologie moderne de l'isolation sismique à la base a été réalisée sur une école primaire à Skopje (ex-Yougoslavie) dont la construction a été achevée en 1969. En Amérique du Nord, la première application remonte à 1984.[48] Actuellement des centaines de bâtiments et de ponts à travers le monde sont munis de systèmes d'isolation sismique.

### **1.2.5.2 Objectifs.**

L'isolation sismique est une stratégie de conception fondée sur l'idée qu'il est possible de séparer la structure du mouvement du sol en introduisant des éléments souples entre la structure et les fondations. Les isolateurs permettent de réduire sensiblement la rigidité structurelle du système, offrant une période fondamentale de la structure isolée beaucoup plus grande que celle de la même structure sans isolateurs. L'isolation sismique à la base consiste à découpler le mouvement du sol du mouvement de la structure dans le but de réduire les forces transmises à cette dernière. Les forces sismiques exercées sur la structure isolée sont typiquement de l'ordre de 3 à 10 fois plus petites que la demande en force sur la structure non isolée. L'isolateur capte les déformations (inélastiques) et filtre les accélérations (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée (au dessus) se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations. Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées et demeurent en deçà de la capacité élastique de tels éléments. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation et par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme.[48]

### **1.2.5.3 Principe de base et fondements théoriques**

L'isolation à la base repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur. Dès lors l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) à l'isolateur est requise afin de contrôler le déplacement et réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement. [48]

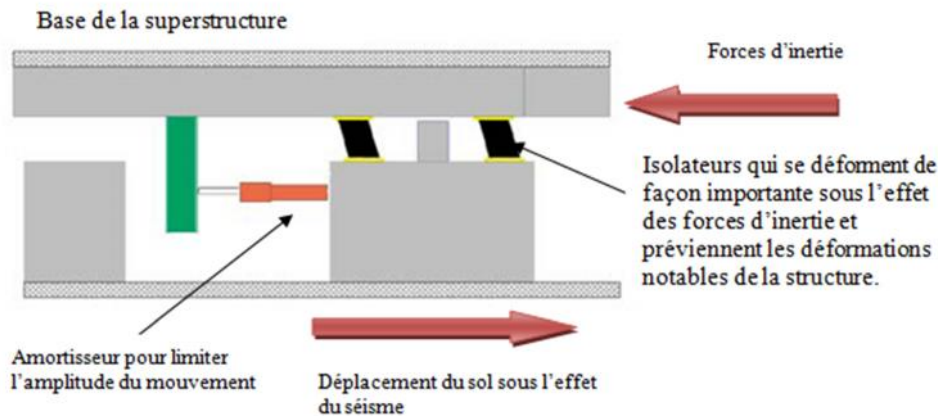
### **1.2.5.4 Composantes des systèmes d'isolation sismique à la base**

Les composantes (caractéristiques) essentielles d'un système d'isolation typique sont :

1. Un appui capable de transmettre les charges verticales mais ayant une faible rigidité horizontale (dans la direction isolée). C'est le noyau de l'isolateur. La rigidité latérale de l'appui est le paramètre clé dans l'augmentation de la période et par conséquent dans la réduction des forces sismiques. De plus, la rigidité latérale de l'appui joue un rôle très important dans le déplacement sismique de l'ouvrage et son recentrage après le séisme (déplacement résiduel).
2. Un mécanisme de dissipation d'énergie (amortisseurs sismique) : Ce mécanisme peut être soit incorporé à l'appui soit installé en parallèle. Le but premier est de contrôler la déformation de l'isolateur et par conséquent le déplacement absolu de la superstructure située au dessus. La composante de dissipation d'énergie peut aussi amener une réduction des forces et accélérations dans la structure. Une multitude de systèmes de dissipation d'énergie ont été mis au point avec une application plus au moins répandue. Les plus courants sont : (1) les amortisseurs hydrauliques (viscous dampers) et les amortisseurs à base de friction (comportement plastique ou élasto-plastique). Parmi les autres systèmes on peut citer les amortisseurs à base de comportement hystérésis (i.e. poutrelles en arc travaillant en flexion), élastomères à



haut taux d'amortissement, etc. Il faut mentionner que les systèmes de dissipation d'énergie du type hystérésis et friction ont le défaut de transmettre les accélérations des modes supérieurs à la structure.



**Figure 1.2 :** Déformation des isolateurs dont l'amplitude est limitée par l'amortisseur

#### 1.2.5.7. Incidence sur le coût :

L'isolation parasismique augmente sensiblement le coût des bâtiments mais elle offre une protection supérieure à la protection réglementaire. Toutefois, on peut sensiblement réduire ce surcoût en optimisant ses différents paramètres du projet. On doit rapprocher ce surcoût au coût de l'endommagement évité, rapporté à la probabilité de récurrence des séismes pouvant provoquer ces niveaux de pertes.

#### 1.2.5.8. Principaux types de systèmes d'isolation

Il existe une multitude de systèmes d'isolation dont l'application a été plus au moins répandue et une revue exhaustive de ces systèmes dépasse le cadre d'application. Néanmoins, on peut grossièrement classer les systèmes d'isolation sismiques en deux catégories :

##### 1.2.5.8.1. Les systèmes à base d'élastomère

Ces systèmes exploitent le principe de l'appui fretté et sa flexibilité latérale. Il existe plusieurs variantes dans cette catégorie d'appui tel que les appuis frettés avec élastomère à haut taux d'amortissement (par hystérésis interne). Néanmoins, le système d'isolateur à base d'élastomère est l'isolateur à base d'appui fretté avec un noyau de plomb intégré à l'intérieur de l'appui tel qu'illustré à la figure ci-dessous.

Les principales limitations des systèmes à base d'élastomère sont : (1) sensibilité aux variations thermiques (la rigidité de l'élastomère augmente avec la diminution de la température) ; (2) l'instabilité de l'appui (la résistance à la charge verticale diminue avec l'accroissement de la déformation latérale); (3) les dimensions de l'appui et particulièrement sa hauteur peuvent constituer une limitation pratique particulièrement pour les applications de réhabilitation (4) Le noyau de plomb à le défaut de transmettre des accélérations de haute fréquence et réduit l'efficacité de l'isolation.[2]

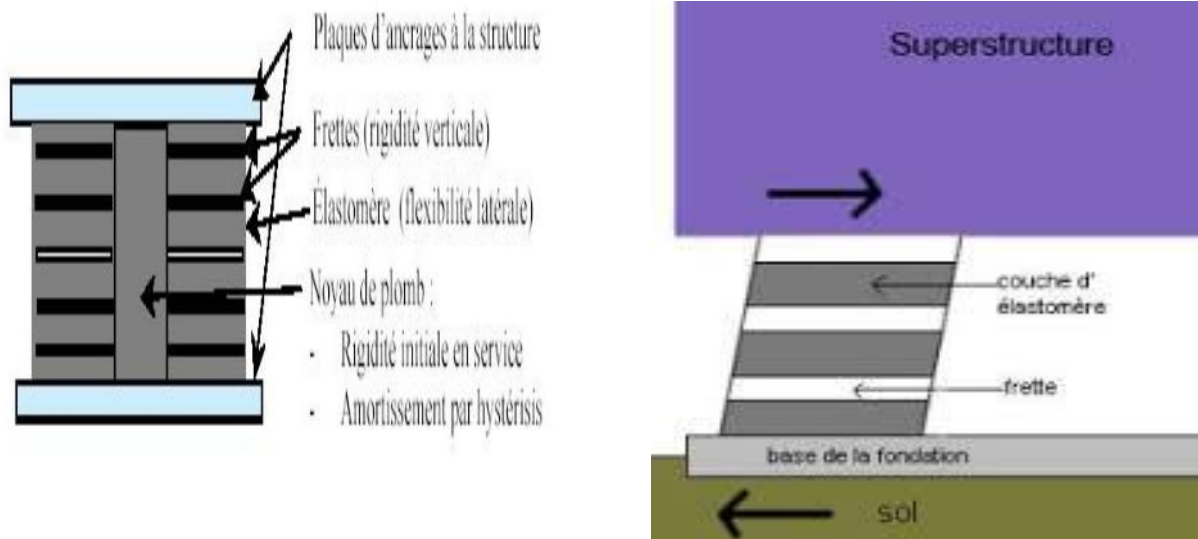


Figure 1.3 : Schéma de principe du système d'isolation à base élastomère

### 1.2.5.8.2 Les systèmes à base de glissement

Ces systèmes permettent le découplage des mouvements de la superstructure de ceux des éléments de fondation au moyen d'interface de glissement. De plus, l'interface de glissement permet de dissiper l'énergie sismique par friction. A titre d'exemple, le système de pendule à friction est un système qui utilise une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule. Le rayon de courbure et le coefficient de frottement de l'interface sont les caractéristiques clé qui contrôlent la période d'isolation et la quantité d'énergie dissipée du système.[2]

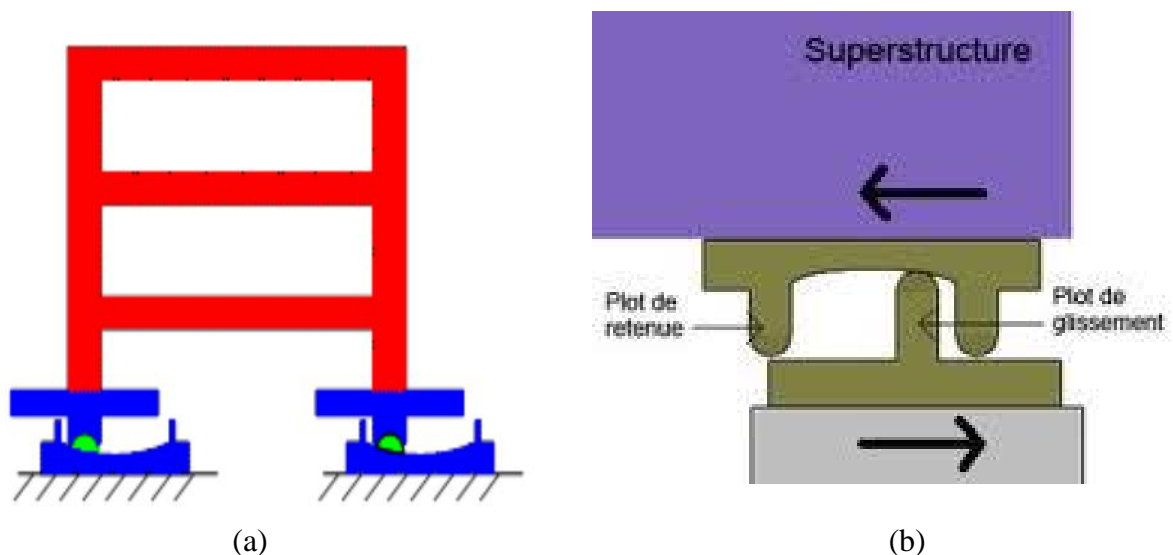


Figure 1.4 : Schéma de principe du système d'isolation à base de glissement

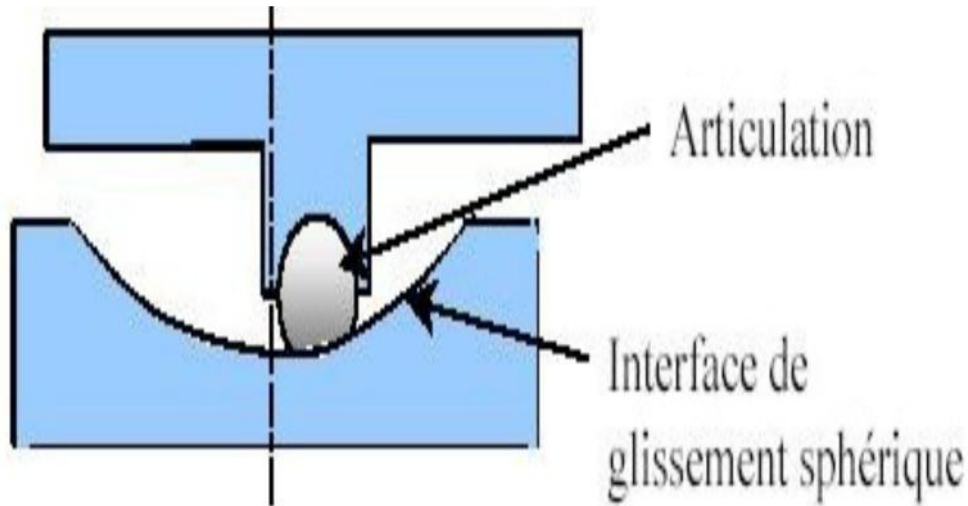


Figure 1.5 : Isolateur à base de glissement

### 1.2.5.2 Dissipateurs d'énergie

Les systèmes passifs de dissipation d'énergie ont le même principe de base que les isolateurs sismiques lorsqu'ils sont incorporés dans la structure : ils peuvent absorber une portion de l'énergie d'excitation extérieure. En plus, ils peuvent réduire substantiellement le mouvement différentiel entre les éléments de la structure et par conséquent réduire les dégâts de cette dernière. Ces dernières années, des efforts sérieux ont amélioré le concept des systèmes de dissipation d'énergie, et plusieurs appareils ont été installés dans des structures partout dans le monde. En général, ils sont caractérisés par leur capacité de dissiper l'énergie de vibration de la structure ou de la convertir en un autre mode de vibration ou en une autre forme d'énergie. Les principaux systèmes sont :

- amortisseurs métalliques
- amortisseurs à friction
- amortisseurs viscoélastiques
- amortisseurs à fluide visqueux
- **amortisseurs à masse accordée**
- amortisseurs à liquide accordée
- les matériaux intelligents.

Les matériaux intelligents sont formés principalement par :

- les alliages d'acier doux
- les matériaux piézoélectriques
- les fluides électro- rhéologiques
- les fluides magnéto- rhéologiques. [2]

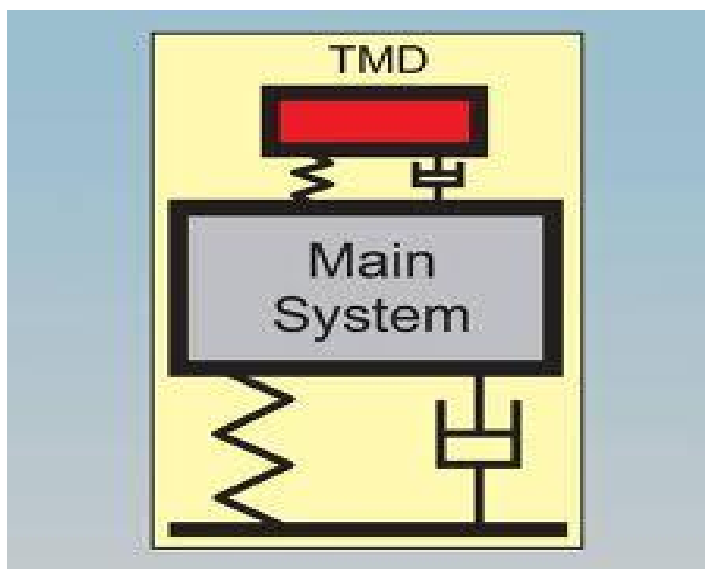
### **1.3 Amortisseurs à masse accordée (Tuned Mass Damper)**

#### **1.3.1 Définition et principe du TMD**

les Amortisseurs à masse accordée (Tuned Mass Damper (TMD) qui sont les plus couramment utilisés dans différents champs d'application en génie civil tel que les bâtiments et les ouvrages d'art, permettant la réduction des oscillations provoquées par le séisme ou d'autres causes [3], surtout quand ils sont plus flexibles, par exemple les immeuble de grandes hauteurs.

L'amortisseur de masse accordé passif (TMD) est trouvé à être un moyen simple, efficace, peu coûteux, et fiable à supprimer les vibrations indésirables des structures provoquées par les excitations harmoniques ou par le vent . Ils sont principalement incorporés dans les structures dans le but de réduire la demande de dissipation d'énergie dans les éléments structuraux. Cette réduction est accomplie en transférant une partie de l'énergie vibratoire de la structure au TMD qui, dans la forme la plus simple consiste en une masse, un ressort et un amortisseur, fixé à la structure de sorte que cette masse soit connectée à l'un des degrés de liberté de la structure principale[14]. La fréquence de l'amortisseur est accordé sur une fréquence spéciale structurel de sorte que lorsque cette fréquence est excitée, l'amortisseur résonnera en opposition de phase avec le mouvement de la structure, absorbant de se fait l'énergie sur la structure.[15]

Par rapport aux dispositifs de commande qui sont connecté à des éléments structuraux ou des articulations, le TMD comporte une masse et des déplacements relativement importants. Par conséquent l'efficacité voire la performance du TMD dépend du rapport de masse, du rapport de fréquence, du rapport d'amortissement du TMD et de l'emplacement de ce système par rapport à la structure principale. Si la masse de TMD est inférieure à la masse structurale, le dispositif doit être accordé d'une manière que la masse auxiliaire ne déterminera pas l'entrée de la structure dans la résonance avec l'excitation de fréquence. Si la fréquence fondamentale de la structure est inférieure à la fréquence d'excitation, le TMD aura donné une fréquence plus faible que l'action extérieure afin d'éviter la résonance. Si la fréquence fondamentale de la structure est supérieure à l'action extérieure, le TMD aura donné une fréquence plus élevée que la fréquence d'excitation.[15]



**Figure 1.6 :** Système TMD installé sur une structure principale

### **1.3.2 Les concepts des TMDs**

Les TMDs sont composés d'une masse de support dilatée, qui est calibrée par une quantité de ressorts qui y sont appliqués pour la fréquence des vibrations perturbées. Un élément d'amortisseur visqueux intégré (VISCO Damper) réduit l'agitation du mouvement du TMD –masse. La fréquence optimale calibrée est définie par des critères d'optimisations variés. Souvent, la fréquence de la masse calibrée est insignifiante sous fréquences naturelles qui doivent être réduite par le TMD. La fréquence calibrée du TMD ne peut être ajusté sur un plan constant et varie de +/- 0.05 Hz. Les applications pratiquées montrent que cette tolérance est adéquate (Figure 1.7) (Den Hartog et al., 1965).



**Figure 1.7 :** Amortissement à masse accordée

### **1.3.3 Synthèse bibliographique sur les systèmes TMDs**

En raison de récentes recherches analytiques et expérimentales, le contrôle des vibrations dans les structures à l'aide du TMD est de plus en plus utilisé, non seulement dans la conception de nouvelles structures et composants, mais aussi dans la réhabilitation de structures existantes pour leur fiabilité contre le vent, les tremblements de terre et les activités humaine (Lin et al ,2001)[16]

Le concept de contrôle des vibrations en utilisant la masse accordée (masse damper) remonte à l'année 1909 [9], quand Frahm inventa un dispositif de contrôle de vibration appelé (a dynamic corresponding vibration Absorber) pour réduire le roulis du navire ainsi que les vibrations verticales des coques des navires. La théorie du TMD à été présentée plus tard dans le papier par Ormondroyd et Den Hartog(1928), suivie d'une discussion détaillée de réglage de paramètres optimaux d'amortissement dans un livre de Den Hartog sur les vibrations mécaniques (1940) et d'une monographie concernant la théorie et les principes d'une structure non-amortie d'un SDDL soumise à des forces harmoniques (1956).[35][23] Den Hartog à utilisé la méthode de points fixes pour l'obtention d'une solution approximation exacte des paramètres optimaux, fréquence naturel  $f_t$  et coefficient d'amortissement  $\zeta_t$ , d'un

TMD qui minimise le déplacement de la structure. Une liste des paramètres paramètre optimaux pour différents objectifs de minimisation obtenus par la méthode des points fixes est donnée à Warburton (1982) et dans le manuel de Korenev et Reznikov(1993).[20]

Depuis 1971, de nombreux TMDs ont été installés avec succès dans la construction de gratte-ciel et des tours dans le monde (par exemple, the Citicorp Center à New York City, the John Hancock Building à Boston, the Sydney Tower à Sydney, the Crystal Tower Building à Osaka et de nombreuses tours observatoires au Japon)ont montré être en mesure de réduire les vibrations induites par le vent. Depuis que le TMD est devenu le mécanisme fondamental, la compréhension du comportement de ce dernier et sa conception deviennent des problèmes importants. Le dispositif de contrôle de vibration inventé par Frahm n'a eu aucun amortissement inhérent. Il a été efficace seulement lorsque la fréquence naturelle d'absorption a été très proche de la fréquence d'excitation et il peut subir une forte dégradation de ses performance si la fréquence d'excitation déviée loin de la fréquence naturelle de l'absorbeur.En outre, si la fréquence d'excitation se rapproche de l'une des deux fréquence naturelles du système structure-absorbeur,une réponse très grande pourrait se produire à la résonance .Par conséquent,il est efficace seulement pour le cas où la fréquence de l'excitation a été connue telle que l'absorbeur peut être conçu avec une fréquence propre égale à la fréquence d'excitation. Cette lacune a été éliminée plus tard quand Ormondroyd et Den Hartog ont montré que, si une certaine quantité d'amortissement est introduite dans l'absorbeur de Frahm, la détérioration de la performance sous le chargement dans la fréquence d'excitation ne sera pas très sensible et la réponse à la résonance peut également être considérablement réduite. Plus tard, l'amortissement dans la masse principale a été inclus dans l'analyse par Bishop et Welborn.Tandis que Den Hartog a considéré l'absorbeur avec seulement un amortisseur visqueux, Snowdown a étendu sa recherche pour inclure différents types d'absorbeurs d'amortissements.[14]

Bien que toutes les applications du TMD aient été réalisées pour l'atténuation du mouvement induit par le vent, l'efficacité sismique du TMD reste une question importante, Des études approfondies ont été menées par des chercheurs pour étudier la performance des TMDs dans l'amélioration de la réponse des structures sous charge sismique(Den Hartog,1956 ;Mc Namara,1977 ;Warburton,1982 ;Kwok,1984,Tsai et Lin(1993) ;Sadek et al,1997 ;Wang et Fung,2000 ;Wong et Chee,2004, Lee et al,2006). [16]

#### **1.3.4 Principe de fonctionnement des TMDs**

Les systèmes TMDs peuvent généralement être divisés en deux groupes : (i) dispositifs de fonctionnement vertical et (ii) horizontal. L'application dépend de la forme du mode de distribution aussi bien de la position /direction du TMD pour réduire cette vibration. Le fonctionnement vertical du TMD est souvent soutenu par une hélice d'acier à ressort. La fréquence dépend simplement de la masse et de la contraction du ressort. Les VISCO-Damper sont utilisés afin de propager la bande de fréquence. Un exemple typique d'un système semblable est démontré dans la **Figure 1.7**.

Le système de fonctionnement horizontal peut aussi être utilisé. Dans quelques cas, la masse est disposée comme le système d'une pendule. La flexibilité est achevée par le mouvement horizontal de la masse au bouton du système exécutif. La masse peut fonctionner

en une direction seulement, mais il se pourrait que cela fonctionne aussi à un niveau horizontal.

L'aspect du TMD dépend principalement des paramètres comme le matériau de masse (exemple : béton ou acier), la forme de la masse, espace disponible pour l'installation, fixation possible de la principale structure et la structure des membres adjacents, la fréquence ciblée et l'amortissement aussi bien que de restrictions architecturales.

Le fonctionnement vertical des TMD sont surtout disponible dans les structures dont l'orientation est horizontale comme les ponts. Ils peuvent être utilisés afin de contrôler les modes de flexion de la structure. La configuration est aussi possible pour limiter les torsions très spécialement quand celles-ci fonctionnent en paires (Petersen, 1996).

### **1.3.5 Les domaines d'application des systèmes TMDs**

Les amortisseurs à masse accordée sont utilisés principalement dans les applications suivantes :

- Structures grandes et minces autoportantes (ponts, pylônes de ponts, cheminées, antennes et de la télévision tours) qui tendent à être excitées dangereusement dans une de leurs formes modales par le vent.(Hôtel Burdj – al-Arab, Dubaï /U .A.F,1997 TMD horizontal),
- Les petits ponts, ex. ponts pour piétons, les gradins et les escaliers peuvent être encirés par la circulation des véhicules ou par la marche et le saut des piétons. Bien que généralement pas dangereuses pour la structure elle-même, les vibrations peuvent devenir très désagréable pour les gens sur le pont ou tribune ...ex : Millenium bridge, London /UK,2001 8 TMD horizontaux et 50 TMD verticaux
- Ouvrages d'art ou structure en acier comme les planchers d'usine excités dans l'un de leurs fréquences naturelles par des machines, comme les centrifugeuses, ventilateurs, etc.. Le TMD vertical ou horizontal est accordé à cette fréquence.
- Les navires excités dans l'une de leurs fréquences naturelles par les moteurs principaux ou encore par mouvements du navire. Bateau de croisière Cruise Liner- MS- Deutsch land, 2001 TMD vertical et horizontal.[1]

Ces dernières années, l'application du TMD s'est étendue pour le domaine aérospatial comme la fusée de la NASA, 19/08/2008.

### **1.3.6 Les différents types des systèmes TMDs**

Les appareils d'amortissements de vibrations mécaniques les plus utilisés dans la pratique sont les amortisseurs à masse accordée (TMDs) qui sont couramment utilisés dans différents champs d'applications en génie civil. Parmi les TMDs les plus communément utilisés on cite :

amortisseur à masse accordée actif (ATMD), amortisseur à masse accordée passif (PTMD) et amortisseur à masse accordée semi-actif (SATMD/STMD).

### **1.3.6.1 Amortisseur à masse accordée actif (ATMD)**

Le dispositif de contrôle actif réduit la réponse structurelle au moyen d'une source d'énergie externe (Soong, 1990 ; Suhardjo et al, 1992). Les mouvements structurels peuvent être contrôlés par un amortisseur de masse active (AMD). Le vérin dans un système entièrement actif nécessite une source d'énergie. La source peut être, par exemple, une unité de puissance hydraulique ou une ligne d'alimentation électrique. Dans tous les cas, la demande de puissance est significative. De plus, le contrôle d'un système entièrement actif est une tâche quelque peu exigeante (Brecher et Schulz 2004). En outre, le coût total d'un système entièrement actif TMD peut être assez élevé en raison de la nécessité de vérins et des capteurs de haute qualité [40]. Les ATMDs sont configurés de telle sorte que la masse active soit dans un système de translationnel ou, pendulaire. Le rapport de masse dans le cas des systèmes actifs peut être inférieur à leur système homologue passif en raison de leur efficacité améliorée, pour des systèmes de dissipation à masse accordée ayant des grands déplacements et pour des bâtiments lourds avec une légère masse de l'amortisseur. Pour des systèmes actifs de masse auxiliaire légère, une force de contrôle plus importante est requise. Les systèmes actifs utilisent des vérins hydrauliques ou des servomoteurs AC. [41]

Un système hybride HMD peut être utilisé pour surmonter les insuffisances d'un système passif, par exemple, son incapacité à répondre à des charges appliquées soudainement comme des chocs [41]. Un HMD a une capacité de supprimer les vibrations tel un PTMD, et être plus efficace énergiquement qu'un système ATMD tout en conservant les mêmes performances. [42]

Dans le cas d'un TMD, le bâtiment peut être équipé d'un système passif de masse accordée auxiliaire, et une petite masse tertiaire liée à la secondaire avec un ressort amortisseur, et vérin. Le système secondaire avec un ressort tertiaire, et il est entraîné dans le sens opposé au TMD et amplifie le mouvement du TMD en le rendant plus efficace. [41]

### **1.3.6.2 Amortisseur à masse accordée semi-actif (SMTMD/STMD).**

Lorsque la variation dynamique de ses paramètres importants (fréquence naturelle ou d'amortissement) à plusieurs reprises au cours de son cycle de vibration dominante, le TMD est appelé un amortisseur à masse synchronisée semi-actif (SATMD). [40]

Les SATMDs sont largement étudiés et leur performance a été confirmée être supérieure à celle des PTMD (Pinkaw & Fujino 2001, Aldemir 2003) [41]. Les STMDs combinent les meilleures caractéristiques des dispositifs de contrôler à la fois passives et actives. Les études antérieures portant sur les STMDs peuvent remonter à 1983. Hrovat et al. (1983) présentent le SATMD un TMD avec des amortisseurs contrôlables variant dans le temps. Dans des conditions identiques, le comportement d'une structure équipée d'un SATMD au lieu d'un est



nettement amélioré. La conception du contrôle d'un SATMD est largement étudiée et bien essayée (Horavat 1983, Jansen & Dyke 2000, Pinkaew 2001, Koo 2003, Liu et al. 2005). L'approche la plus commune à un amortisseur à masse accordée semi-actifs est illustrée schématiquement sur la. le système dynamique est essentiellement le même que celui d'un PTMD. La seule différence est l'amortissement du TMD est rendu réglable. En fait, la représentation schématique ne fait pas de différence entre les systèmes passifs et actifs. Les caractéristiques du système dépendront de la méthode de contrôle appliquée et la bande passante du contrôle.[40]

### **1.3.6.1 Amortisseur a masse accordée passif (PTMD)**

Les systèmes passifs offrent l'amortissement indirect à une structure par la modification des caractéristiques structurales. Le concept le plus populaire parmi les systèmes dynamiques simples avec peu de paramètres. En tant que dispositif passif, son comportement dynamique ne peut pas être modifié durant le fonctionnement [40] [41].

Le TMD est efficace pour la réponse d'un seul mode de résonance lorsque la fréquence modale est proche de celle du TMD. Lorsque les fréquences sont bien séparées et les effets de couplages modal sont faibles, le TMD est généralement conçu pour contrôler un seul mode tandis que les effets des autres modes sont ignorés dans la conception du contrôle (Gu et al, 1994) [41].

Un TMD se compose généralement d'une masse d'inertie attachée près du sommet de l'édifice par un ressort et un mécanisme d'amortissement. les contraintes logistiques pour déplacer une masse importante ont conduit à un certain nombre de solutions novatrices.

Pour la configuration de mouvement horizontal, la masse accordée est révélée par un bain d'huile et la fréquence de l'amortisseur est réglée par un ressort équivalent en gaz d'azote, pendulaires sont utilisés dans le mouvement en plan vertical de la masse accordée. Toutefois pour des structures avec une longue période, des pendules hautes à plusieurs étages peuvent être nécessaires [41].

L'amortissement indirect transmis par un TMD est déterminé par la taille de l'amortisseur et la distance de déplacement de la masse. L'amortissement dépend aussi du rapport de la masse de l'amortisseur et de la masse effective du mode considère, qui est régie par des considérations économiques et de la disponibilité de l'espace. Il est typiquement dans la gamme de un pour cent (1%) de la masse du bâtiment dans le mode fondamental.[41]

### **1.3.7 Optimisation des paramètres d'un système TMD**

Alors que, les principes de base du TMD sur la réduction de la réponse structurale ont été bien établis, les configurations optimales de TMD sont un problème très différent. Dans la conception de tout dispositif de contrôle pour la suppression des vibrations indésirables, l'objectif serait de fournir des paramètres d'amortissements optimaux afin de maximiser son efficacité. Les paramètres principaux de conception du TMD sont le rapport d'accordance (le

rapport de la fréquence d'amortissement et la fréquence naturelle de la structure), le taux d'amortissement et le rapport de masse (le rapport de la masse d'amortissement et la masse de structure). Ce dernier est généralement fixé pour des cas pratiques entre 0,5-1,0%.

Des recherches considérables ont été consacrées à l'étude de la performance du TMD pour permettre la sélection appropriée des paramètres d'absorption. Dans le travail classique par Den Hartog (1956), des expressions simples pour le rapport d'accordance optimale et le taux d'amortissement d'un amortisseur à masse ont été tirées. Ces expressions ont été basées sur la minimisation du déplacement de la structure principale, lorsque l'amortissement propre est nul et lorsqu'elle est soumise à une excitation harmonique. Chey (2000) résulte des expressions simples pour les valeurs optimales du rapport d'accordance et le taux d'amortissement du TMD en termes de déplacement et d'accélération. Pour l'application pratique d'un système réel, des paramètres pratiques pour le TMD, comme la rigidité optimale ont été établies. Loi et Ikeda (1978) ont présenté des formules empiriques pour une rigidité optimale et l'amortissement d'un TMD, basées sur la minimisation de la réponse à l'accélération d'une structure légèrement amortie. Randall et al. (1981) ont utilisé les procédures d'optimisation numérique pour évaluer les paramètres optimaux du TMD, tout en tenant compte de l'amortissement de la structure. Dans la procédure proposée par Thompson (1981) pour une structure amortie avec un TMD, le rapport d'accordance a été optimisé numériquement et puis en utilisant la valeur optimale du rapport d'accordance, l'amortissement optimal dans le TMD est obtenu analytiquement. Warburton (1982) a réalisé une étude numérique détaillée pour une structure légèrement amortie avec un TMD, soumis à des excitations à la fois harmoniques et aléatoires. Les paramètres optimaux d'amortissement pour différentes valeurs de masse et le taux d'amortissement de la structure sont présentés sous la forme de tableaux. Fujino et Abe (1993) ont utilisé une technique de perturbation pour dériver des formules afin de résulter les paramètres optimaux du TMD, qui peuvent être utilisés avec une bonne précision pour un rapport de masse de moins de 0,02 et pour des valeurs très faibles de l'amortissement structural de moins de 5-10%.

Ainsi, pour le cas général et réaliste avec amortissement dans le système primaire, les paramètres optimaux du TMD doivent être évalués numériquement ou à partir d'expressions empiriques. Lorsque l'amortissement est ajouté au système primaire, l'existence de fréquences 'FixedPoint' est perdue. Ces fréquences sont celles de point fixe au cours desquelles la transmissibilité des vibrations est indépendante des amortissements dans le dispositif de commande qui rend la conception de forme fermée straight-forward (Den Hartog (1956)). Cependant, il est possible que même pour des structures amorties modérément l'existence de deux fréquences «points fixes» peut encore être considérée comme valide dans un sens approximatif. Basée sur la théorie développée par Den Hartog (1956) dans l'obtention des critères optimaux d'un amortisseur de masse attachée à une masse non amortie soumise à une excitation harmonique, une alternative fermée sous forme de solution pour le rapport d'accordance optimale du TMD pour les structures amorties a donc été dérivée (Ghosh et Basu 2006).[15][12]

En utilisant les techniques de recherche numérique, les paramètres optimaux d'un système TMD pour un système principal amorties a été étudié par plusieurs recherches (Bakre et Jangid 2006 ; Chey 2000 ; Jangid 1999 ; Tsai et Lin 1994). Les paramètres optimaux ont été obtenues dans études pour divers combinaisons de minimisation de différent paramètres de réponses et /ou excitation [3].

Pour l'obtention des valeurs optimales d'un amortisseur a masse accordé il faut :

- Minimiser le déplacement de la structure principale.
- Maximiser la rigidité dynamique de la structure principale.
- Maximiser le coefficient d'amortissement équivalente de l'ensemble structure-TMD .
- Minimiser la vitesse de la structure principale.
- Minimiser l'accélération de la structure principale [2].

### **1.3.8 Méthodologie de conception d'un TMD :**

Les questions qui doivent être prises en compte dans la conception d'un amortisseur TMD sont comme suite :

- déterminer l'amortissement équivalent requis pour répondre aux critères de facilités d'entretien.
- Sélectionner la masse de l'amortisseur a partir d'un rapport de masse du tableau d'amortissement équivalent pour fournir l'amortissement nécessaire (amortissement équivalent nécessaire-amortissement inhérent).
- voir les services d'un fabricant ou un spécialiste de la conception de TMD pour la conception détaillée.
- confirmer le rendement de l'amortisseur en simulant la réponse du bâtiment avec et sans l'amortisseur à l'aide de testes (ex : tunnel vent).
- directives préliminaires :
- L'ajout de 3% à 4% de l'amortissement critique est généralement requis pour les immeubles de bureau et de 4% à 8% ou plus pour les hôtels et les immeubles d'habitations.

- la masse d'amortissement est généralement limitée à environ 2% de la masse du premier mode. Les considérations de conception pratique vont limiter l'amortissement efficace offert par le TMD à environ 5% [41].

### 1.3.9 Exemples d'utilisation des systèmes TMDs

#### 1.3.9.1 Amortisseur à masse accordée transratiionnelle

La figure 1.8 illustre la configuration typique d'un amortisseur de masse accordée unidirectionnelle. La masse repose sur des roulements qui fonctionnent comme des rouleaux et permettent à la masse de se déplacer latéralement par rapport au sol. Ressort et amortisseur sont insérés entre la masse et les membres adjacents du support vertical, qui transmettent la force latérale "hors-phase" au niveau du sol et ensuite dans l'ossature structurale. Amortisseur de translation bidirectionnelle sont configurées avec des ressorts/amortisseurs dans deux directions orthogonales et fournissent la capacité de contrôler le mouvement structurale dans deux plans orthogonaux.[43]

- **John Hancock Tower (Engineering News Record, Oct.1975)**

Deux amortisseurs ont été ajoutés à la tour de 60 étages John Hancock à Boston pour réduire la réponse due au vent.les amortisseurs sont placés aux extrémités opposées du 58<sup>ème</sup> étages, 67m d'intervalles, et se déplacent pour contrecarrer le balancement ainsi que la torsion due à la forme du bâtiment. Chaque amortisseurs pèsent 2700KN et se compose d'un boîtier en associer remplie de plomb d'environ 5,2 m de cote et de 1m de profondeur qui roule sur une plaque d'acier de 9m de longueur. Le poids rempli de plomb, latéralement retenu par des ressorts rigides enrés dans la colonne intérieure du bâtiment et contrôlés par un cerveau-vérins hydraulique [43] [41].

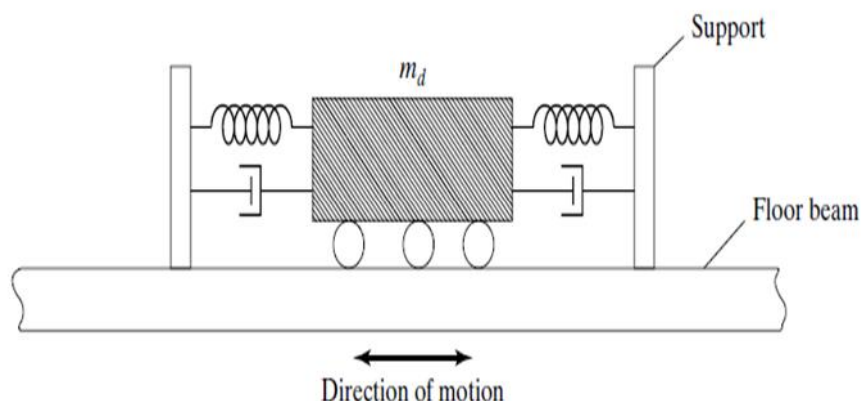
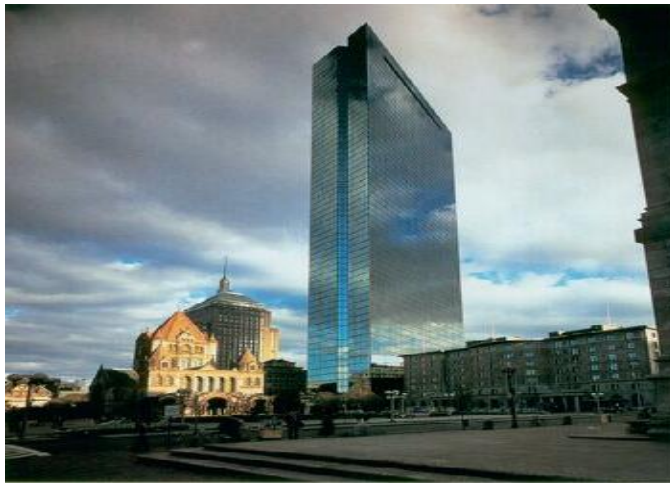


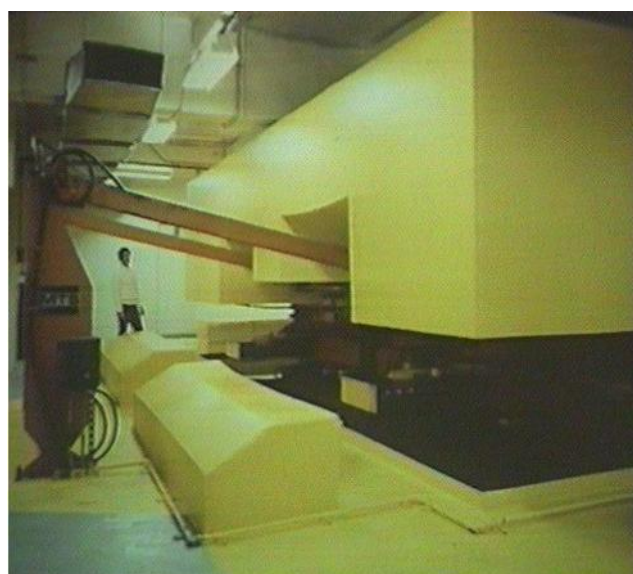
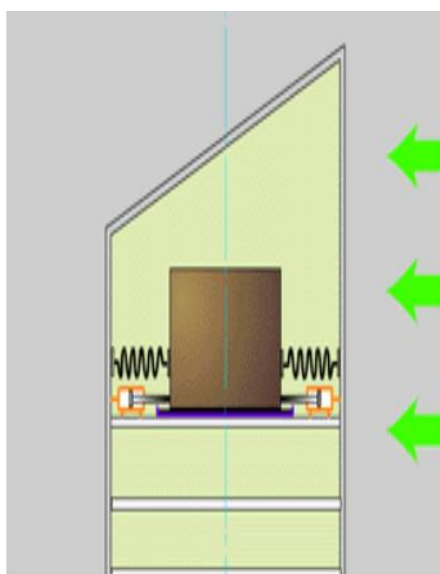
Figure 1.8 : Schéma d'un amortisseur à masse accordée transratiionnel



**Figure 1.9.** John Hancock Tower.

- **Citicorp center (Engineering News Record, Aug.1975, Max Namara 1977,Petersen 1980)**

Un des premier bâtiment a être équipé d'une masse accordé est le Citicorp Building de 278m de hauteur, à New York, Etats Unis 1978. Le système TMD a été installé en raison de l'élanement du bâtiment (la taille du bâtiment par rapport a sa largeur) et les caractéristiques dynamiques. Ce bâtiment a un période fondamentale de l'ordre de 6,5s avec un taux d'amortissement inhérent de 1% le long de chaque axe. Le système TMD est constitué d'un bloc de 410 tonnes de bétons avec deux mécanismes à ressort amortisseurs, un dans le sens Nord-Sud et un dans le sens Est-Ouest. Le système, situé sur 63<sup>ème</sup> étage, a une dimension de 9,14x9, 14x3, 05m. L'amortisseur est prévu pour réduire l'amplitude dominante de la construction d'environ 50%. Cette réduction correspond à l'augmentions de l'amortissement structurale de base 4%. [43][41]



**Figure 1.10 :** L'amortisseur de Citicorp (New York)



**Figure 1.11 :** La tour de Citicorp (New York)

- **Canadian National Tower (Engineering News Record, 1976)**

Le mat d'antenne en acier de 102m au sommet de the Canadian National Tower Toronto (553m, y compris l'antenne). Nécessite deux amortisseurs en plomb pour empêcher l'antenne de trop dévier quand elle est soumise aux excitations du vent. Le système d'amortissement est constitué de deux anneaux en acier en forme de baigné, 35cm de large, 30cm de profondeur et 2,4m et 3m de diamètre, situé à une altitude de 488m et de 503m.

Chaque anneaux possède environs 9m de plomb et est soutenu par trois poutres en acier fixé sur les cotes du mat d'antenne. Quatre articulations de roulement universel qui pivote dans toutes les directions connectées que les anneaux aux poutres. De plus, quatre amortisseurs séparés fluide hydrique qui sont attachés au centre de chaque joint universel dissipent l'énergie.

Comme les anneaux de plomb pondère font le mouvement d'aller retour, le système a amortisseurs hydrologique dissipe l'énergie d'entre réduit la réponse de la tour. Les amortisseurs sont régler sur les deuxièmes et quatrièmes modes de vibration afin de minimiser les charges de flexions des antennes, le premier et le troisième mode ont les mêmes caractéristiques que la structure en béton précontraint supportant l'antenne et ne nécessite pas d'amortissement supplémentaire [43].





**Figure 1.12 : Canadian National Tower**

- **Chiba Port Tower (Kitamura et al. ,1988)**

The Chiba Port Tower (achevé en 1986) a été la première au Japon à être équipé d'un TMD. The Chiba Port Tower est une structure en acier de 125m de haut pesant 1950 tonnes et à un plan en forme de losange avec une longueur de cote de 15m. Les périodes du premier mode et deuxième sont de 2,25s et 0,51s, respectivement pour la direction X et de 2,7s et 0,57 secondes pour la direction Y. L'amortissement pour le mode fondamental est estimé à 0,5%. Les taux d'amortissement proportionnel aux fréquences ont été pris pour les modes les plus élevés dans l'analyse. Le plus du TMD est d'augmenté l'amortissement du premier mode pour les deux directions X et Y.. L'amortisseur a des rapports de masse par rapport à la masse modale du premier mode d'environ 1/120 dans la direction X et 1/80 dans la direction Y ; la période selon les directions X et Y est de 2,24s et 2,72s, respectivement, et le taux d'amortissement de l'amortisseur est de 15%. Des réductions de 30 à 40% dans le déplacement de l'étage supérieur et 30% dans les moments de flexion maximale sont attendues.[41]



**Figure : 1.13. Chiba Port Tower**

### **I.3.9.2 Amortisseur à masse accordée pendulaire**

Les problèmes associés aux roulements peuvent être éliminés en soutenant la masse avec des câbles qui permettent de se comporter comme un pendule. Le mouvement relatif du pendule produit une force horizontale qui s'oppose au mouvement de sol. Cette action ne peut être représentée que par un système à un SDDL équivalent est attaché au sol, comme indiqué dans la figure 1.15.[41]

- **Crystal Tower (Nagase et Hisatoku, 1990)**

La tour (figure 1.17), située à Osaka, au Japon, est de 157m de haut et 28m par 67m en plan, pèse 44000 tonnes métriques, et a une période fondamentale d'environ 4s dans le sens nord-sud et 3s dans le sens Est-Ouest. Un amortisseur pendulaire à masse accordée a été inclus dans la phase précoce de la conception pour diminuer le mouvement de l'immeuble induit par le vent d'environ 50%. Six des neuf refroidisseurs de l'air des réservoirs de stockage de glace (chacun pesant 90 tonnes) sont suspendus à des poutres du toit et sont utilisés comme une masse pendulaire. Quatre réservoirs ont une longueur du pendule de 4m et glissent dans le sens nord-sud, les deux autres réservoirs ont une longueur du pendule d'environ 3m et glissent dans le sens Est-Ouest. Amortisseurs à huile connectés aux pendules dissipent l'énergie du pendule.[43]





Figure 1.14 : Crystal Tower

- **The Taipei Financial Center. (Kareem et al, 1999)**

Taipei 101 Tower (figure 18), située dans la capitale Taipei, Taiwan et de 508 mètres de hauteur est équipée d'un TMD pendulaire, situé entre les étages 87<sup>e</sup> et 91<sup>e</sup>, a un poids brut de 660 tonnes métriques. Le TMD est composé de 41 couches de plaques d'acier de 12,5 cm soudés ensemble avec un diamètre maximum de centre de 5,5m. La grande masse est suspendue, huit câbles de 9cm d'épaisseur d'acier fixés au 92<sup>ème</sup> étage. En outre, huit amortisseurs visqueux hydrauliques sont installés sous la masse pour absorber et dissiper l'énergie. Les vibrations du bâtiment peuvent être réduites de 40% [1] [43].

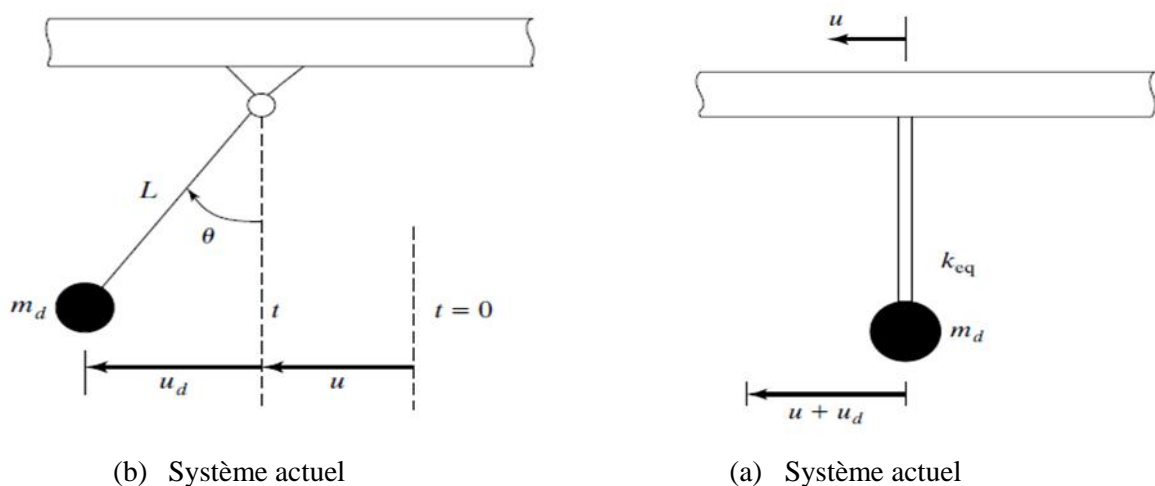


Figure I.15 : Représentation simplifiée d'un TMD pendulaire



Figure 1.16 : TMD pendulaire au sommet de la tour de Taipei 101.

### 1.3.9.2. Amortissement a masse accordée liquide



Figure 1.17: One Rincon Hill (San Francisco)



**Figure 1.18:** Millennium Tower (Tokyo),

## **1.4. Conclusion**

Cette étude bibliographique a permis de connaître les systèmes à masse accordée (TMD) et le système d'isolation à la base, quelques exemples d'application de ces systèmes y sont aussi présentés. D'une part les amortisseurs de masse passifs sont jugés attrayants en raison de leurs avantages uniques tels que bas coût, facile à manipuler, peu d'entretien et ne nécessitant aucune source d'énergie externe pour leur fonctionnement et d'autre part, les systèmes d'isolation à la base, malgré leurs avantages permettant leurs applications dans plusieurs ouvrages de génie civil, présentent en même temps des inconvénients limitant leurs utilisations. En outre, les TMD disposent des caractéristiques naturelles de fréquence et de l'amortissement peuvent être facilement modifiées. Ils peuvent facilement être remplacés en cas d'usure ou d'endommagement du dit système. Ce dernier est aussi valable pour les systèmes d'isolation à la base. Il a été montré que ces amortisseurs de masse passifs The Chiba Port Tower, The Taipei Financial Center, Crystal Tower, John Hancock Tower, Canadian National Tower, Millenium Tower et The One Rançon Hill sont extrêmement polyvalents dans leurs applications pour une utilisation temporaire, et sont faciles à adapter pour la rénovation des structures existantes. Il est à noter cependant que pour des raisons de performance, un TMD doit avoir une masse assez lourde (1% à 3 ou 4%) de la masse totale de l'ouvrage.

Ainsi pour pouvoir remédier partiellement à cette contrainte, ce projet présentera la faisabilité pratique d'un TMD qui est une partie intégrante de la structure.

## CHAPITRE 2

# **Performance dynamique de la structure et choix du système TMD optimal**

## 2.1. Introduction

A travers d'intensives recherches et développement ces dernière années, le TMD a été accepté tel un dispositif de contrôle des vibrations pour les nouvelles structures et celles déjà construite, afin d'améliorer leur fiabilité contre le vent, le tremblement de terre et l'activité humaine. Le TMD peut être incorporé à une structure déjà construite avec moins d'interférence par rapport aux autres dispositifs d'énergie de dissipation passive. Le TMD s'avère être simple, efficace, moins couteux, et fiable pour la suppression indésirable des vibrations de structure causé par les intempéries.

L'objectif principal de l'incorporation du TMD est de réduire les demandes de dissipation de l'énergie sur les membres de la structure. Cette réduction est accomplie par le transfert des quelques énergies vibrationnel des structures au TMD. Sa forme la plus simple, une masse, un ressort et un amortisseur, attaché à la structure principale. Toutefois, il faut noter que l'introduction de la masse du TMD sur la structure peut compromettre à la performance de cette dernière.

Bien que toute application TMD ayant été faite pour l'atténuation du mouvement des vents induit, les effectifs sismiques du TMD demeurent importants. Dans la plupart des TMDs installés dans les bâtiments de part le monde, la masse du TMD est une autre masse ajoutée (à l'instar de la tour de Taipei 101 de Taiwan) à la structure à contrôler. Mais vu son emplacement (généralement l'axe vertical de la structure et du TMD son confondu) et du faite qu'elle est couplée à la structure par une certaine liaison, sa déséquilibre ou sa séparation avec les éléments de liaison pourra facilement causer l'effondrement de la structure. Ces masses peuvent-être couteuses et occupent généralement un espace important (un étage complet).

Contrairement aux tels modèles, l'objectif de ce chapitre est de choisir une structure (qui servira d'équipements par exemple) de la tour de 23 étages plus deux sous-sols en fonction du TMD offrant plus d'efficacité.

Il faut signaler que ce travail est la continuité d'un projet de master dont le but est de démontrer la faisabilité pratique du système.

Pour l'analyse et la présentation des résultats, on a utilisé le logiciel SAP2000.

## 2.2. Présentation de l'ouvrage

Il s'agit d'une tour de R+23+2SS à usage Apart 'Hôtel de 90,1 m de haut situé sur la Baie d'Alger sise Pins Maritimes, Mohammedia ALGER, classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon le classement établi par le règlement parasismique Algérien (RPA99 modifié en 2003). Elle a été conçue et dimensionnée conformément aux règlements en vigueur.

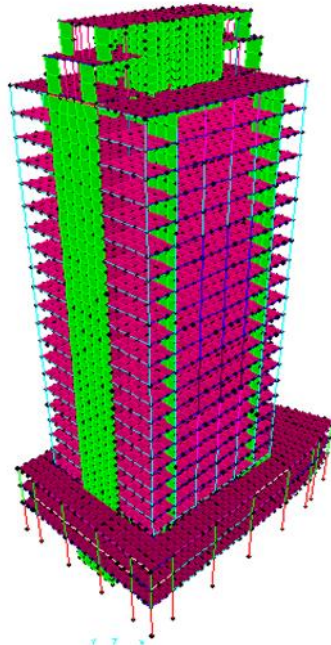


Figure 2.1 : Vue schématique de la tour de R+23+2SS.

## 2.3. Modélisation des supports et définition du chargement sismique

### 2.3.1. Introduction de l'accélérogramme

L'accélérogramme qui a été introduit dans la tour est celui de DAR EL BAIDA E-W.

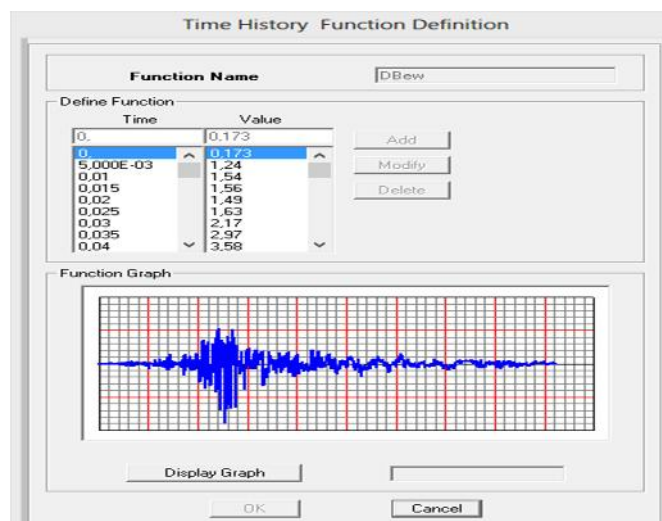


Figure 2.2 : Accélérogramme de DAR EL BAIDA



### 2.3.2. Modélisation des supports élastiques.

L'interface entre la structure et le système TMD est modélisé dans le SAP2000 par l'élément Link qui a été introduit dans le dernier étage, les deux derniers étages puis dans les trois derniers étages pour une étude comparative. Toujours pour une étude comparative, ces éléments link sont introduits comme linear link pour une analyse d'un TMD sans amortisseurs et damper link pour une analyse d'un TMD avec amortisseurs.

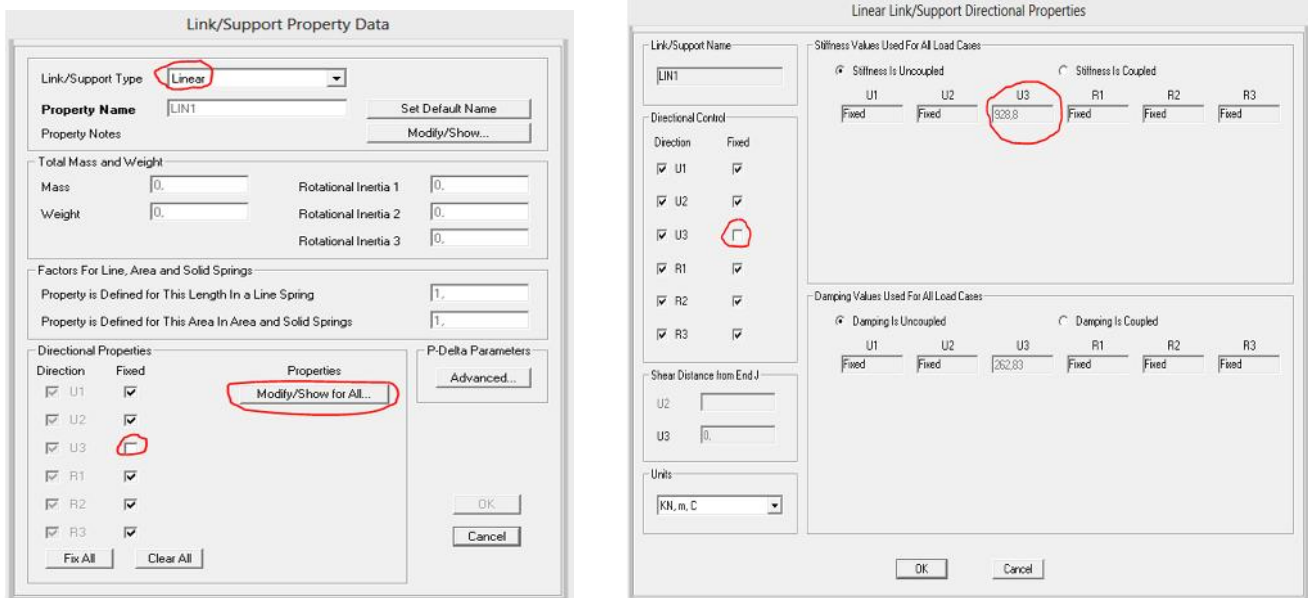


Figure 2.3 : Paramètres de l'élément link

### 2.4. Présentation des résultats

Le principe de cette analyse consiste à considérer comme masse du TMD, le dernier étage, les deux(02) derniers étages et les trois (03) derniers étages, chacun sur des supports élastiques(éléments links) et de déterminer le déplacement maximal de la tour(avec TMD) dans chaque cas de figure puis on compare les déplacements de tour avec TMD et sans TMD .Ensuite, on calcule le pourcentage de réduction dans chacun des cas parmi lesquels on choisira le cas de figure qui donne un pourcentage de réduction de déplacements important.

**Remarque :** le nombre d'élément links est pris forfaitairement et pour la raideur, on la déduit connaissant le nombre en réglant la fréquence de la tour avec TMD sur la fréquence de la tour sans TMD.

### 2.3.2. Comparaison entre la tour avec et sans TMD (lineair Link)

On définit les paramètres suivants :

$T_1$  : la période du premier mode de la tour sans TMD.

$T_{TMD}$  : la période propre du TMD.



$K_t$  : la raideur totale nécessaire pour l'amortisseur

$K_{link}$  : la raideur d'un élément link

$M_t$  : masse de tour sans TMD

$M_{TMD}$  : masse du TMD

$\mu$  : rapport de masse.  $\mu = \frac{M_{TMD}}{M_t} \times 100$  .

### 1. Pour le dernier étage de la tour

Pour 26 éléments links

**Tableau 2.1** : Comparaison des déplacements maximums avec et sans TMD pour  $\mu=1,16\%$

$M_t$ (kN)	$M_{TMD}$ (kN)	$\frac{\text{dépl.}}{\mu \%}$	$K_t$ (kN/m)	$K_{link}$ (kN/m)	$T_t$ (s)	$T_{TMD}$ (s)
28755,6	3350,6	1,16	13520	520	1,31	1,30

Le déplacement maximal sans TMD est 128,2mm

Le déplacement maximal avec TMD est 82,47mm. Soit un pourcentage de réduction de **35,67%**

### 2. Pour les deux derniers étages de la tour

Pour 38 éléments links

**Tableau 2.2** : Comparaison des déplacements maximums avec et sans TMD pour  $\mu=3,4\%$

$M_t$ (kN)	$M_{TMD}$ (kN)	$\frac{\text{dépl.}}{\mu \%}$	$K_t$ (kN/m)	$K_{link}$ (kN/m)	$T_t$ (s)	$T_{TMD}$ (s)
282325,3	9588	3,4	34960	920	1,27	1,34

Le déplacement maximal sans TMD est 130,4mm.

Le déplacement maximal avec TMD est 52,48mm. Soit un pourcentage de réduction de **59,75%**

### 3. Pour les trois derniers étages de la tour

**Tableau 2.3 :** Comparaison des déplacements maximums avec et sans TMD pour  $\mu=7,4\%$

$M_t$ (kN)	$M_{TMD}$ (kN)	$\frac{\epsilon_{pl(a)}}{\mu (\%)}$	$K_t$ (kN/m)	$K_{link}$ (kN/m)	$T_t$ (s)	$T_{TMD}(s)$
271129,3	20142	7,4	62700	1100	1,18	1,43

Le déplacement maximal sans TMD est 127,3mm.

Le déplacement maximal avec TMD est 53,88mm. Soit un pourcentage de réduction de **57,67%**.

#### 2.3.2. Comparaison de la tour avec TMD amorti et non amorti

Les résultats de cette comparaison sont regroupés sous forme de tableau présenté ci-dessous.

**Tableau 2.4 :** Comparaison des déplacements de la tour avec TMD amorti et non amorti

	Rapport de masse $\mu$ (%)	Linear link	Damper link ; valeur d'amortissement			
			500	1000	1500	2000
Déplacement de la masse du TMD	<b>1,16</b>	300,9 mm	214 mm	243,4 mm	264,4 mm	
Déplacement de la tour		82,47 mm	93,92 mm	89,03 mm	67,01 mm	
Déplacement de la masse du TMD	<b>3,4</b>	190,6 mm			163,2 mm	169,1 mm
Déplacement de la tour		52,48 mm			58,9 mm	57,29 mm

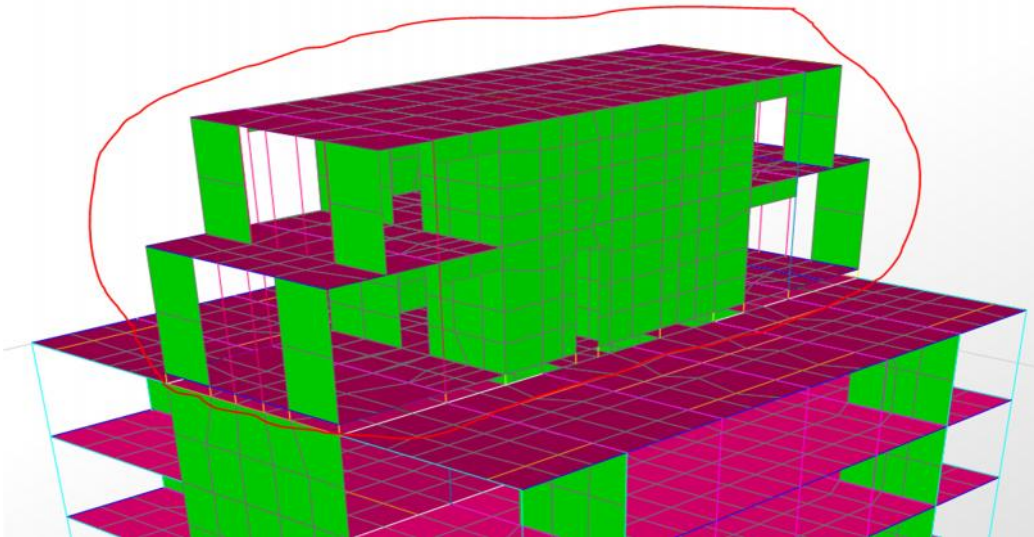
## 2.5. Résultat adopté

En considérant les résultats du **Tableau 2.1** au **Tableau 2.3** pour différent rapport de masse, et vu que l'introduction de l'amortissement n'a pas vraiment atténué le déplacement de la masse de l'amortisseur (**Tableau 2.4**), on optera, pour des raisons économiques pour un linear link avec un pourcentage de rapport de masse de 3,4% et une raideur de 920kN/m. Autrement dit, les deux derniers étages peuvent efficacement jouer le rôle d'un TMD.

## 2.6. Présentation de la structure TMD

### 2.6.1. Description de la structure TMD

Il a été prouvé précédemment la faisabilité d'utiliser deux étages supérieurs comme masse asynchrone pour une tour de R+23+2SS. Notre choix sera basé sur les résultats obtenus et interprétations faites précédemment.



**Figure 2.4 :** Vue globale du système TMD

### 2.6.2. Structure TMD sur supports élastiques

Un TMD est constitué d'une masse, d'un ressort et d'un amortisseur dans sa forme générale. La masse est représentée par les derniers deux étages quant aux autres éléments, ils sont représenté par les éléments link qui, en cas pratique seront remplacés par les appareils d'appuis en élastomères. Ces derniers seront détaillés dans le prochain chapitre.

### 2.6.3. Détermination de la raideur des supports

La raideur des supports est choisie telle que la période fondamentale de la tour coïncide avec la période naturelle du TMD.

$$T_t = 1,27s$$

$$\left. \begin{array}{l} M_t = 269568,6 \text{ kN} \\ M_{TMD} = 11763,42 \text{ kN} \end{array} \right\} \mu = \frac{M_{TMD}}{M_t} \times 100 \Rightarrow \mu = 4,37\%$$

On dispose 31 éléments Link sous le TMD de manière optimal.

On cherche la rigidité nécessaire pour accorder la fréquence naturelle du TMD à celle de la tour.

On pose :  $T_t \sim T_{TMD} \implies T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{TMD}}{K_t}}$  Alors  $K_t = \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2 \times M_{TMD}$

AN :  $K_t = \left(\frac{2\pi}{1,27}\right)^2 \times 11763,42 \cdot 10^2$  d'où  $K_t = 28792,932 \text{ kN/m}$  (pour 31 éléments)

Pour chaque élément Link,  $K_{link} = \frac{K_t}{31} = \frac{28792,932}{31} = 928,804 \text{ kN/m}$ .

Finalement, pour 31 éléments link on a :  $K_{link} = 928,804 \text{ kN/m}$  ( $K_t = 28792,932 \text{ kN/m}$ ).

$T_t$  : période du premier mode pour la tour sans TMD.

$T_{TMD}$  : période du premier mode pour la tour avec TMD

$K_t$  = raideur totale nécessaire pour l'amortisseur.

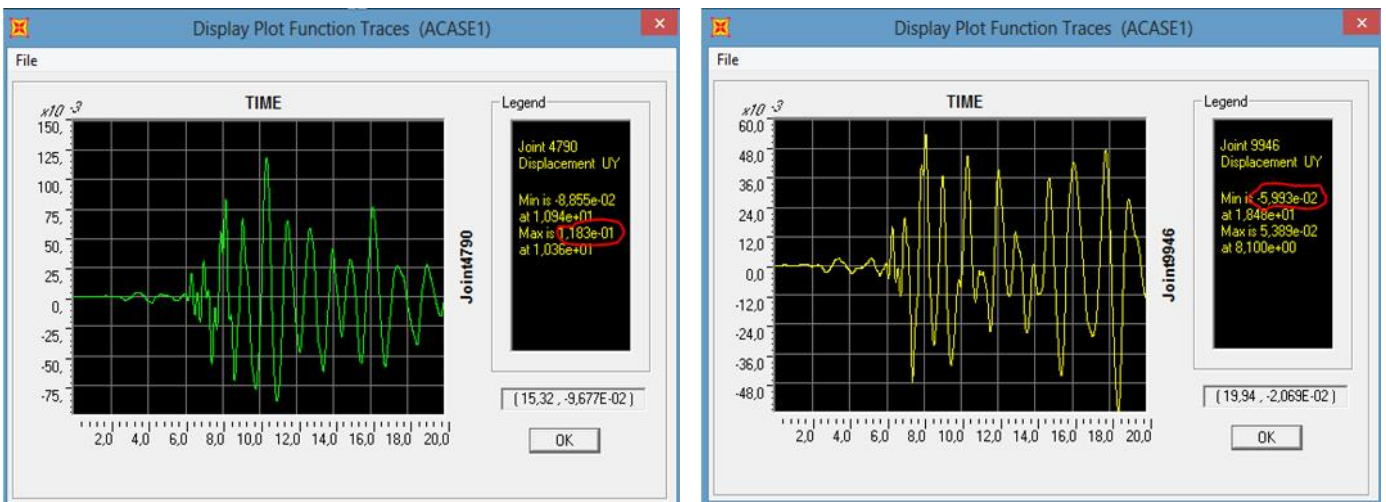
$K_{link}$  : raideur pour chaque élément Link.

$M_t$  : masse de la tour sans TMD.

$M_{TMD}$  : masse de la tour avec TMD.

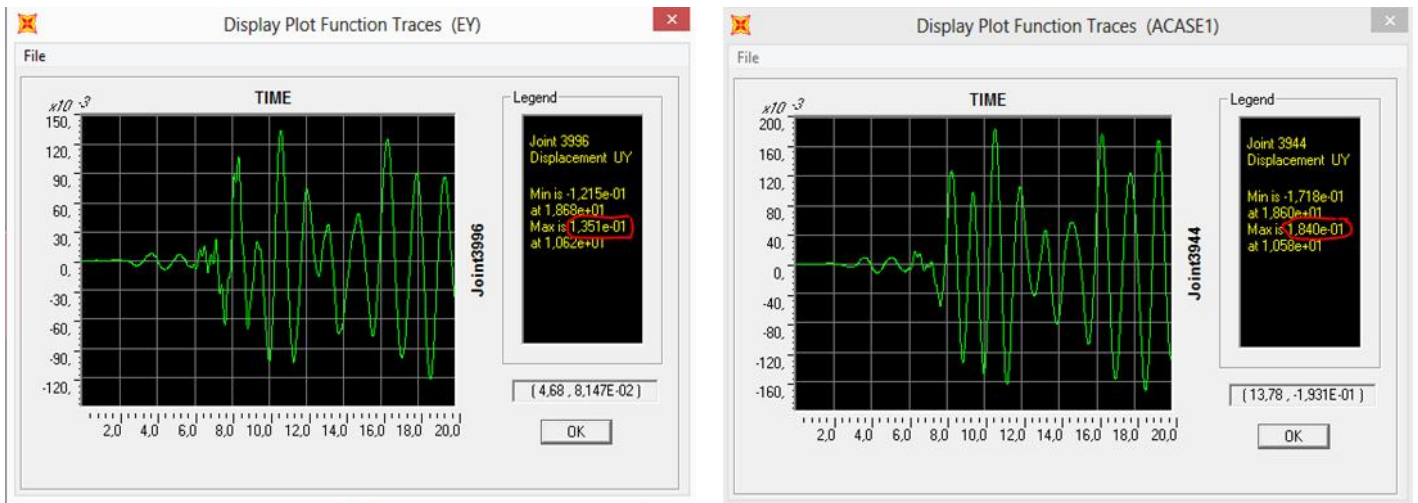
$\mu$  : rapport de masse.

**2.6.4. Présentation des résultats**



Le déplacement maximal sans TMD : 118,3mm. Le déplacement maximal avec TMD : 59,93mm

**Figure 2.5 :** Comparaison du déplacement maximal de la tour avec et sans TMD.



Le déplacement maximal sans TMD:135,1mm. Le déplacement maximal avec TMD 184mm

**Figure 2.6 :** Comparaison du déplacement maximal de la masse du TMD.

En considérant les déplacements maximaux avec et sans TMD pour des points situés dans la tour, on observe une réduction de pourcentage de 57,37% pour un rapport de masse de 4,37%. Alors qu'on observe une forte augmentation des déplacements sur des points situés dans le TMD. Finalement, les deux étages supérieurs peuvent jouer efficacement le rôle d'une masse asynchrone, d'où le choix de la structure.

## 2.7. Choix du système TMD

### 2.7.1. Définition du système optimal

On peut définir le système TMD optimal comme étant un système TMD qui remplit deux fonctions radicalement différentes. Il doit :

1. Réduire au maximum des vibrations dans la structure principale
2. Résister aux actions extérieures qui lui sont appliquées.

Pour palier au problème de l'amplification de la réponse dans le TMD, nous nous proposons d'associer à chaque élément link, un dispositif d'amortissement afin de dissiper de l'énergie dans le TMD.

Soit le système MRA (Masse Ressort Amortissement) ci-dessous :

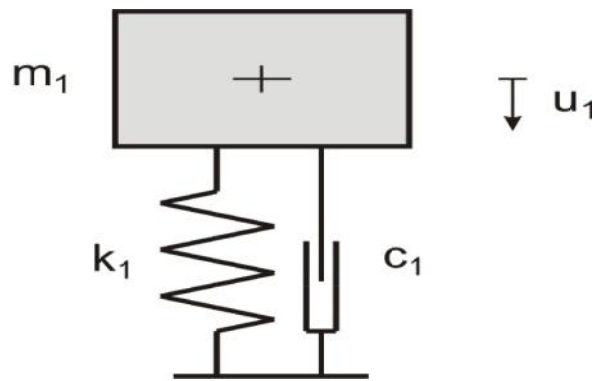


Figure 2.7 : TMD en tant que Systeme à 1 ddl.

L'amortissement nécessaire  $C_1$  de ce système vaut :  $C_1 = \zeta \cdot C_{cr1}$ , où  $C_{cr1} = 2\sqrt{m_1 \cdot k_1}$

Dans notre cas, l'amortissement critique vaut :  $C_{cr} = 2\sqrt{M_{TMD} \cdot K_t}$

$C_{cr}$ : amortissement critique total du système TMD.

$\zeta$ : le taux d'amortissement.

Dans notre cas, on prend un taux d'amortissement  $\zeta = 70\%$   $\longrightarrow C = 70\% C_{cr}$

Cet amortissement est choisi en augmentant d'une manière forfaitaire jusqu'à l'obtention des résultats désirés.

**2.7.2. Etude comparative entre le TMD avec présence des voiles et le TMD en absence des voiles.**

Pour une étude comparative, nous présenterons deux (02) cas du système TMD.

**2.7.2 .1. Système TMD avec présence des voiles.**

Le système TMD avec présence des voiles est tel qu'on le voit sur la figure 2.5.

$$\left. \begin{matrix} M_{TMD} = 11763,42 \text{ kN} \\ M_t = 269568,6 \text{ kN} \end{matrix} \right\} \mu = \frac{M_{TMD}}{M_t} \times 100 \quad \mu = 4,37\%$$

L'amortissement critique total:  $C_{cr} =$

$$2\sqrt{(11763,42 \cdot 10^2) \cdot (28792,932 \cdot 10^3)} = 11639,645 \text{ kN.s/m}$$

L'amortissement nécessaire du système :  $C = 0,7 \cdot 11639,645 = 8147,751 \text{ kN.s/m}$  ( pour 31 elements).



L'amortissement nécessaire d'un element est :  $C_i = \frac{8147,751}{31} = 262,83 \text{ kN.s/m}$ .

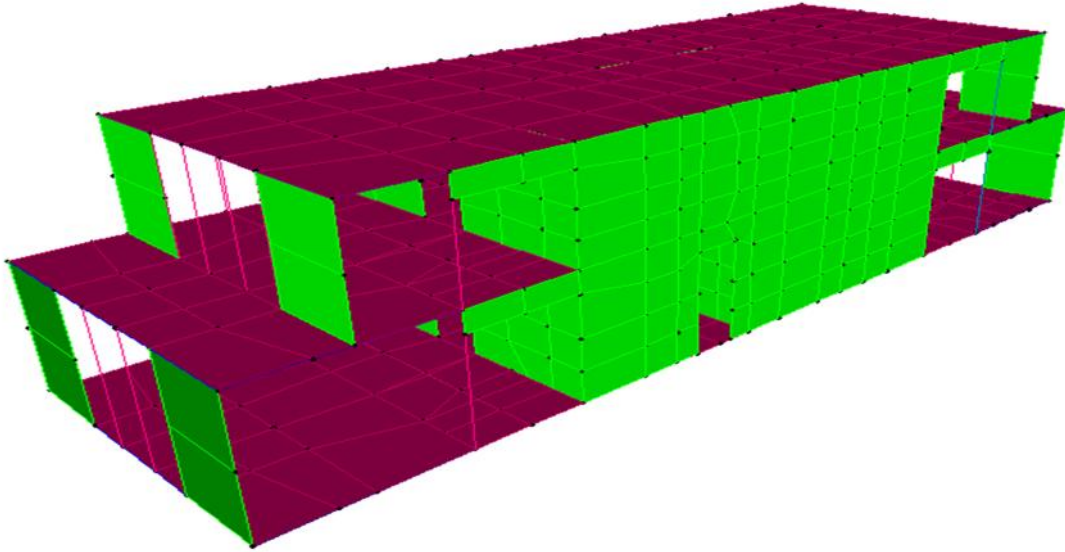


Figure 2.8 : Schéma du TMD avec présence des voiles.

2.7.2.2. Système TMD en absence des voiles.

Il s'agit ici du même système TMD que précédemment mais que l'on a supprimé ses voiles sans changement de la rigidité des poteaux. La masse et rigidité d'un tel système sont plus petite que le système TMD de la figure 2.8.

$$\left. \begin{array}{l} M_{TMD} = 6539,629 \text{ kN} \\ M_t = 269568,6 \text{ kN} \end{array} \right\} \mu = \frac{M_{TMD}}{M_t} \times 100 \Rightarrow \mu = 2,42\%$$

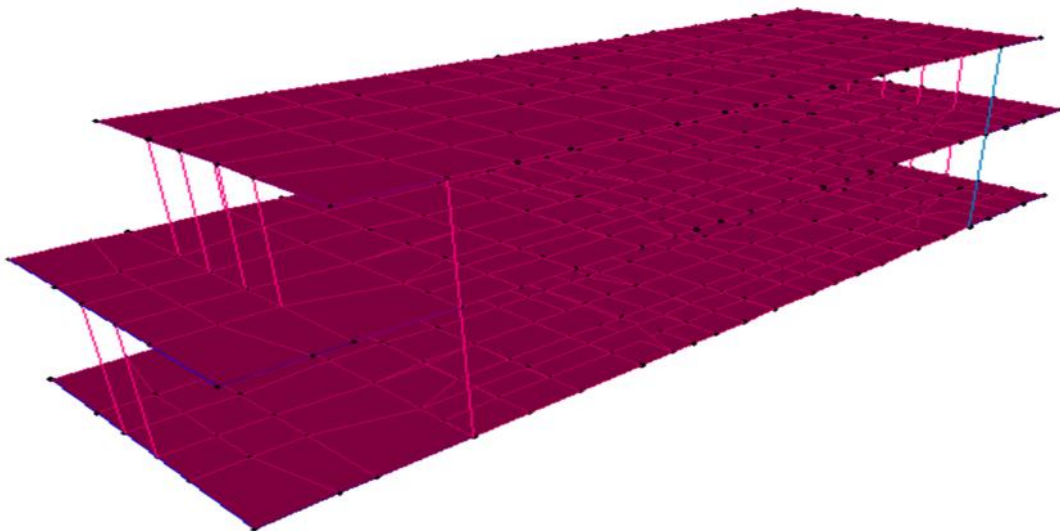


Figure 2.9 : Schéma du système TMD en absence des voiles.

En l'absence des voiles, les elements link sont disposés uniquement sous les huit (08) poteaux restants.

On calcule la rigidité nécessaire de chaque élément pour obtenir des frequences accordées.

En posant que :  $T_t \sim T_{TMD} \implies T_t = 2 \sqrt{\frac{M_{TMD}}{K_t}}$  Alors  $K_t = \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2 \times M_{TMD}$

AN :  $K_t = \left(\frac{2\pi}{1,27}\right)^2 \times 6539,629 \cdot 10^2$  d'où  $K_t = 16006,832 \text{ kN/m}$  (pour 8 éléments).

Pour un élément :  $K_i = 2000,854 \text{ kN.s/m}$ .

L'amortissement critique total:

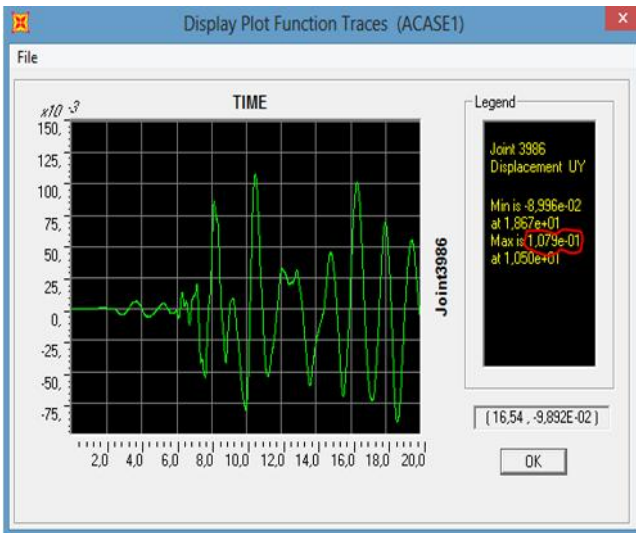
$C_{cr} = 2\sqrt{(6539,629 \cdot 10^2) \cdot (16006,832 \cdot 10^3)} = 6470,818 \text{ kN.s/m}$

L'amortissement nécessaire du système :  $C = 0,7 \cdot 6470,818 = 4529,573 \text{ kN.s/m}$  ( pour 8 elements)

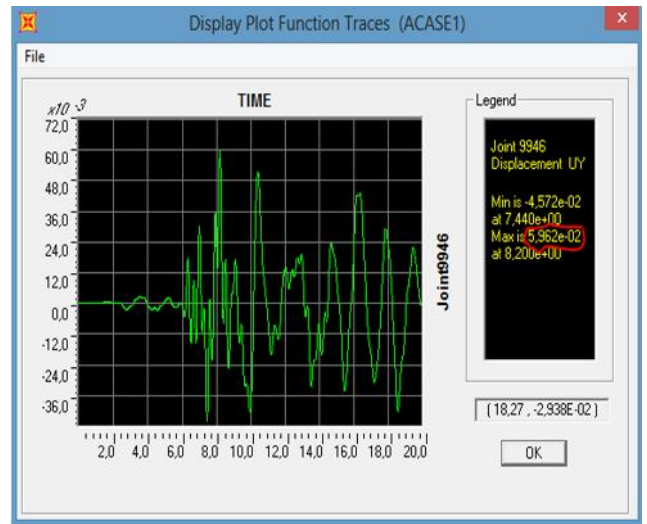
L'amortissement nécessaire d'un element est :  $C_i = 566,186 \text{ kN.s/m}$ .

2.7.2.3. Presentation des résultats

1<sup>er</sup> cas : Système TMD en absence des voiles.



Le déplacement maximal de la masse TMD est de 107,9 mm

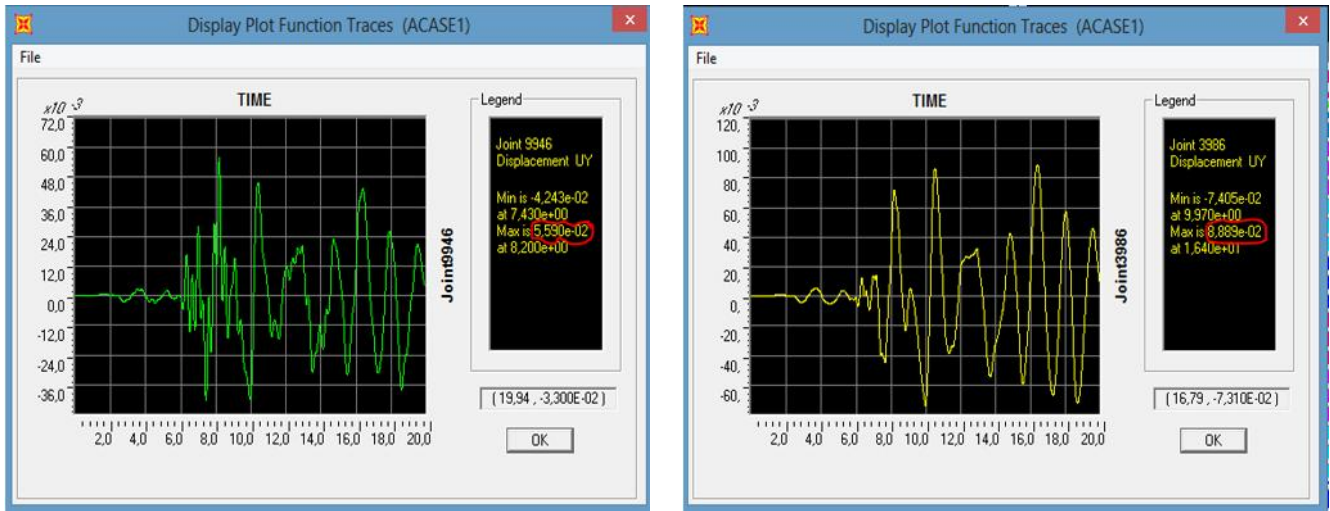


Le déplacement maximal de la tour avec TMD est de 59,62 mm

Figure 2.10 : Déplacements maximums de la tour et de la masse du TMD (absence des voiles)



2eme cas : Système TMD avec présence des voiles.



Le déplacement maximal de la masse du TMD.  
est de 55,9 mm.

Le déplacement maximal de la tour avec  
TMD est 88,89 mm

Figure 2.11 : Déplacements maximums de la tour et de la masse du TMD (présence des voiles)

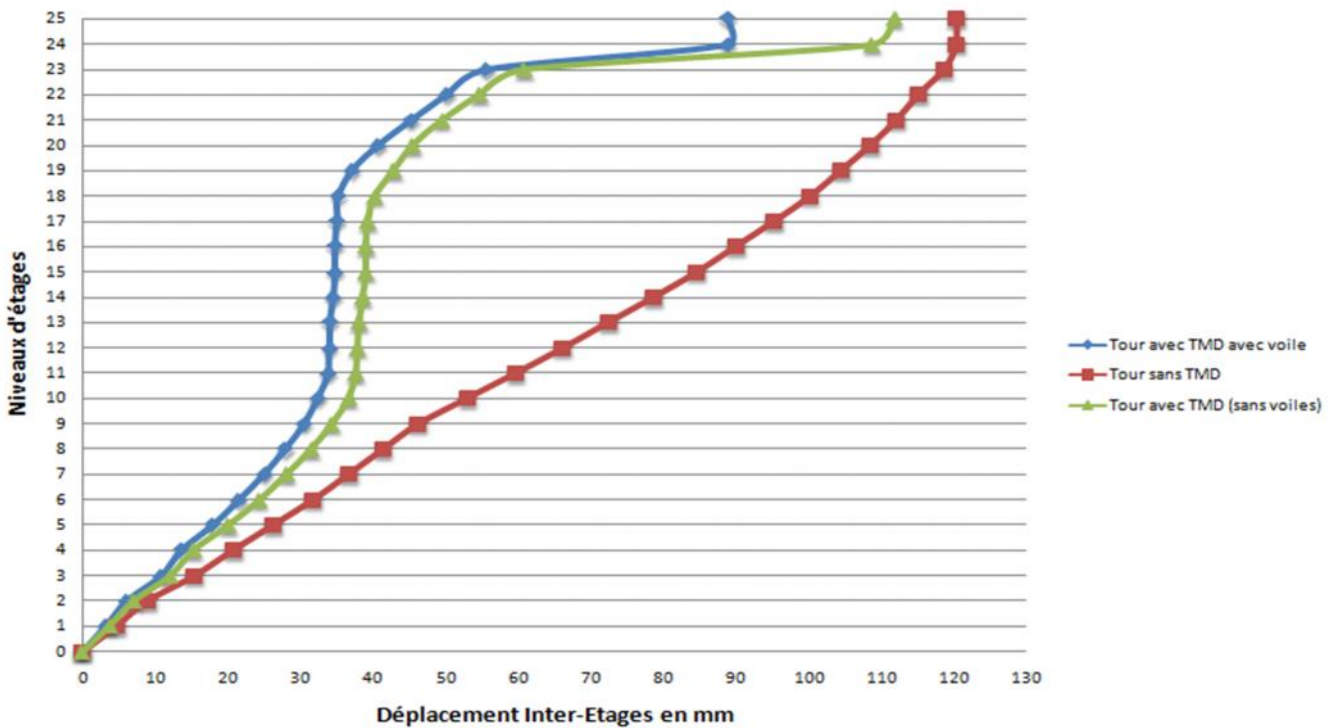


Figure 2.12 : Comparaison du déplacement maximal de la tour sans TMD, avec TMD en absence des voiles et avec TMD en présence des voiles.

**Tableau 2.5 :** Comparaison des résultats d'une tour avec TMD en absence et en présence des voiles.

	<b>TMD en présence des voiles</b>	<b>TMD en absence des voiles</b>
Déplacement maximal de la tour avec TMD	55,9 mm	59,62 mm
Déplacement maximal de la tour sans TMD est de 118,3 mm		
Pourcentage de réduction	<b>52,74 %</b>	49,60 %
Déplacement maximal de la de la masse du TMD (mm)	<b>88,89 mm</b>	107,9 mm

## 2.8. Interprétation des résultats

**La figure 2.5.** Montre la différence du déplacement maximale de la tour sans TMD pour un point situé dans la tour (118,3mm) et d'un point situé dans le TMD (135,1mm).

**La figure 2.6.** Montre la différence du déplacement maximale de la tour sans TMD pour un point situé dans la tour (184mm) et d'un point situé dans le TMD (59,94mm).

**La figure 2.10.** Montre la différence du déplacement maximale de la tour avec TMD sans voiles (59,62mm) et de la masse du TMD (107,9mm). On note une réponse importante dans le TMD due à sa flexibilité (absence des voiles).

**La figure 2.11.** Montre la différence du déplacement maximale de la tour avec TMD ayant des voiles (55,90mm) et de la masse du TMD (88,89mm).

**La figure 2.12.** Montre la différence du déplacement maximale de la tour sans TMD(118,3) et avec TMD ayant des voiles (55,9mm) et TMD n'ayant pas de voiles (59,62mm) pour un point situé dans la tour et le déplacement maximale de la tour sans TMD (118,3mm) et avec TMD ayant des voiles (88,89mm) et TMD n'ayant pas de voiles (107,9mm).

## 2.9. Choix final du système TMD

En se basant sur les résultats obtenus précédemment pour différentes valeurs du rapport de masse, on constate une réduction de 52,75% du déplacement maximal dans la tour pour un rapport de masse de 4,37% (cas du TMD en présence des voiles) alors qu'elle atteint 49,60% pour un rapport de masse de 2,47% (cas du TMD en l'absence des voiles). On voit bien que ces deux pourcentages de réduction sont relativement proches, et pour des raisons économiques on peut choisir le deuxième cas pour  $\mu=2,47\%$  (cas du TMD en l'absence des voiles) mais comme le principe est de choisir un système TMD optimal comme définit au paragraphe 2.7.1, il serait loisible d'opter pour le premier cas ayant un rapport de masse  $\mu=4,37\%$  et une réduction de 52,75% afin d'assurer une performance dynamique adéquate de la structure principale (tour). En plus, on constate que le déplacement dans le TMD avec voiles est inférieur de 17,6% par rapport au déplacement maximal atteint dans le TMD sans voiles.

Ainsi pour des raisons de résistance et de performance de la tour, on opte pour le système TMD en présence des voiles ayant des paramètres suivants : rapport de masse  $\mu=4,37\%$ , une raideur totale de 28792,932kN/m et un amortissement total de 8147,751kN.s/m.

## **2.10. Conclusion**

Selon les résultats numériques obtenus, on peut globalement dire que le système TMD est efficace pour la réduction des déplacements dans les structures confrontées aux excitations vibratoires d'origine sismique.

La présence des voiles dans le système TMD, confère à ce dernier plus de rigidité et de masse et favorise la réduction de la réponse dynamique donc le système devient plus efficace que le système TMD sans voiles. En d'autres termes, plus le rapport de masse est élevé plus le pourcentage de réduction est important. Mais il est à noter que le TMD ne devient pas très efficace en cas de dépassement d'un certain pourcentage du rapport de masse. On observe dans notre cas d'étude, une réduction de 52,75% pour un rapport de masse de 4,37%.

## CHAPITRE 3

# **Conception et calcul du système asynchrone sur supports élastiques**

### 3.1 Introduction

Plusieurs procédés de conception ont été élaborés avec l'incorporation des systèmes de protection sismique dans la structure ; ces systèmes peuvent prendre la forme de dispositifs de dissipation d'énergie ou des systèmes d'isolation sismique. Dans la phase de conception des ouvrages, lorsque le chargement sismique est prépondérant, il est avantageux de chercher à réduire les sollicitations (quand cela est techniquement possible et autorisé) avant même de dimensionner les éléments de structure. Pour cela on peut recourir par exemple aux appareils d'appuis parasismiques de type élastomères associés à des amortisseurs. La première étape de pré-dimensionnement d'un ouvrage consiste alors à estimer le meilleur compromis entre le type d'appareils (élastomères et amortisseurs, dans le cas qui nous intéresse) et leur nombre, afin d'atteindre la meilleure solution technique et financière. Les appareils d'isolation étant destinés à dissiper l'essentiel de l'énergie sismique captée par une structure, il est important de tenir compte de manière la plus fiable de leur comportement non linéaire afin que l'évaluation des sollicitations soit au plus juste. La littérature fournit un grand nombre de méthodes approchées pour permettre aux ingénieurs de réaliser leurs études. Ces méthodes approchées ont été développées et mises au point, car historiquement il était difficile aux bureaux d'études de réaliser des simulations dynamiques transitoires non linéaires. Grâce aux progrès des ordinateurs, et la prolifération des logiciels de calculs adaptés aux analyses non linéaires, maintenant il est envisageable de réaliser ce type d'études, même au stade de pré dimensionnement, dans des conditions tout à fait acceptables de coût et de délai.

L'objet de ce chapitre est de montrer à travers une application, la démarche détaillée de pré-dimensionnement et de vérification des appareils d'appui pour les deux étages supérieurs pouvant jouer le rôle de la masse asynchrone, en s'appuyant sur des simulations numériques. Non seulement elle est simple dans sa compréhension et sa mise en œuvre, de plus elle présente des avantages considérables comme par exemple, comparés aux méthodes analytiques et graphiques, elle produit des résultats (efforts et déplacements) de bien meilleure qualité dans le cas de bâtiments non réguliers, afin d'améliorer leur régularité. Aussi en fin de simulation on accède directement à tous les résultats de type efforts et déplacements en tout point de la structure. Pour des études à plusieurs dimensions (2D et 3D) avec l'emploi de séismes selon les différentes directions de l'espace on obtient directement les sollicitations extrêmes et déplacements, sans recours aux traitements de type recombinaison modal (SRSS, CQC, ABS..).

Il existe plusieurs types d'appareils d'appuis, mais ceux qui feront l'objet de cette étude sont les appareils d'appuis en élastomères parmi lesquels nous opterons ceux en élastomères frettés.

### 3.2 Différent types d'appareils d'appuis en élastomères.

Le terme "Appareil d'appui" est attribué à un dispositif ayant pour rôle d'assurer la liaison entre la structure et son support et de transmettre aux appuis les efforts et les rotations supportés par l'ouvrage. Le schéma théorique du fonctionnement de la structure est étroitement lié aux degrés de liberté des appareils d'appui.

Les appareils d'appui en élastomère doivent être conçus et fabriqués pour supporter des mouvements de translation dans toutes les directions de leur plan d'appui et des mouvements de rotation autour d'un axe quelconque par déformation élastique. Ils doivent transmettre correctement, d'un composant structural à un autre, les sollicitations et supporter les mouvements provenant de la conception des structures.[38]

Le bon fonctionnement mécanique, le maintien en état de service et la durabilité des ouvrages dépendent du soin particulier à apporter dans la qualité de la fabrication, le choix, le

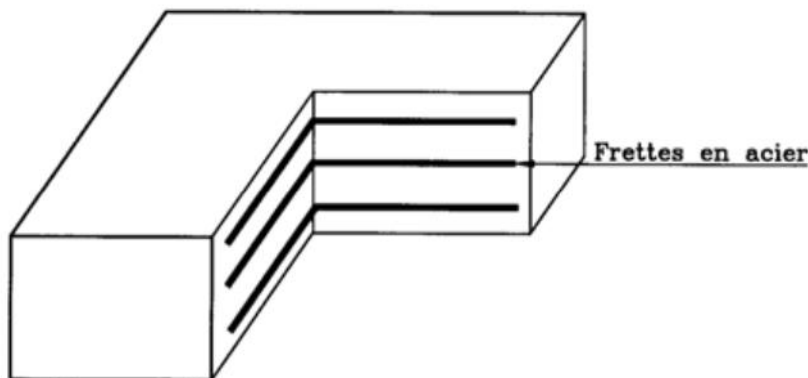
dimensionnement, et la mise en œuvre des appareils d'appui. Il est donc essentiel de disposer d'appareils d'appui de fonctionnement efficace, pérennes, ceci d'autant que les conséquences financières de leurs éventuelles défaillances sont sans commune mesure avec leur coût. Cependant, plusieurs types d'appareils d'appui en élastomères sont disponibles.

- **Types A:** Appareils d'appui frettés entièrement enrobés d'élastomère et comprenant une seule frette en acier.
- **Types B:** Appareils d'appui frettés entièrement enrobés d'élastomère et comprenant au moins deux frettes en acier.
- **Types C:** Appareils d'appui frettés avec des frettes extérieures en acier (rainurées ou permettant la fixation). Les appareils avec frette extérieure rainurée sont fabriqués sur demande.
- **Types D:** Type B avec une feuille de PTFE collée à l'élastomère.
- **Types E:** Type C avec une frette extérieure vulcanisée à l'élastomère et une feuille de PTFE adhésivée à l'acier.
- **Types F:** Appareils d'appui non frettés et appareils d'appui en bande.

**N.B :** Les caractéristiques des types ci-dessus peuvent être combinées.[39]

### 3.3 Appuis élastomères frettés

L'appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère renforcé par des frettes métalliques en acier, adhésivées à l'élastomère au moment de la vulcanisation (modification chimique créant de longues chaînes de polymères sous l'effet conjugué de la température et de la pression). L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte"[45]



**Figure 3.1 :** constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté

Le matériau de base est obtenu en faisant subir une série de transformations au matériau brut malaxé avec différentes charges, inertes ou renforçantes. Après traitement, le produit se présente sous forme de feuilles de quelques millimètres d'épaisseur. Celles-ci sont empilées avec des frettes métalliques, préalablement sablées et traitées, dans des moules dont les dimensions correspondent à celles du produit que l'on veut obtenir. L'ensemble est alors comprimé et vulcanisé (par chauffage). En fonction des degrés de liberté qu'il autorise, un

appareil d'appui en élastomère fretté est, pour le bloc élémentaire, un **appareil d'appui mobile** : outre les rotations sur appui, les déplacements sont permis dans deux directions. On peut soit augmenter les possibilités de déplacement par l'ajout d'un plan de glissement, soit empêcher les distorsions par des platines métalliques constituant ainsi un appareil d'appui "fixe".[45]

3.3.1 Constitution

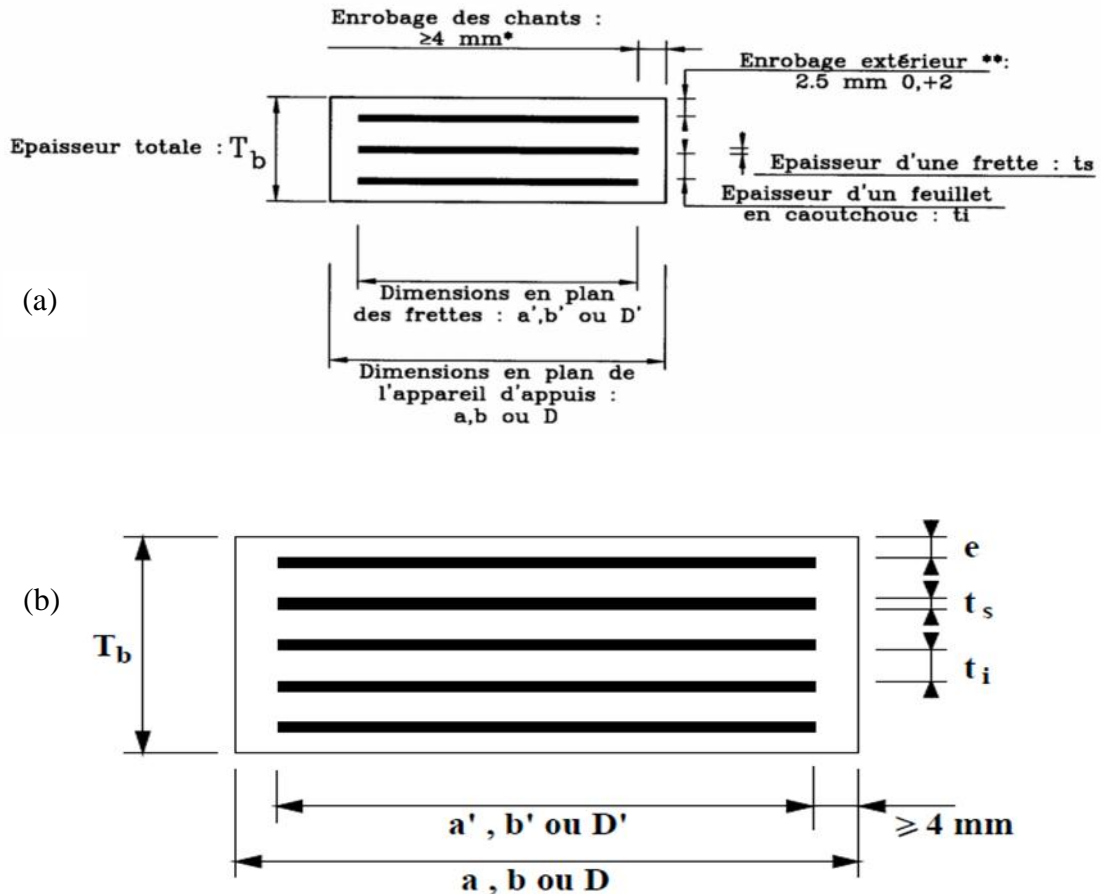


Figure 3.2 : constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3

En fonction du nombre  $n$  de feuillets intermédiaires, on définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

Épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui :  $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$

Épaisseur nominale totale d'élastomère :  $T_e = n t_i + 2 e$

Épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur.  $T_q = n t_i + 2 e$  si  $e > 2,5 \text{ mm}$

$T_q = n t_i$  si  $e \leq 2,5 \text{ mm}$

En effet, si l'épaisseur nominale de l'enrobage est supérieure à 2,5 mm, elle doit être prise en compte dans le calcul, en deçà elle est négligée (EN § 5.3.3).

Finalement on dénomme un appareil d'appui comme suit :  $a \times b ; n (t_i + t_s) ; 2 e$



### 3.3.2 Le matériau élastomère

Le caoutchouc entrant dans la composition des appareils d'appui peut être soit naturel et d'origine végétale, le latex, et c'est alors un polymère de l'isoprène (poly isoprène ou NR pour "Natural Rubber" dans la norme), soit synthétique et, dans ce cas, le composé est le plus souvent un polymère du chloroprène (polychloroprène ou CR pour "Chloroprène Rubber" dans la norme).[39]

L'épaisseur minimale d'un feuillet ne pourra, en aucun cas et conformément à NF EN 1337-3 (§ 5.3.2), être inférieure à 5 mm, ni supérieure à 25 mm.

### 3.3.3 Les frettes en acier

Elles sont systématiquement en acier S 2357 ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalent (*cf.* complément au § 3.2.3). L'épaisseur des frettes ne pourra, en aucun cas, être inférieure à 2 mm (NF EN 1337-3, § 4.4.3.1).

## III.4 Comportement et dimensionnement de l'élastomère fretté

Tous ce qui suit est conforme au règlement **NF EN 1337-3** avec spécifications particulières d'autres règlements qui seront précisé en de besoin.

### 3.4.1 Comportement des appuis élastomères

Etant mis en service, l'appareil d'appui en élastomères est sollicité par la plupart des cas, aux efforts horizontaux et verticaux entraînant ainsi trois (03) comportements distincts qu'on va essayer de détailler dans les lignes qui suivent.

#### 3.4.1.1 Comportement sous effort normal

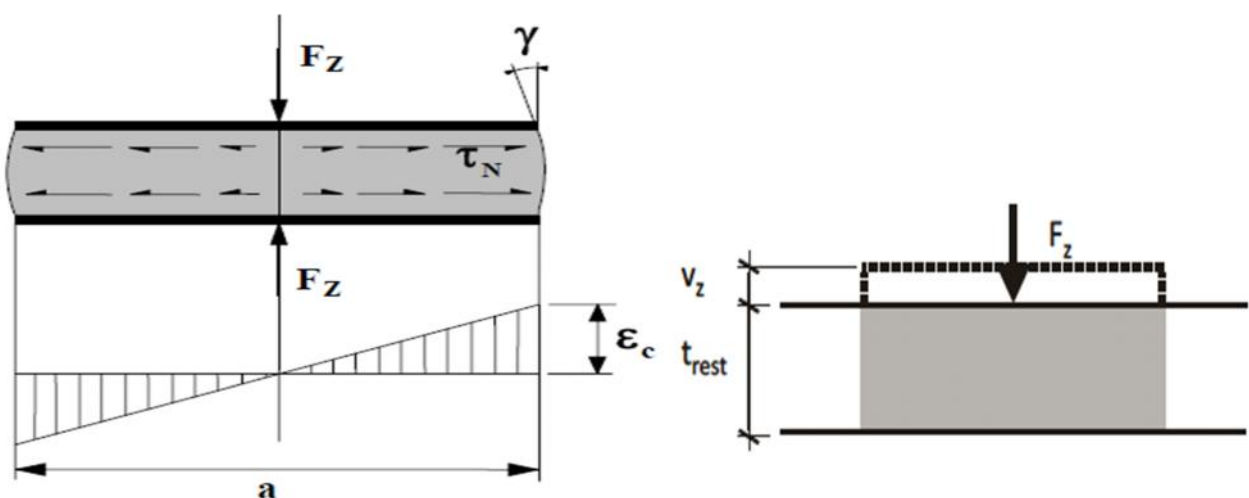


Figure 3.3 : distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal.[39]

Sous un effort normal centré  $F_z$ , on constate une répartition linéaire de la distorsion  $\epsilon_c$  liée au cisaillement  $\tau_N$  dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximum au milieu du grand côté  $b$  de l'appareil d'appui. Elle est donnée par la formule (EN § 5.3.3.2) :

$$\epsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1.5 F_z}{G A_r S}$$

Dans cette formule :  $G$  désigne le module conventionnel de l'élastomère (§ 3.2.2) avec  $G = 0,9$  MPa pour des chargements statique et  $1,2$ MPa pour des chargements dynamiques et  $A_r$  est la surface en plan effective. Elle est donnée par :

$$A_r = A' \left( 1 - \frac{V_x}{a'} - \frac{V_y}{b'} \right) \text{ avec } A' = a' \times b' \text{ (si les frettes ne comporte pas de trous)}$$

En première approche, on pourra souvent négliger l'effet de  $v_y$  et utiliser la valeur maximum de  $v_x$ .

$S$  est le coefficient de forme de la couche  $i$  considérée :

Pour un appareil d'appui rectangulaire, on a :  $S = \frac{a' \times b'}{2t_e(a'+b')}$  où :

$$t_e = t_i \quad \text{Pour les feuillets de couches internes}$$

$$t_e = 1.4t_i \quad \text{Pour les feuillets de couches externes}$$

La norme donne également le moyen d'estimer la déformation totale  $V_z$  due à un effort vertical  $F_z$  (EN § 5.3.3.7) :

$$V_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left( \frac{1}{5 G S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

Avec  $E_b = 2000$  MPa

$S_1$  : coefficient de forme du feuillet le plus épais

$A' = a' \times b'$  : surface des frettes

### 3.4.1.2 - Comportement sous effort horizontal

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion  $\epsilon_q$  liée au cisaillement  $\tau_H$  dans l'élastomère.

Sous un déplacement  $v_x$  ou sous un effort horizontal  $F_x$ , la distorsion est donnée par la formule (EN § 5.3.3.3) :

$$\epsilon_q = \frac{v_x}{T_q} = \frac{F_x}{G a b}$$

Dans ces formules, le module  $G$  sera pris égal à  $0,9$  MPa pour les chargements statiques et à  $1,2$  MPa sous les actions dynamiques (cf. 3.2.2). Dans cette étude, on doit prendre  $G=1.2$  MPa [39]

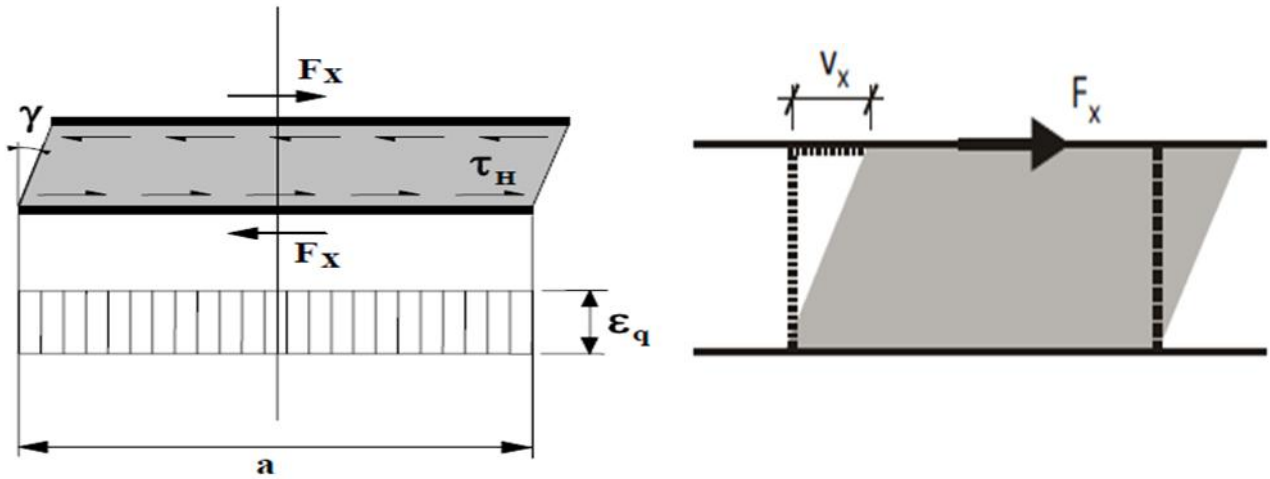


Figure 3.4 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.[39]

### 3.4.1.3 Comportement sous une rotation d'axe horizontal

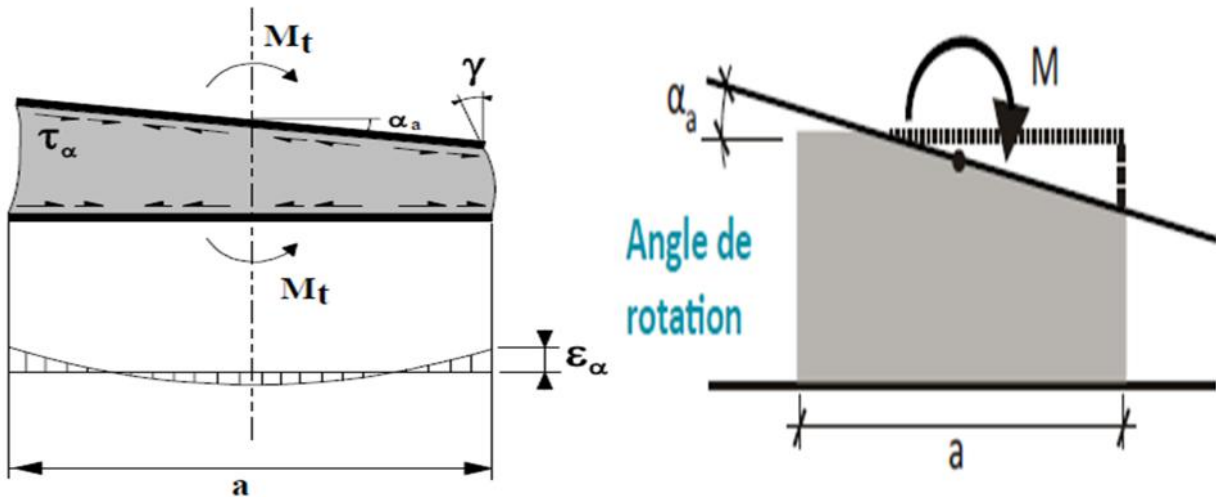


Figure 3.5 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal [39].

La valeur de la distorsion  $\epsilon_\alpha$ , sous l'effet de rotations  $\alpha_a$  et  $\alpha_b$  d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par (EN § 5.3.3.4)

$$\epsilon_\alpha = \frac{(a'^2 \cdot \alpha_a + b'^2 \cdot \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

Le moment de rappel  $M_t$  s'obtient en fonction de la rotation  $\alpha_a$  par (EN § 5.3.3.7) :

$$M_t = K_{amax} \frac{G \cdot a \cdot a'^5 \cdot b'}{n \cdot t_i^3 \cdot K_s}$$

Dans cette formule,  $\alpha_a$  est la rotation d'axe parallèle au côté b de l'appareil d'appui et n représente le nombre de feuillettes internes.

Le coefficient  $K_a$  max est donné dans Tableau suivant :

**Tableau 3.1 :** tableau donnant les valeurs du coefficient d'adaptation  $K_a$  max en fonction de la contrainte moyenne  $\sigma_m = F_{z,d}/A_r$ . [39]

$\sigma_m$ (MPa)	0 - 10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30
$K_{a\max}$	2,00	2,05	2,17	2,29	2,38	2,44	2,50	2,55	2,58
$\sigma_m$ (MPa)	32,5	35	37,5	40	42,5	45	47,5	50	
$K_{a\max}$	2,62	2,64	2,67	2,69	2,71	2,72	2,74	2,75	

**Tableau 3.2 :** valeurs de  $K_s$  pour un appareil d'appui rectangulaire. [39]

$K_s$  est donné dans le tableau suivant (cf. NF EN 1337-3, tableau 4) :

b/a	0,5	0,75	1	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,5	10	$\infty$
$K_s$	137	100,0	86,2	80,4	79,3	78,4	76,7	75,3	74,1	73,1	72,2	71,5	70,8	68,3	61,9	60

On peut également utiliser la formule approchée :

$$K_s = 26,2e^{-1,2785\ln\left(\frac{b}{a}\right)} + 60 .$$

### 3.4.2 Dimensionnement des appuis en élastomères frettés

Le tableau ci-dessous regroupe le résultat des sollicitations les plus défavorables. On voit bien qu'il s'agit des combinaisons sismiques par conséquent des combinaisons dynamiques.

**Tableau 3.3 :** Efforts et déformations calculés sous SAP2000.

	N°	$F_{z,d}$ (kN)	$F_{x,d}$ (kN)	$v_x$ (mm)	$v_y$ (mm)	a (rad)	b(rad)
Ey+G+Q (élément 6)	1	$F_z^{\max}$ 668,443	$F_x^{\text{Corr}}$ 130,608	61,92	----	0,000015	0,001551
Ey+G+Q (élément 4)	2	$F_z^{\text{corr}}$ 309,881	$F_x^{\max}$ 176,44	62,236	-----	0,000017	0,001206

$F_{z,d}$  : effort normal ;  $F_{x,d}$  : effort tranchant ;  $v_x$  et  $v_y$  respectivement les déplacements suivant x(direction a) et y(direction b)

En outre, le déplacement de calcul sous séisme doit être affecté d'un coefficient de fiabilité IS=1,50 (valeur recommandée, à fixer dans l'Annexe Nationale de NF EN 1998-2).

N.B : Les calculs qui suivent correspondent à la démarche conseillée pour dimensionner un appareil d'appui.

### 3.4.2.1 Dimensions en plan

Par définition  $A' > \frac{Fz,d}{\sigma_{cm}}$  où  $\sigma_{cm}$  est la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui [39].

Dans notre cas, on la prend égale à 20 MPa.

$$A' > \frac{668,443.10^3}{20} = 334,22 \text{ cm}^2$$

### 3.4.2.2 Hauteur nette d'élastomère « T<sub>q</sub> »

$$\text{D'après (3.4.1.2), } \varepsilon_q = \frac{V_{x,d}}{T_q} = \frac{F_X}{G_{ab}} \quad (\varepsilon_q \leq 2)$$

$$T_q = \frac{V_{x,d} \cdot G_{ab}}{F_X} = \frac{(1,5.61,92) \cdot (1,2) \cdot (33422)}{130.10^3} = 28,65 \text{ mm}$$

Pour satisfaire la condition  $\varepsilon_q \leq 2$  avec  $V_{x,d} = 92,88 \text{ mm}$  ( $V_{x,d} = \gamma IS \cdot V_x$ ), on prend  $T_q = 70 \text{ mm}$ ,

On peut choisir un appareil d'appui de section 200\*250 ( $A = 500 \text{ cm}^2$ )

### 3.4.2.3. Nombre de feuillets « n »

Partant de la formule donnant la hauteur nette de l'élastomère :  $T_q = n t_i + (n+1) t_s + 2e$

$$\text{On obtient } n = \frac{T_q - t_s - 2e}{t_i + t_s}; \quad \text{AN: } n = \frac{70 - 4 - 8}{8 + 4} = 4 \text{ feuillets}$$

Avec :  $t_s = 4 \text{ mm}$  ;  $t_i = 8 \text{ mm}$  et  $e = 4 \text{ mm}$  ( $e = t_i/2$  pour les appuis de type B) .[40]

N.B : les valeurs caractéristiques de l'élastomère comme  $t_s$  ,  $t_i$  et  $e$  sont choisies en fonction du type d'appareil d'appui et de sa section à définir.

Finalement, on choisit un appareil d'appui de section 200\*250 ( $A = a \times b = 500 \text{ cm}^2$ ), et si on prend un enrobage des chants égal=4mm alors  $A' = a' \times b' = 192 \times 242$

## 3.5. Vérification du dimensionnement

Dans l'ensemble, les vérifications à effectuer (Tableau 3.4 ci-dessous) sont analogues à celles concernant les autres chargements sachant que dans notre cas, elles seront effectuées sous combinaison des charges sismiques. Il n'est admis aucun soulèvement au droit des appareils d'appui en élastomère dans ce cas.

Les vérifications à effectuer, sous combinaisons sismique, sont récapitulées dans le tableau 3.4.

**Tableau 3.4 :** synthèse des vérifications à effectuer. [39]

Vérification	
Limitation de la distorsion	$\varepsilon_{\sigma_{q,d}} \leq 2.0 \cdot \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{\alpha} < 7$
Traction dans les frettes	$\sigma_s = \gamma_m \frac{2 \cdot \sigma_{rz} \cdot t_i}{A_r \cdot f_y}$
Limite en rotation	$\sum v_{z,d} \geq \frac{a' \cdot \alpha_c^{t+l}}{K_r} \cdot ab$
Stabilité au flambement	$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e}$
Non-glissement	$\sigma_{xy,d} \leq \left( 0,1 + \delta_{1,r} \right) \cdot F_{z,d} \text{ et } \sigma_m \geq 3$ Où $\sigma_m = \frac{F_{z,d}}{A_r}$
Non-soulèvement	$6 \cdot \sigma_m \leq a' \cdot \sigma_{excmax} = \frac{M_t \cdot V_t}{F_z \cdot F_{z,d}}$

**3.5.1 Stabilité au flambement**

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot G \cdot a' \cdot S'}{3 \cdot T_e}$$

S' : Coefficient de forme  $S = \frac{a' \cdot b'}{2t_i(a'+b')} = \frac{192.242}{2.8.(192+242)} = 6,7$

A<sub>r</sub> : section réduite  $A_r = A' \left( 1 - \frac{V_{x,d}}{a'} \right) = 192.242 \cdot \left( 1 - \frac{92,88}{192} \right) = 23987,04 \text{mm}^2$

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} = \frac{668,443.10^3}{23987,04} = 27,87 \text{MPa}$$

$$\frac{2 \cdot G \cdot a' \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = \frac{2.1.2.192.5,35}{3.70} = 14,68 \text{MP} < 27,87 \text{MPa} \text{ Non !}$$

La stabilité au flambement n'est pas vérifiée, il faut augmenter la section de l'appareil d'appui.

On choisit la section  $A=250*250=6250 \text{cm}^2$  soit  $A'=242*242=585,64 \text{cm}^2$ .

Dans cas on trouve  $S'=7,57$  ;  $A_r=36087,04 \text{mm}^2$

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} = \frac{668,443.10^3}{36087,04} = 18,52 \text{MPa}$$

$$\left. \right\} \frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot G \cdot a' \cdot S'}{3 \cdot T_e} \text{ Car, } 18,52 \text{MPa} < 20,93 \text{MPa}$$

$$\frac{2.G.a.'S'}{3.T_e} = \frac{2.1,2.242.7,57}{3.70} = 20,93 \text{ MPa}$$

La stabilité au flambement est vérifiée.

### 3.5.2-Distorsion totale

$$\varepsilon = K_L(\varepsilon_c + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_\alpha) < 7$$

Dans cette formule :

- $K_L$  est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général. Ce coefficient peut être porté à 1,5 dans le cas des ouvrages ferroviaires uniquement sous charges roulantes ;
- $\varepsilon_c$ ,  $\varepsilon_{q,d}$  et  $\varepsilon_\alpha$  sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations des éléments sur les appuis.

#### 3.5.2.1 Distorsion due à l'effort horizontal :

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{V_{x,d}}{T_q} = \frac{92,88}{70} = 1,33 < 2,0 \quad \text{ok}$$

#### 3.5.2.2 Distorsion due à l'effort vertical :

$$\varepsilon_c = \frac{1,5.F_z}{G.A_r.S'} = \frac{1,5.668,44310^3}{1,2.36087,04.7,57} = 3,06$$

#### 3.5.2.3 Distorsion due à la rotation :

$$\alpha = \frac{(a'^2.\alpha_a + b'^2.\alpha_b)t_i}{2 \sum t_i^3}$$

Les valeurs forfaitaires suivantes sont donc proposées par le NF 1337-3 pour prendre en considération le défaut de pose.

- 0,003 radian dans le cas des méthodes de pose dites conjuguées (cas qui sera traité dans ce projet) ;
- 0,010 radian pour les structures posées directement sur les appareils d'appui.

Ce défaut de pose sera ajouté à la plus grande des rotations  $\alpha_a$  ou  $\alpha_b$ . [39]

Dans notre cas, il s'agit de  $\alpha_b = 0,003 + 0,001551 = 0,004551$  rad

$$\alpha = \frac{(a'^2.\alpha_a + b'^2.\alpha_b)t_i}{2 \sum t_i^3} = \frac{242^2.0,000015 + 242^2.0,004551}{2(4,8)^3} = 0,0042$$

Finalement  $\varepsilon = K_L(\varepsilon_c + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_\alpha) = 1.(3,06 + 1,33 + 0,0042) = 4,394 < 7$ .

La distorsion totale est **vérifiée**.

### 3.5.3 Stabilité en rotation :



Il suffit de vérifier que :  $v_z \leq \frac{a' \cdot \alpha_a + b' \cdot \alpha_b}{K_r}$

$K_r$  : coefficient égal à 3

$E_b = 2000$  MPa

$$v_z = \sum \frac{F_z \cdot t_i}{A'} \left( \frac{1}{5 \cdot G_b \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right) = 4 \times \frac{668,443 \cdot 10^3 \cdot 8}{58564} \left( \frac{1}{5 \cdot 1,27,57^2} + \frac{1}{2000} \right) = 1,245$$

$$\frac{a' \cdot \alpha_a + b' \cdot \alpha_b}{K_r} = \frac{242,0,000015 + 242,0,004551}{3} = 0,368$$

} 1,245 > 0,368 Ok !

La stabilité en rotation est bien vérifiée.

### 3.5.4 Limite de la traction des frettes

On doit assurer que :  $t_s \geq$

$$\gamma_m \cdot \frac{2,6 \cdot F_{z,d} \cdot t_i}{A_r \cdot f_y} \quad \text{sachant que l'épaisseur des frettes } t_s \text{ estimé est de 4mm}$$

$F_{z,d}$  : Effort vertical maximum appliqué ;

$f_y$  : Limite élastique de l'acier qui compose les frettes (soit 235 MPa pour l'acier S235) ;

$\gamma_m$  : Coefficient partiel de sécurité, valeur recommandée actuellement dans NF EN 1998-2, est  $\gamma_m = 1,15$ .

$$\text{alors } m \cdot \frac{2,6 \cdot F_{z,d} \cdot t_i}{A_r \cdot f_y} = 1,15 \cdot \frac{2,6 \cdot 668,443 \cdot 10^3 \cdot 8}{36087,04 \cdot 235} = 1,89 \text{ mm} < t_s = 4 \text{ mm} \quad \text{vérifiée}$$

### 3.5.5 Le non-soulèvement

La condition à vérifier est la suivante :  $6e_{xcmax} < a$

$a'$  représente la plus petite dimension des frettes.

$e_{xcmax}$  est l'excentrement de la résultante des forces  $e_{xcmax} = \frac{M_t}{F_{z,d}}$

$M_t$  est le moment de rappel d'axe horizontal s'obtient en fonction de la rotation par (EN § 5.3.3.7) :

$$M_t = K_{amax} \frac{G \cdot \alpha \cdot a'^5 \cdot b'}{n \cdot t_i^3 \cdot K_s}$$

D'après la figure A,  $K_{amax}$  est fonction de  $\sigma_m$  et comme  $\sigma_m = 18,52$  MPa, par interpolation entre 17,5 et 20 MPa, on obtient  $K_{amax} = 2,32$ .

D'après le Tableau 3.2,  $K_s$  est fonction du rapport  $\frac{b}{a}$ , on a  $\frac{b}{a} = 1 \longrightarrow K_s = 86,2$ .



Si la pose est conjuguée, prendre  $\alpha = \alpha_b - 0,003$ . La valeur 0,003 rad correspond à la précision "interne" d'une pose conjuguée, phénomène présent dans les observations faites lors des essais de décollement.  $\alpha = 0,004551 - 0,003 = 0,001551$  rad.

$$\text{Finalement } M_t = 2,32 \cdot \frac{1,2 \cdot 0,001551 \cdot 242^5 \cdot 242}{4,8^3 \cdot 86,2} = 4,912 \text{ kN.m}$$

$$e_{xcmax} = M_t / F_{z,d} = 4,912 / 668,443 = 7,34 \text{ mm} \implies 6e_{xcmax} = 44,04 \text{ mm} < a' = 242 \text{ mm.}$$

**Il n'y a pas risque de soulèvement au droit des appareils d'appui.**

### 3.5.6. Condition de non-glissement :

Là encore, on effectuera les mêmes vérifications que pour les charges courantes, mais en tenant compte du séisme. Toutefois, le coefficient de frottement à utiliser est celui de l'Etat Limite de Service. Dans la plupart des cas, il ne sera pas possible de vérifier les conditions de non-glissement. en zone sismique et on sera conduit à prévoir des dispositifs anti-cheminement.[39]

On doit vérifier que :  $F_{xy,d} \leq \left(0,1 + \frac{K_f}{\sigma_m}\right) \cdot F_{z,d}$  où  $m = \frac{F_{z,d}}{A_r}$  et  $m \geq 3 \text{ MPa}$

$$F_{xy,d} = \left(\frac{v_{x,d}}{Tq} \cdot G \cdot a' \cdot b'\right) + F_{x,d} = \left(\frac{92,88}{70} \cdot 1,2 \cdot 242^2\right) \cdot 10^{-3} + 130,681 = 223,92 \text{ kN}$$

$$m = \frac{668,443 \cdot 10^3}{36087,04} = 18,52 \text{ MPa} > 3 \text{ MPa}$$

$K_f = 0,6$  pour le béton

$$\left(0,1 + \frac{K_f}{\sigma_m}\right) \cdot F_{z,d} = \left(0,1 + \frac{0,6}{18,52}\right) \cdot 668,443 \cdot 10^3 = 88,234 \text{ kN} < 223,92 \text{ kN}$$

On voit bien que la condition de non-glissement n'est pas vérifiée, il serait loisible de prévoir des dispositifs anti-cheminement. Ces dispositifs (soient des taquets ou des butés) doivent interdire uniquement le cheminement, sans empêcher ni gêner les déformations : compression, distorsion et rotation. Notamment, les butées doivent venir en contact avec une plaque (ou frette extérieure) dont l'épaisseur sera au moins égale à la hauteur de la butée (appareils d'appui de type C de la norme NF EN 1337-3). **En aucun cas, la butée ou le taquet ne doit se faire sur le feuillet en élastomère** [39][44][45][46][47].

Dans cette étude, nous proposons d'utiliser les tiges d'ancrage jouant le rôle des taquets pour leur performance et leur condition de mise en œuvre.

Le dimensionnement et la disposition de ces tiges d'ancrage seront traités dans le chapitre 4.

### 3.6. Disposition des appuis élastomères frettés sur le plan.

Ce plan montre la disposition des appareils d'appui. C'est en quelque sorte un plan d'exécution de la structure TMD incluant les appareils d'appui en élastomère. (**Annexe B-5**)

### 3.7. Performance sismique par analyse dynamique temporelle

#### 3.7.1. Introduction :

La représentation temporelle de l'action sismique implique la construction d'un ensemble d'accélérogrammes réels ou alors un ensemble d'accélérogrammes artificiels afin de servir comme mouvement d'entrée pour l'analyse dynamique. Les résultats de ces analyses devraient être évalués de manière appropriée, à savoir par des techniques statistiques. A cause de cette évaluation, un ensemble d'accélérogrammes artificiels est en général préférable à un ensemble d'accélérogrammes réels, puisqu'il peut être considéré comme étant un échantillon d'accélérogrammes indépendants et distribués de manière identique, ce qui permet d'utiliser des techniques statistiques bien connues.

#### 3.7.2. Génération des accélérogrammes artificiels : [53]

Les accélérogrammes produits artificiellement peuvent être soit stationnaires, soit non stationnaires. Les accélérogrammes stationnaires peuvent être générés convenablement comme réalisations du processus stationnaire gaussien stochastique, quantifié par le spectre de puissance dépendant du site. Les accélérogrammes non stationnaires peuvent être produits directement :

- a) comme réalisations d'un processus stochastique non stationnaire approprié.
- b) en multipliant un accélérogramme stationnaire par une fonction de modulation du temps  $m(t)$ .

La forme de la fonction de modulation dépend des caractéristiques Sismo-tectoniques de la région, une forme possible, appropriée pour les conditions usuelles, est représentée ci-dessous.

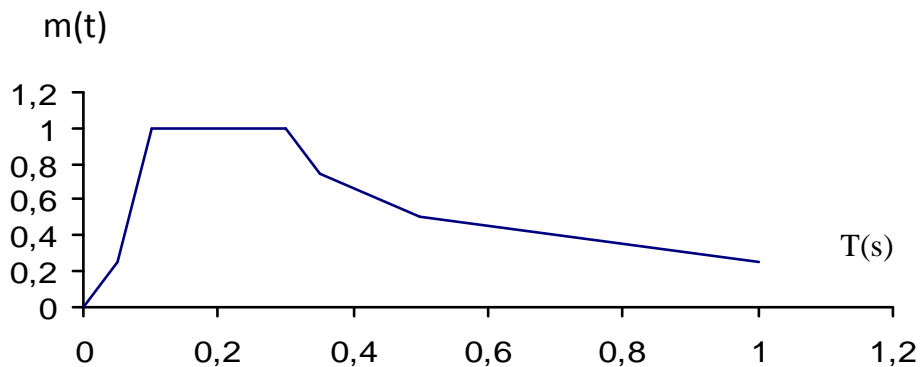


Figure 3.6 : Forme de la fonction de modulation

Dans le cas (b), le contenu fréquentiel est stable. Un contenu fréquentiel variable est obtenu dans le cas (a), dans ce cas, le contenu fréquentiel variable peut ne pas représenter les caractéristiques d'un seul séisme, mais la contribution au danger potentiel total des séismes possibles ayant des magnitudes et des distances focales différentes, ceci peut être obtenu en modélisant le contenu à basse fréquence pour refléter les caractéristiques des séismes proches,

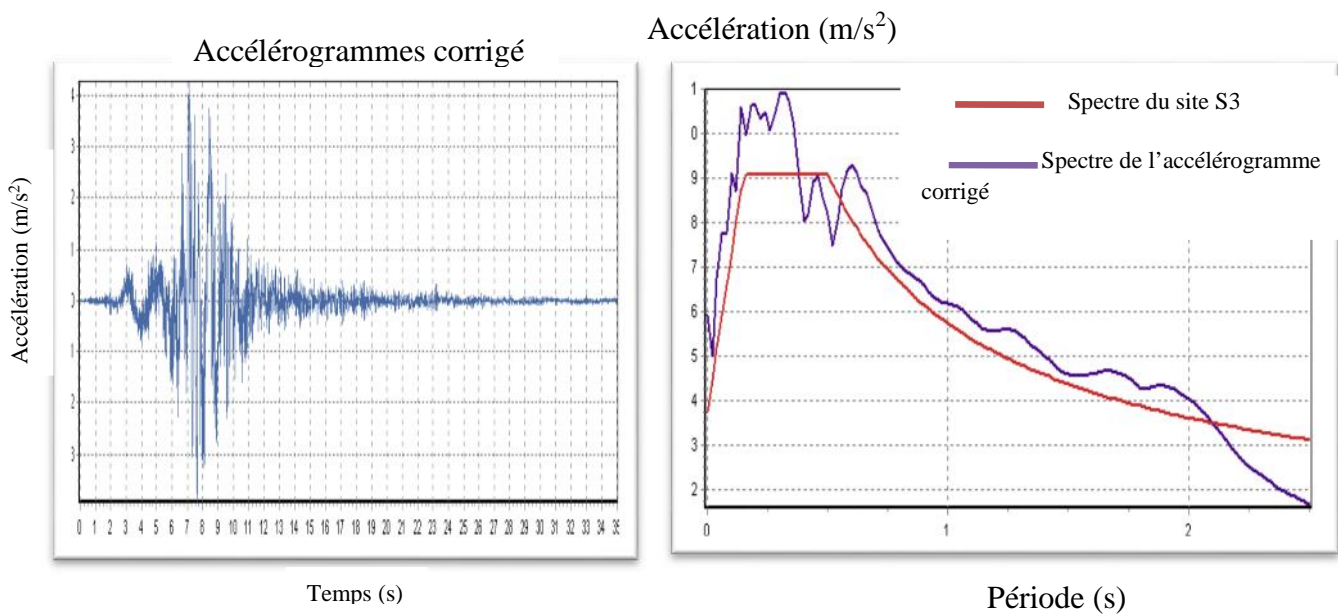
et en modélisant le contenu à basse fréquence pour refléter les caractéristiques des séismes de distances plus longue et de magnitude plus important.

Pour pouvoir utiliser la méthode temporelle, il faut obtenir un nombre adéquat de réalisations temporelles appelées accélérogrammes synthétiques compatibles avec le spectre de réponse du site. Pour cela on fait appelle a un outil de calcul informatiques permettant de faire des générations des accélérogrammes pour qu'on puisse les utiliser dans le calcul de l'analyse dynamique temporelle des structures.

Ainsi, on a utilisé le programme "Sismo-Match" qui permet de générer et corriger des accélérogrammes synthétiques.

Les accélérogrammes artificiels ainsi que leurs spectres sont représentés avec les caractéristiques et les grandeurs maximales.

➤ ACCELEROGRAMME 1 :



**Figure 3.7:** Accélérogrammes artificiel n°1

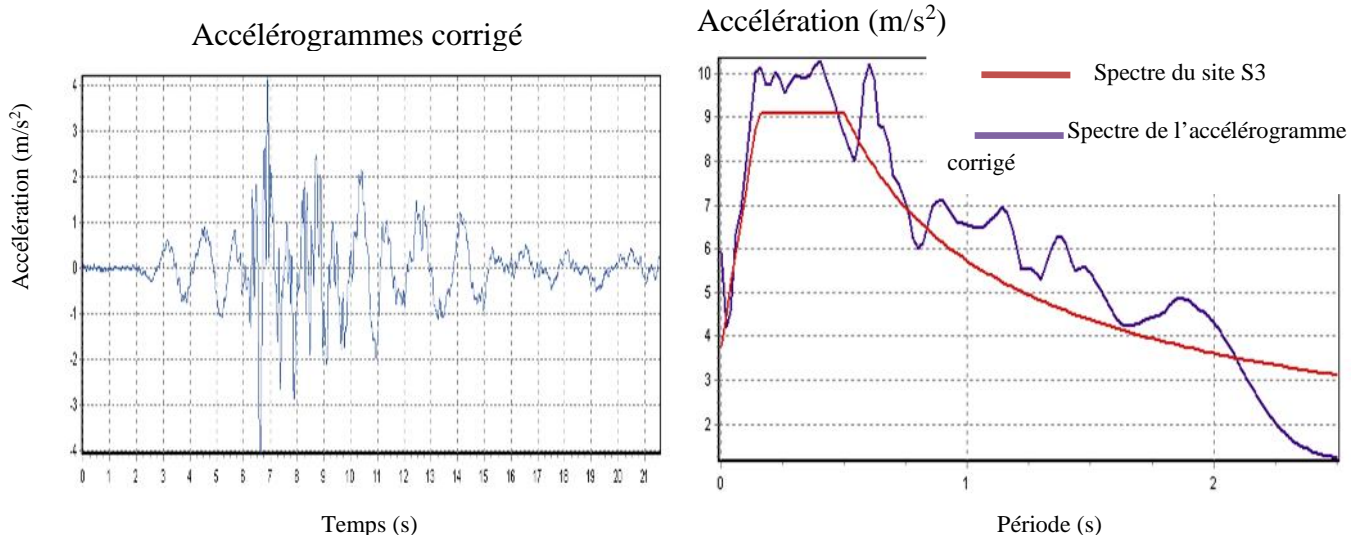
La durée de l'accélérogramme : 35s;

Le taux d'amortissement de calcul : 7%;

L'accélération maximale de l'accélérogramme 10,93m/s<sup>2</sup> ;

Itération : 17.

ACCÉLÉROGRAMME 2



**Figure 3.8:** Accélérogramme artificiel n°2

La durée de l'accélérogramme : 21s;

Le taux d'amortissement de calcul : 7%;

L'accélération maximale de l'accélérogramme 10,28m/s<sup>2</sup> ;

Itération : 10.

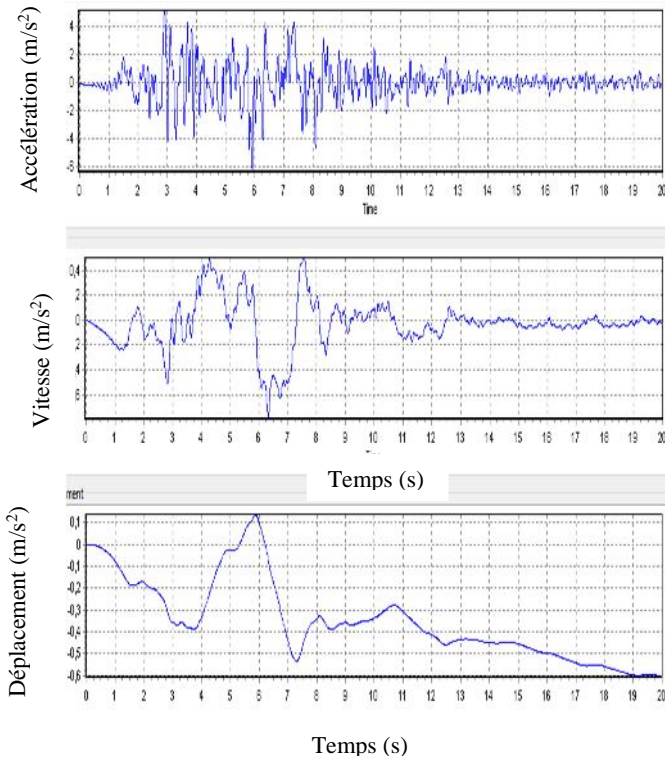
**3.7.3. Détermination des accélérogrammes réels : [53]**

Les Accélérogrammes naturels à utiliser comme données d'entrée dans une analyse dynamique doivent en général être enregistrés dans un site d'implantation ayant des caractéristiques sismo-techniques similaires à celles du site de la structure. Ces Accélérogrammes naturels peuvent changer d'échelle par un coefficient qui ne doit être ni inférieur à 0,5 ni supérieur à 2.

Sont présentés ci-dessous des accélérogrammes ayant des enregistrements dans le champ proche de notre site d'implantation.

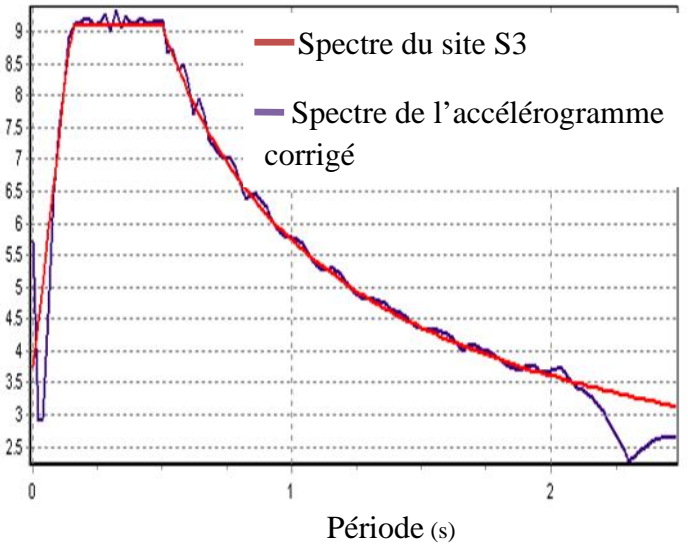
On a choisi les six accélérogrammes réels suivants :

➔ Accélérogramme 1.



Accélérogrammes enregistrés

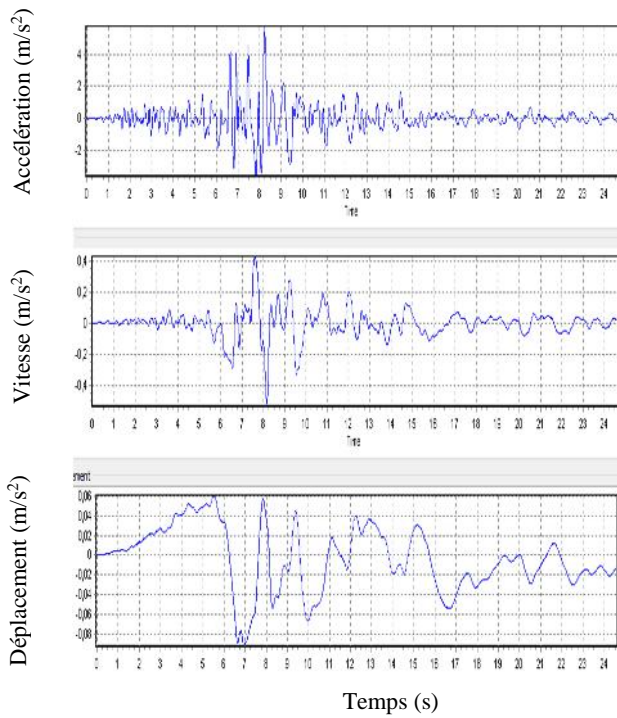
Accélération (m/s²)



comparaison des spectres

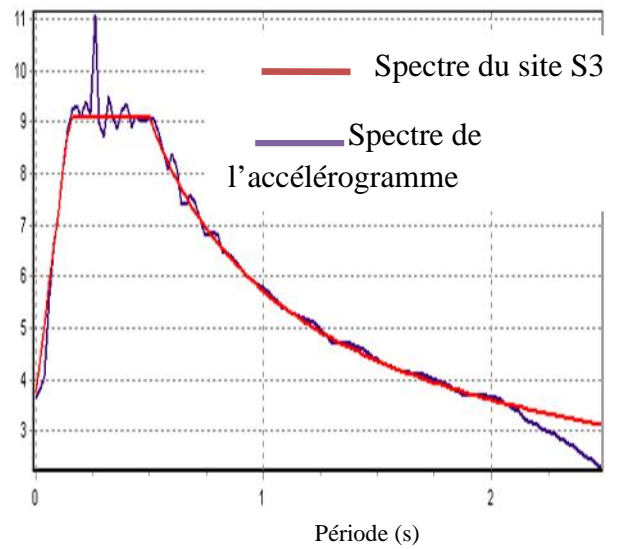
**Figure 3.9:** Séisme de San Fernando le 9/02 1971, accélération maximale 9,33m/s².

➔ ACCÉLÉROGRAMME 2 :



Accélérogrammes enregistrés

Accélération (m/s²)

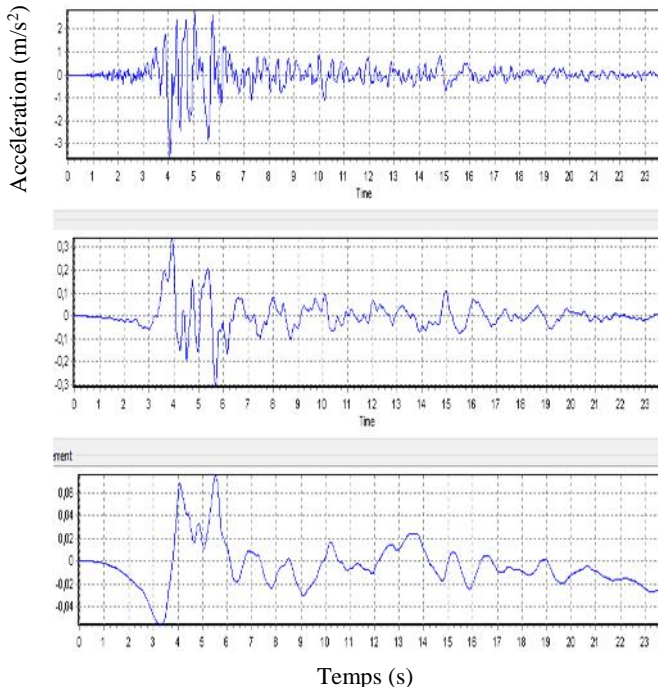


comparaison des spectres

**Figure 3.10:** Séisme de Northridge, le 17 Janvier 94, accélération max 11,08m/s².

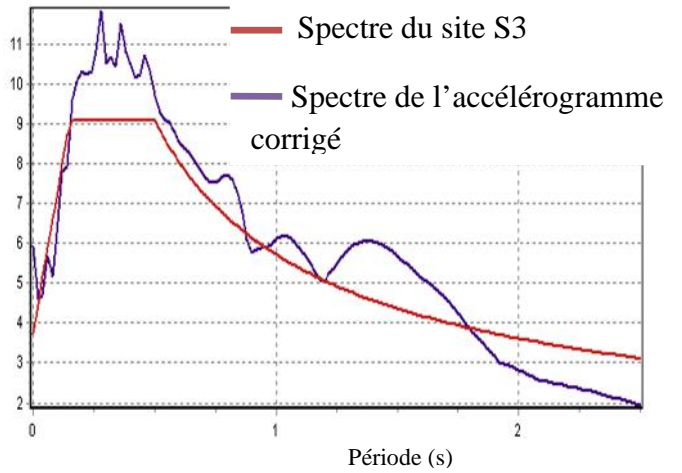


➔ Accélérogramme 3



Accélérogrammes enregistrés

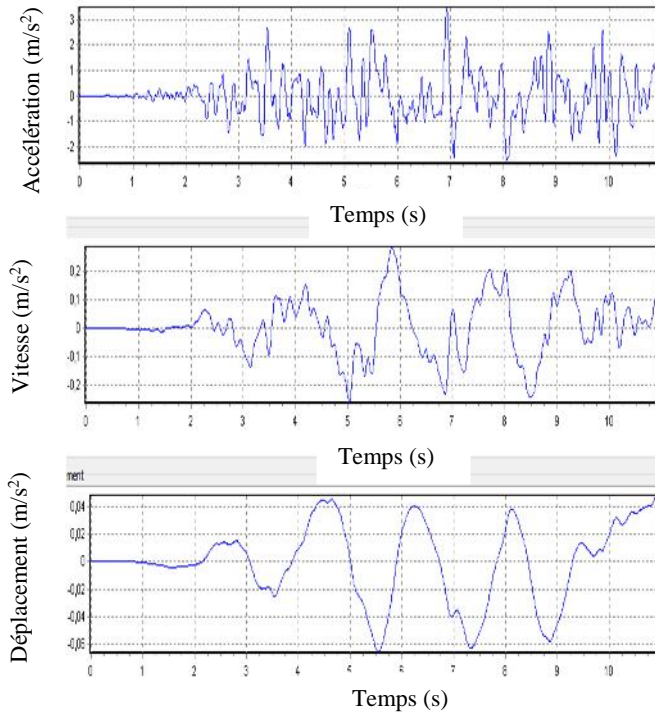
Accélération (m/s<sup>2</sup>)



comparaison des spectres

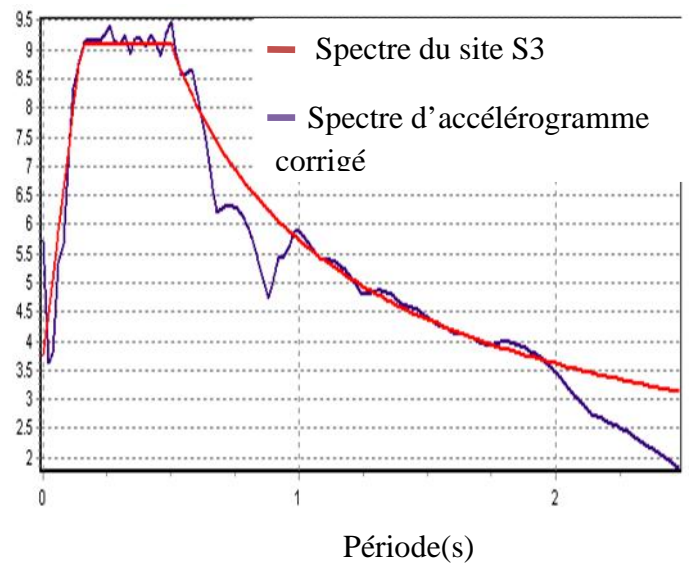
**Figure 3.11:** Séisme de Loma Prieta le 18 Octobre 89, accélération maximale: 11,84m/s<sup>2</sup>.

➔ Accélérogramme 4



Accélérogrammes enregistrés

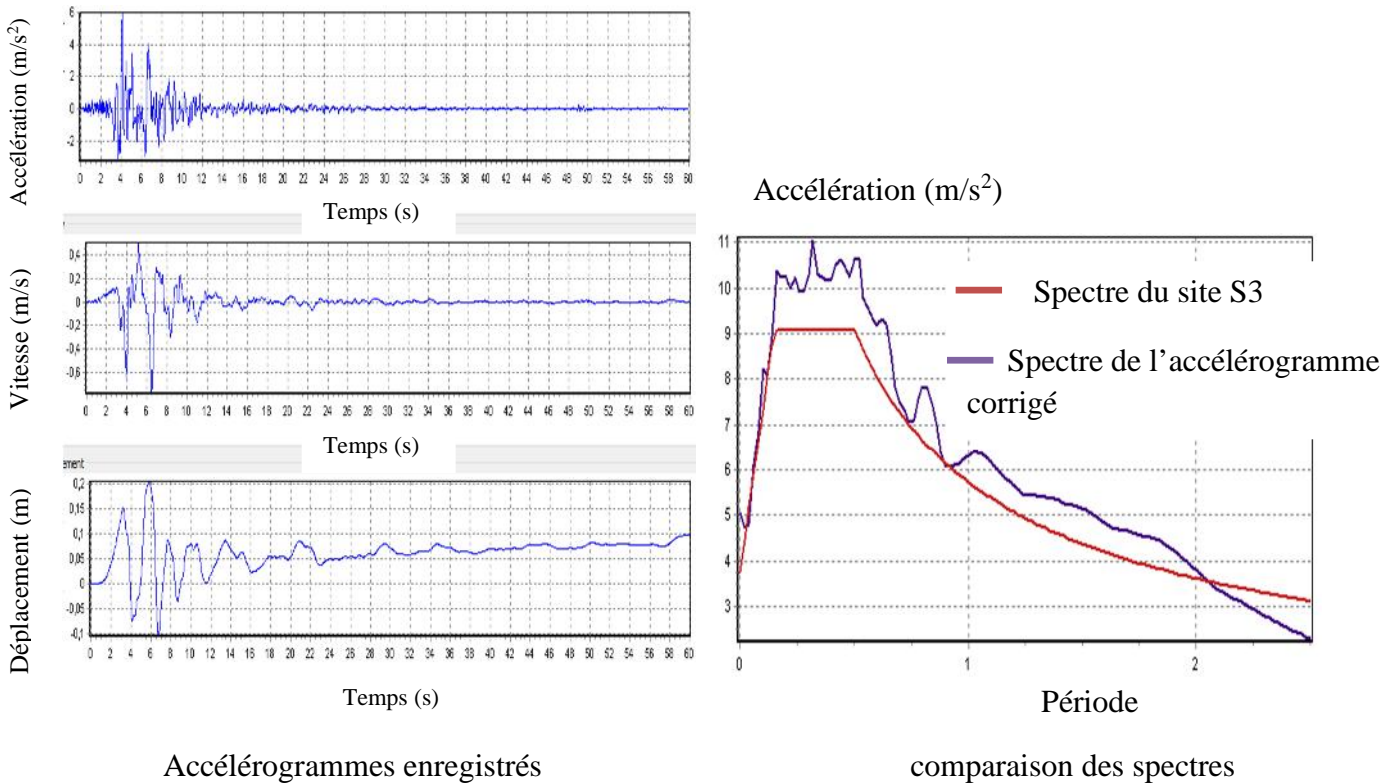
Accélération (m/s<sup>2</sup>)



comparaison des spectres

**Figure 3.12:** Séisme de Kobé le 17 /01/95 à 05:46, Accélération maximale = 9,48 m/s<sup>2</sup>.

➤ Accélérogramme 5



**Figure 3.13:** Séisme de Sylmar le 28 Juin 92, accélération maximale 11,06m/s<sup>2</sup>.

**3.6.4. Validation de l'ensemble des accélérogrammes.[53]**

L'action sismique peut être décrite par un ensemble d'accélérogrammes construits artificiellement ou réel. Cet ensemble doit contenir un nombre assez important d'accélérogrammes pour obtenir une estimation fiable des efforts de l'action sismique et doit correspondre au spectre de réponse du site, en d'autre terme, l'ensemble des accélérogrammes construits artificiellement ou réel doit couvrir le spectre de réponse du site.

La concordance entre l'ensemble des accélérogrammes et le spectre de réponse doit être définie sur un critère d'égalité, à l'intérieur d'un intervalle de confiance approprié, entre le spectre de réponse et la moyenne des valeurs extrêmes les plus grandes, de la réponse d'un oscillateur à un degré de liberté ayant la fréquence propre et l'amortissement visqueux correspondants.

Les défauts typiques des accélérogrammes synthétiques ajustés sur des spectres ne sont pas surprenants puisque ces spectres ne correspondent pas à un seul séisme mais à la moyenne d'un ensemble de séisme.

Les spectres d'accélérogrammes réels ne sont jamais des spectres lisses sur une très large gamme de fréquence, mais présentent une série de pics de vallées bien marqués.

Pour une analyse il faut prendre plusieurs accélérographes naturels pour que l'ensemble de leurs spectres corresponde au spectre de départ et les résultats sont réalistes. Il s'agit d'effectuer une étude d'optimisation comparée et d'évaluer la performance du système TMD en utilisant les paramètres des éléments link (raideur et amortissement) obtenus forfaitairement et pratiquement.

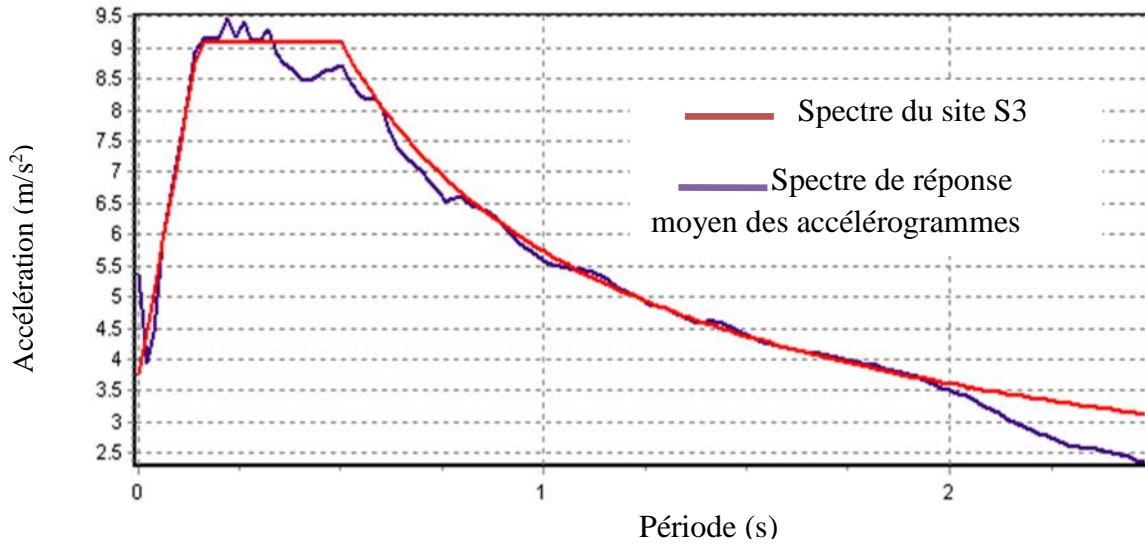


Figure 3.14 : Comparaison entre le spectre de site et le spectre moyen.

3.7.4. Détermination de la bande de tendance ( de confiance ) :

La bande de tendance est une aire limitée par deux valeurs correspondantes au spectre de réponse du site.

- Valeur SUP = spectre de réponse + 5% = 1.05 \* spectre de réponse
- Valeur INF = spectre de réponse - 5% = 0.95 \* spectre de réponse

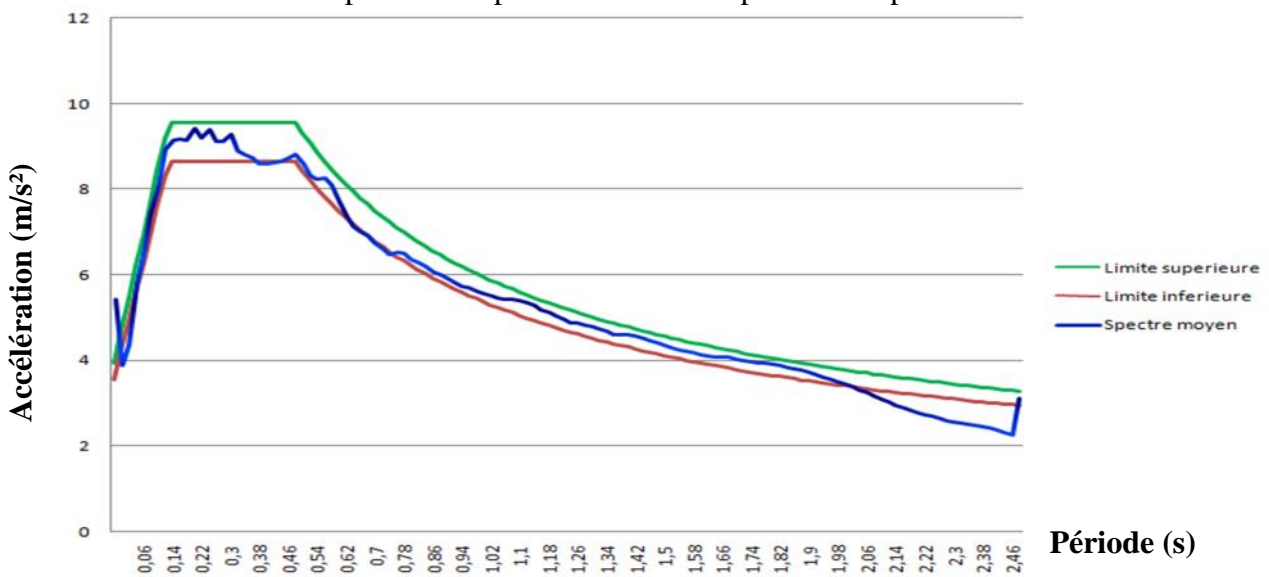


Figure 3.15 : Position du spectre de réponse obtenu selon la courbe de tolérance



**Remarque :**

Il est évident que le spectre moyen ne se confine pas à l'intérieur de la bande de confiance. En respectant les exigences de pondération des accélérogrammes réels, il est très difficile d'atténuer les fluctuations à basses périodes des spectres correspondants. Ainsi nous avons toléré des excès dans cette plage de fréquence. Pour pouvoir réaliser un spectre de réponse moyen conforme, il faut se disposer d'une longue de données riches en enregistrements et un logiciel de génération d'accélérogrammes plus efficace.

Cependant, pour cette étude nous estimons que l'ensemble des accélérogrammes forme un chargement raisonnablement sécuritaire.

**3.7.5. Analyses et représentation des résultats :**

Les valeurs des déplacements sont obtenues en utilisant les accélérogrammes réels et artificiels. Les différents résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.5 :** Comparaison des déplacements maximaux avec et sans TMD de chaque accélérogramme

	Accélérogrammes	Déplacement Sans TMD(mm)	Déplacement avec TMD(mm)	Pourcentage de Réduction en %
Accélérogrammes réels	Loma Prieta Eqk 18/12/1989	298,8	124,6	58,24
	Northridge Eqk 17Jan94 station de Newhall	301,1	131,12	56,45
	Kobé Eqk 16/01/1995	307,8	106,70	65,33
	SanFernando Eqk	75,22	29,71	60,50
	Northridge Eqk 17 Jan 94 station de Sylmar	304,7	135,70	55,46
Accélérogrammes Artificiels	Artificiel N° 1 Sismo-Match	224,9	70,5	68,65
	Artificiel N° 2 Sismo-Match	296,4	131,5	55,63
	Spectre moyen	258,42	104,26	59,65

**3.7.5.1. Etude comparative d'optimisation**

Le travail d'optimisation s'appuiera sur les paramètres d'optimisation d'un TMD à savoir le rapport d'accordance, le rapport de masse et le taux d'amortissement. Les deux derniers paramètres sont les mêmes dans tous les deux cas.

**✚ Cas théorique :**

$\mu=4,37\%$

$=70\%$

$$\left. \begin{array}{l} M_{TMD}=11763,42\text{kN} \\ K_t=34960\text{kN/m} \end{array} \right\} \longrightarrow T_{TMD}=1,15\text{s}$$

On calcule le rapport de fréquences que l'on note par  $\alpha = \frac{\omega_{TMD}}{\omega_t}$ ,

En d'autres termes  $\alpha = \frac{T_t - 1,27}{T_{TMD} - 1,15} = 1,10$

**✚ Cas pratique :**

$\mu=4,37\%$

$=70\%$

$$\left. \begin{array}{l} M_{TMD}=11763,42\text{kN} \\ K_t=28792,924\text{kN/m} \end{array} \right\} \longrightarrow T_{TMD}=1,27\text{s} \longrightarrow \alpha = \frac{T_t - 1,27}{T_{TMD} - 1,27} = 1$$

Den Hartog développe une forme d'expressions proche des paramètres du TMD optimum parmi lesquels on trouve le rapport de fréquence optimum  $\alpha_{opt} = \frac{1}{1+\mu}$  où  $\mu$  est le rapport de masse.

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} = \frac{1}{1 + 0,0437} = 0,96$$

Pour les mêmes rapports de masse et de taux d'amortissement, le cas pratique se relève plus optimal que le cas théorique à travers l'accordance des fréquences qui est égale à 1 pour le cas pratique et qui très proche du résultat obtenu par l'expression de Den Hartog qui est de 0,96 alors qu'elle est de 1,10 pour le cas théorique

**3.7.5.2. La performance du système TMD.**

La performance d'un TMD est basée sur la conception optimale de ses paramètres à savoir la masse, la rigidité le taux d'amortissement et de son emplacement dans la structure principale. Sachant que ces paramètres conditionnent le comportement du TMD, par conséquent son déplacement et vu qu'ils sont déjà connus et jugés optimaux, la performance de ce TMD peut classiquement être évaluée à travers la réponse maximale forcée de la structure principale. C'est cette amplitude maximale qui détermine l'indice de la performance du TMD.

### **3.7.5.2.1. Principe**

Les appuis élastiques du TMD étant dimensionnés et vérifiés. Les paramètres d'optimisation du TMD étant jugés acceptables. Il s'agit de mesurer la performance de ce système avec les nouvelles valeurs de la raideur des appuis élastiques par analyse dynamique temporelle. Cette performance peut être évaluée à travers les déplacements maximaux atteints dans la tour avec et sans TMD et d'en déterminer le pourcentage de réduction des déplacements et ceci pour chaque accélérogrammes. Les résultats de l'analyse sont présentés dans le **Tableau 3.5** ci-dessus.

### **3.7.5.2.2. Interprétation des résultats**

On rappelle les résultats obtenus au **chapitre 2** :  
Le déplacement maximal de la tour sans TMD est 118,3 mm, le déplacement maximal de la tour avec TMD est 55,9 mm, soit un pourcentage de réduction de 52,74%.

En comparant ces résultats avec ceux du **Tableau 3.5**, on constate que les déplacements dudit tableau obtenus par la méthode temporelle sont importants (avec et sans TMD) par rapport à ceux du **chapitre 2** ce qui peut s'expliquer par le contenu fréquentiel important (et de son amplitude) de certains accélérogrammes.

Les pourcentages moyen (59,65%) et minimal (55,46%) de réduction dans le **tableau 3.5** sont tous supérieurs à celui du chapitre 2 (52,74%), ce qui traduit l'efficacité du TMD dans la réduction des déplacements.

### **3.7. Conclusion**

Cette analyse justifie le dimensionnement des appuis élastiques de 250\*250\*70(désignation selon la norme NF 1337-3 est : 250x250 ; 4(8+4) ; 2x4.) et l'efficacité du système TMD dans la réduction des déplacements. L'importance de ces résultats réside dans le potentiel et la faisabilité en pratique de l'utilisation des étages supérieurs comme des systèmes TMD sur appuis élastomères avec des dimensions ordinaires qu'on peut facilement réaliser en pratique.

L'étude dynamique temporelle a mis en évidence à travers plusieurs accélérogrammes ayant différentes caractéristiques que le taux de réduction de la réponse et par conséquent la performance du système TMD est stable par rapport à la variabilité de l'excitation sismique. De plus, en considérant les pourcentages de réduction, le système avec des appuis élastomères (dimensionnés) s'avère être plus performant que celui avec des rigidités théoriques du **chapitre 2**.

## CHAPITRE 4

# **Ancrage des appuis élastomères aux éléments de structure**

**4.1. Introduction**

Les appuis élastiques ou appuis élastomères qui supporteront les deux étages supérieurs sont déjà dimensionnés et vérifiés sous excitation de charges dynamiques. La dernière étape pour compléter cette étude est la liaison de ces appuis aux éléments de structure de la tour et du système TMD, ce qui permettra à ce dernier de jouer efficacement son rôle. Cette liaison s'avère important car le comportement du TMD et de son titre d'amortisseur de vibration de la structure principale (la tour) en dépendent. A cet effet, les questions sur lesquelles l'on s'interroge sont :

- 1) Comment liasonner ces appuis aux éléments de structures (tels que poteaux, poutres et voiles) selon qu'ils soient sous-poteaux ou voiles ?
- 2) Quelles sont les méthodes de calculs adaptés aux telles liaisons ?
- 3) Quels sont les dispositifs de liaison ou d'ancrage nécessaires ?

On assimile cette liaison à celle d'un pied de poteau articulé dans un massif de béton et donc par conséquent, on peut utiliser les méthodes classiques proposées par les règlements de construction métallique comme l'EC3, le CCM 97, CM 66 ...

Les dispositifs d'ancrage pour un tel assemblage sont la platine et les tiges d'ancrage.

L'objectif de ce chapitre est de dimensionner ces éléments d'ancrage et de vérifier la résistance de l'assemblage tige d'ancrage-platine-béton, vis-à-vis des efforts appliqués. Les vérifications supplémentaires sont aussi proposées.

## 4.2. Dimensionnement des dispositifs d'ancrage.

Les efforts de dimensionnement sont les efforts sollicités par les appuis élastomères (éléments link dans le SAP 2000) à leur base.

### 4.2.1 Etapes de dimensionnement

Les dimensions du massif de béton et de l'élastomère étant connues.

- Proposer les dimensions en plan de la platine avec un débord de 5cm de chaque coté de l'appui élastomère
- Proposer une épaisseur de la platine (l'épaisseur de la platine doit être suffisamment épaisse pour répartir les charges dans le massif). Commencer avec une épaisseur de 10mm (épaisseur par défaut dans le logiciel ROBOT) qu'on pourrait augmenter au cas où.
- Proposer un diamètre aux boulons avec leurs classes de résistance. Ce diamètre doit tenir compte du débord de sorte à éviter une pince insuffisante.
- Proposer une longueur d'ancrage suffisante pour transmettre les charges loin de la surface de contact afin d'éviter un frettage difficile.

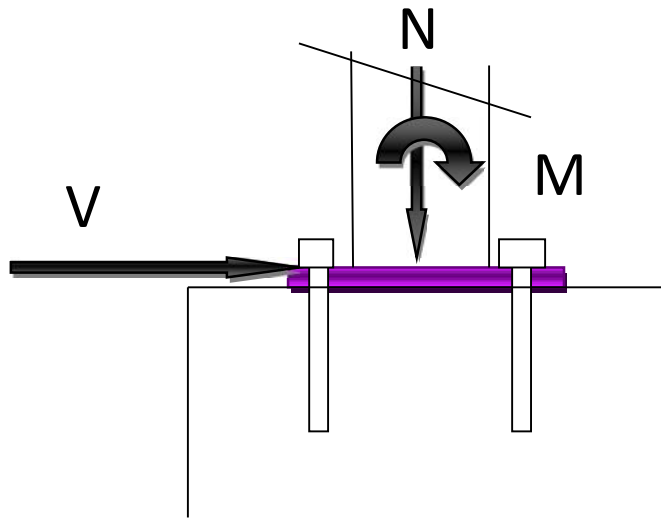


Figure 4.1. Schéma de principe.

On récapitule ces efforts ci-dessous

#### 1) - Appuis élastomères sous voiles

- a-  $N_{\max} = -668,443 \text{ KN}$  (compression),  $V_{\text{corr}} = -130,681 \text{ kN}$   $M = 0 \text{ kN.m}$  sous la combinaison  $E_y + G + Q$ .

b-  $N_{corr} = 297,908 \text{ KN}$  (traction) ,  $V_{max} = 181,316 \text{ KN}$   $M=0 \text{ kN.m}$  sous le cas de charge  $E_y$ .

2) **Appuis élastomères sous Poteaux**


a-  $N_{max} = -567,89 \text{ KN}$  (compression),  $V_{corr} = 0,053 \text{ KN}$   $M=0 \text{ kN.m}$  combinaison ELU

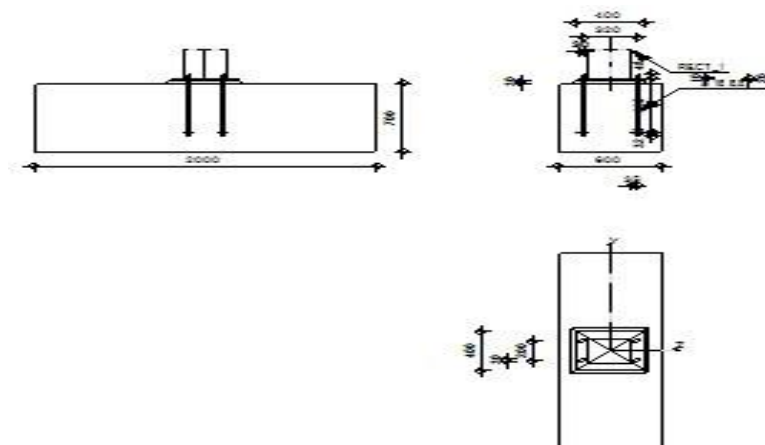
b-  $N_{max} = 118,3 \text{ KN}$  (compression),  $V_{corr} = 180,56 \text{ KN}$   $M=0 \text{ kN.m}$  sous le cas de charge  $E_y$ .

En ce qui suit, nous ne présenterons que la feuille de calcul détaillée conforme au logiciel ROBOT du cas 1-a) et le récapitulatif des trois (03) autres cas. Les feuilles de calcul détaillées des autres cas seront en annexe à la fin de ce document.

4.2.2. **Présentation des Résultats**

1.a-  $N_{max} = -668,443 \text{ KN}$  (compression) ,  $V_{corr} = -130,681 \text{ kN}$   $M=0 \text{ kN.m}$  sous la combinaison  $E_y+G+Q$ .

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009</p> <p><b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b></p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete</p>	<p style="text-align: center;"><b>OK</b></p> <p>Ratio <b>0,55</b></p>
---	--	---





**GENERAL**

---

Assemblage N° : 1

Nom de l'assemblage : Elastomère Articulé à sa base

**GEOMETRIE**

---

**POTEAU (APPUIS ELASTOMERE COMME PETIT POTEAU)**

Profilé : RECT\_1

 $L_c = 0,09$  [m] Longueur du poteau $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison $h_c = 250$  [mm] Hauteur de la section du poteau $b_c = 250$  [mm] Largeur de la section du poteau $t_{wc} = 125$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau $t_{fc} = 125$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau $r_c = 0$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau $A_c = 625,000$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau $I_{yc} = 32552,083$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER E24

 $f_{yc} = 215,00$  [MPa] Résistance $f_{uc} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau**PLATINE DE PRESCELLEMENT** $l_p = 400$  [mm] Longueur $b_p = 400$  [mm] Largeur $t_p = 20$  [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER E24

 $f_{yp} = 235,00$  [MPa] Résistance $f_{up} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

**ANCRAGE**

Classe =	6.8	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	410,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	600,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$A_b =$	1,570 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de section efficace du boulon
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	2	Nombre de rangés des boulons
$a_h =$	320 [mm]	Ecartement
$a_v =$	200 [mm]	Entraxe

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$l_1 =$	48 [mm]
$l_2 =$	550 [mm]
$l_3 =$	32 [mm]

**Plaque d'ancrage**

$l =$	60 [mm]	Longueur
$w =$	60 [mm]	Largeur
$t =$	10 [mm]	Epaisseur

Matériau : ACIER E24

$f_y =$	235,00 [MPa]	Résistance
---------	--------------	------------

**Plaquette**

$l =$	30 [mm]	Longueur
$w =$	30 [mm]	Largeur
$t =$	10 [mm]	Epaisseur

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

**SEMELLE ISOLEE (POUTRE)**

$a = 600$  [mm] Longueur de la semelle

$b = 2000$  [mm] Largeur de la semelle

$h = 700$  [mm] Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe BETON30

$f_{ck} = 30,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g = 30$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDURES**

$a_p = 94$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

**EFFORTS**

---

Cas : Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -668,44$  [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -130,56$  [kN] Effort tranchant

**RESULTATS**

---

**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 20,00$  [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 27,08$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 34$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 193$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 318$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 613,899$  [cm<sup>2</sup>] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 4531,94$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$$

$A_{c1} = 4531,944$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$j = 0,67$  Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rdu} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 36,23$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 955,674$  [cm<sup>2</sup>] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 3462,12$  [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 3462,12$  [kN] Résistance de la semelle à la compression axiale [6.2.8.2.(1)]

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,19 < 1,00$	vérifié	(0,19)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

**CISAILLEMENT**

**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y}$	$1,85$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
=			

$\alpha_{b,y}$		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
=			

$k_{1,y}$	$2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
=			

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y}$	$233,6$	[kN Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise]	[6.2.2.(7)]
=			

**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$\alpha_b$	$0,32$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
------------	--------	---	-------------

$A_{bv}$	$2,011$	[cm <sup>2</sup> ] Aire de section efficace du boulon	[6.2.2.(7)]
----------	---------	---	-------------

$f_{ub}$	$600,00$	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
----------	----------	--	-------------

$\gamma_{M2}$	$1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
---------------	--------	---------------------------------	-------------

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{bv} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd}$	$30,59$	[kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier	[6.2.2.(7)]
---------------	---------	--	-------------

$\alpha_M$	$2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]	
------------	--------	--	--

$M_{Rk,s}$	$0,25$	[kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
------------	--------	---	---------------

$l_{sm}$	$43$	[mm] Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
----------	------	---------------------------------	---------------

$\gamma_{Ms}$	$1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
---------------	--------	---------------------------------	---------------

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 9,59$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec l'effet de levier CEB [9.3.1]

**RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER**

$N_{Rk,c} = 121,18$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$  Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 112,21$  [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

**ECRASEMENT DU BORD DU BETON**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y}^0 = 2179,7$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,05$  Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,24$  Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,73$  Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$  Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$  Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$  Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 49,38$  [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE(Poutre)**

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 668,44$  [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd} = 200,53$  [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 238,87$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,55 < 1,00	vérifié	(0,55)
------------------------------------	-------------	---------	--------

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU( PLAQUE D'ACIER COLLEE A L'ELASTOMERE) ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp} = 3,77$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 3,77$  [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = -2,78$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 0,00$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,z}$  [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
---	-------------	---------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)
--	-------------	---------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)
--	-------------	---------	--------

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio 0,55
--	------------

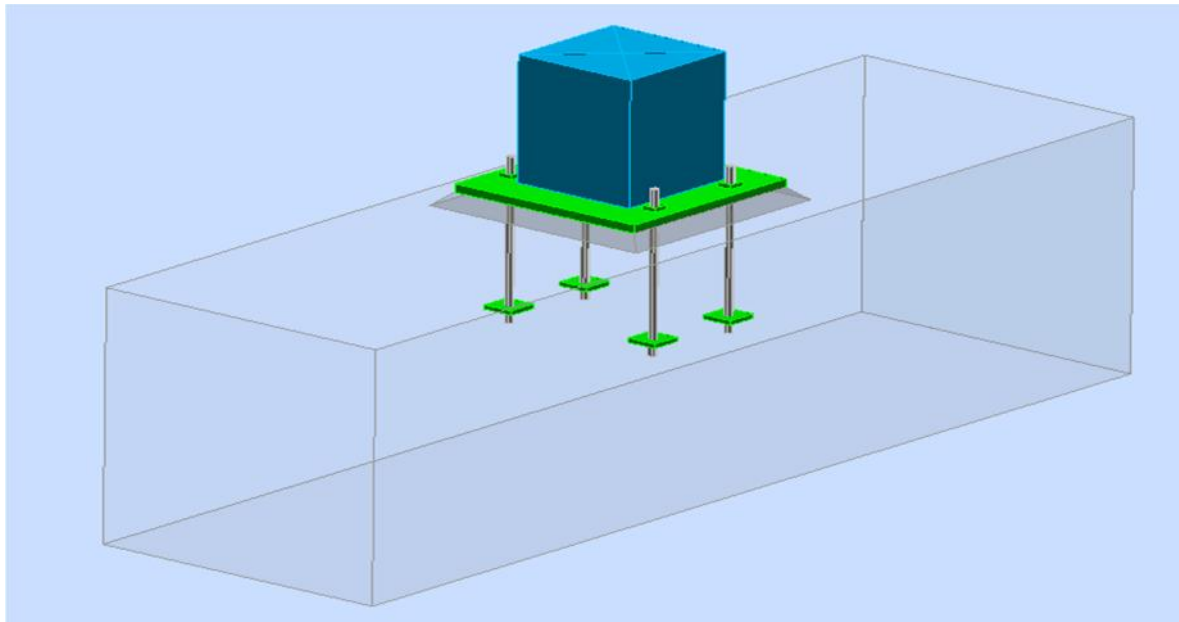
**4.2.3. Récapitulatif des résultats**

Dans ce qui suit, nous présenterons sous forme de tableau les résultats du dimensionnement ensuite on montrera les différentes figures correspondant à chaque cas.

**Tableau 4.1** Récapitulatif des résultats du dimensionnement

Désignation	Efforts(KN)	Tige d'ancrage	Plaque d'assise	Satisfaction vis-à-vis de la norme	Ratio en (%)
Cas 1 : Appuis sous voiles	( a ) N= -668,44 T= -130,56	04 boulons ordinaires de diamètre 16 mm et de Classe 6.8	Epaisseur 20mm; Acier E24 a=400mm,b=400mm	<b>OUI</b>	55
	( b ) N= 297,91 T= 181,40	08 boulons ordinaires de diamètre 20mm et de Classe 6.8	Epaisseur 20mm; Acier E24 a=400mm,b=400mm	<b>OUI</b>	<b>96</b>
Cas 2 : Appuis sous Poteaux	( a ) N= -567,89 T= -0,05	4 boulons ordinaires de diamètre 16 mm et de Classe 6.8	Epaisseur 20mm; Acier E24 a=400mm,b=400mm	<b>OUI</b>	44
	( b ) N= 118,30 T= 181,40	08 boulons ordinaires de diamètre 20mm et de Classe 6.8	Epaisseur 20mm; Acier E24 a=400mm,b=400mm	<b>OUI</b>	<b>74</b>

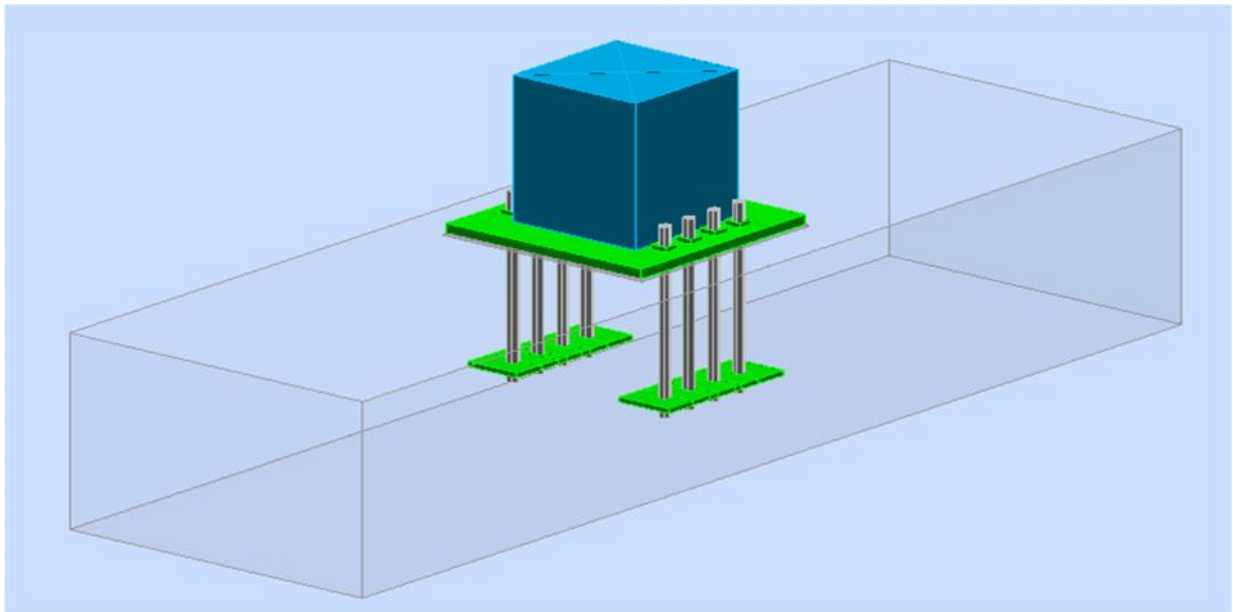
**Cas 1- a**



**Figure 4.2.** Ancrage dans la poutre pour l'effort de compression

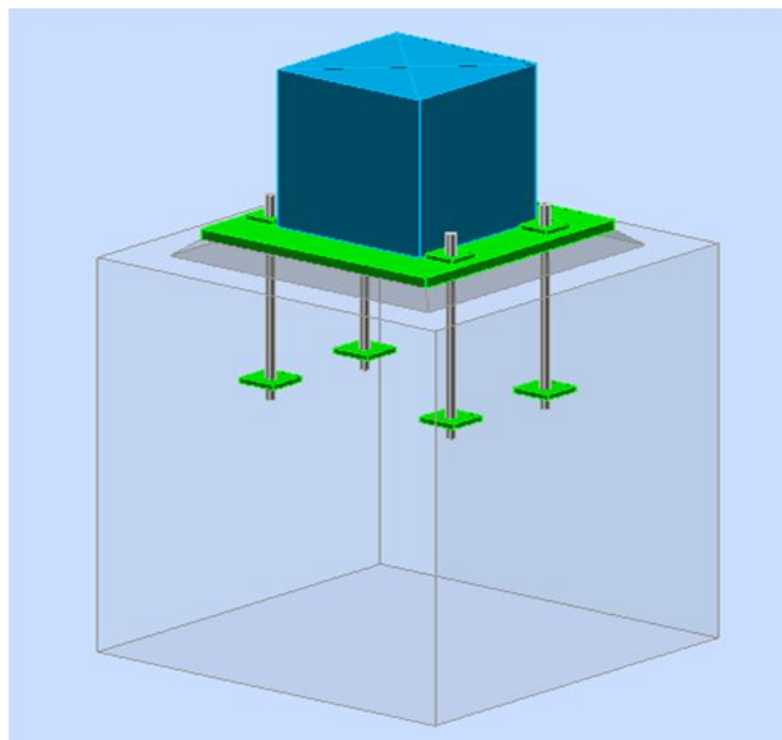


Cas 1- b



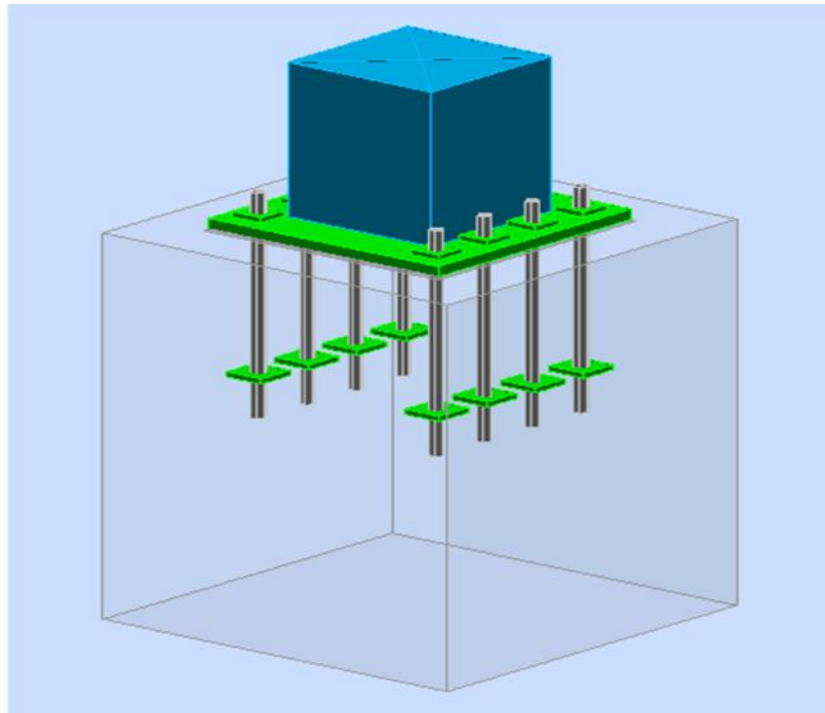
**Figure 4.3.** Ancrage dans la poutre pour l'effort de traction

Cas 2-a



**Figure 4.4.** Ancrage dans la poteau pour l'effort de compression

Cas 2-a



**Figure 4.5.** Ancrage dans le poteau pour l’effort de traction

**4.3. Interprétation des résultats**

On remarque qu’en cas d’un effort de traction, l’assemblage (boulon d’ancrage+plaque d’assise+le massif de béton) est très sollicité. La preuve en est que pour reprendre l’effort de traction et de cisaillement positif du cas 1),il a fallu disposer huit boulons d’ancrage de classe 6.8 et de diamètre 20mm(soit un ratio de 96%) alors qu’on a besoin que de deux boulons de classe 6.8 et de diamètre 16mm ( pour reprendre l’effort de compression et de cisaillement négatif (soit un ratio de 55%).Le même constat peut-être fait dans le cas 2)

Les résultats adoptés sont réunis dans ce tableau.

**Tableau 4.2.** Résultat adopté du dimensionnement

	Efforts en kN	Dim. Tige d’ancrage	Plaque d’assise
Cas 1 : Appui sous Voiles	N= 297,91	8 boulons ordinaires de diamètre 20mm et de Classe 6.8	Epaisseur 20mm; Acier E24 a=400mm,b=400mm
	T= 181,4		
Cas 2 : Appui sous Poteaux	N= 118,3	8 boulons ordinaires de diamètre 20mm et de Classe 6.8	Epaisseur 20mm; Acier E24 a=400mm,b=400mm
	T= 180,56		

Mais avant de confirmer ces choix, on propose d’effectuer quelques vérifications par le CCM

## 4.4 Calcul des forces de résistance des éléments d'ancrage

### 4.4.1. Boulons d'ancrage.

$$\text{Résistance en traction : } F_{t,Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{mb}}$$

$f_{ub}$  : Résistance du matériau du boulon à la traction

Classe 6.8  $\longrightarrow$   $f_{ub}=600$  MPa.

Diamètre de 20mm  $\longrightarrow$   $A_s = 245\text{mm}^2$

$\gamma_{Mb} = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel ( pour la traction)

$$\text{Finalement } F_{t,sd} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 245}{1,50} = 88,2 \text{ KN}$$

$$\text{Résistance en cisaillement : } F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}} \text{ pour la nuance 6.8}$$

Dans ce cas  $\gamma_{Mb} = 1,25$  (cisaillement et les autres cas)

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot 600 \cdot 245}{1,25} = 58,8 \text{ KN.}$$

### 4.4.2 Plaque d'assise

La résistance de calcul d'une section (section avec boulons ordinaires) à la traction est donnée

$$\text{selon la formule suivante : } N_{uRd} = \frac{0,9f_u A_{net}}{\gamma_{m2}}$$

$A_{net}$  : section nette de la plaque.

Dans les deux cas du tableau ci-dessus, les plaques d'assise ont les mêmes dimensions et les mêmes nombres de trous et de diamètre identique devant recevoir des boulons ordinaires, par conséquent, elles ont aussi les mêmes sections nettes  $A_{net}$  que l'on définit par :  $A_{net} = A_{brute} - A_{trous}$

$A_{brute}$  : section brute de la plaque.

$A_{trous}$  : section de l'ensemble des trous

4.4.3. Vérification des dimensions de la tige d'ancrage et de la plaque d'assise par le CCM 97.

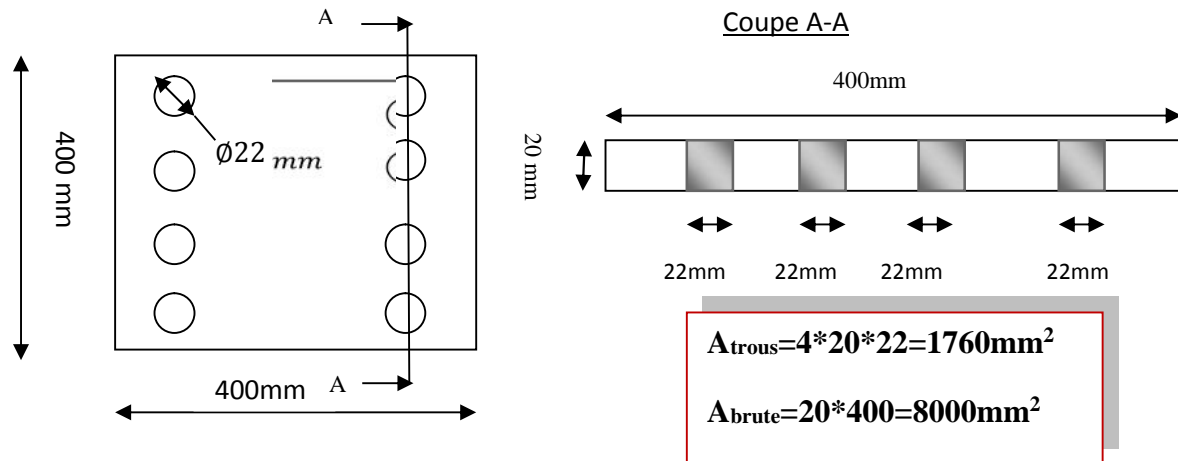


Figure 4.6 : Plaque d'ancrage

Donc,  $A_{net} = 8000 - 1760 = 6240 \text{ mm}^2$ .

La résistance ultime du matériau  $f_u = 340 \text{ MPa}$  pour la nuance S235.

Finalement,  $N_{uRd} = \frac{0,9 \cdot 6240 \cdot 340}{1,25} = 1527,552 \text{ KN}$ .

4.3.1 Vérifications.

Cas 1 : Appuis sous voiles

L'effort de traction appliqué  $N = 297,91 \text{ KN}$

L'effort tranchant appliqué  $T = 181,40 \text{ KN}$

L'effort de traction que reprend chaque boulon est  $F_{t, sd} = \frac{N}{8} = \frac{297,91}{8} = 37,24 \text{ kN}$

L'effort de cisaillement que reprend chaque boulon est  $F_{v, sd} = \frac{T}{8} = \frac{181,40}{8} = 22,67 \text{ kN}$

Les boulons étant soumis à l'action combinée Traction+cisaillement, alors la condition à assurer selon le CCM 97 est :

$$\frac{F_{v, sd}}{F_{v, Rd}} + \frac{F_{t, sd}}{1,4 \cdot F_{t, sd}} \leq 1.$$

$$\frac{22,67}{58,8} + \frac{37,24}{1,4 \cdot 88,2} = 0,69 < 1 \quad \text{Verifié}$$

Les caractéristiques de ce boulon d'ancrage conviennent pour reprendre les efforts qui lui sont appliqués.

**La plaque** est sollicitée par un effort de traction égale à :  $N_{sd}=297,91$  KN alors que sa résistance est évaluée à  $N_{tsd}=1527,552$  KN. On voit bien que  $N_{sd} < N_{tsd}$  soit un ratio de 19,5%.

La tige d'ancrage de  $\varnothing 20\text{mm}$  et la plaque d'assise de  $400*400*20$  sont capables de résister aux efforts verticaux (297,91KN) et horizontal (181,40KN) appliqués.

### **Cas 1 : Appuis poteaux**

L'effort de traction appliqué  $N=118,30$  KN

L'effort tranchant appliqué  $T=180,56$  KN

L'effort de traction que reprend chaque boulon est  $F_{t,sd} = \frac{N}{8} = \frac{118,30}{8} = 14,8$  kN

L'effort de cisaillement que reprend chaque boulon est  $F_{v,sd} = \frac{T}{8} = \frac{180,56}{8} = 22,57$  kN

**Les boulons** étant soumis à l'action combinée Traction+cisaillement, alors la condition à assurer selon le CCM 97 est :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4.F_{t,sd}} \leq 1.$$

$$\frac{22,57}{58,8} + \frac{14,8}{1,4.88,2} = 0,503 < 1 \quad \text{Verifié}$$

Les caractéristiques de ce boulon d'ancrage conviennent pour reprendre les efforts qui lui sont appliqués.

**La plaque** est sollicitée par un effort de traction égal à :  $N_{sd}=180,56$  KN alors que sa résistance est évaluée à  $N_{tsd}=1527,552$  KN. On voit bien que  $N_{sd} < N_{tsd}$  soit un ratio de 11,8%.

La tige d'ancrage de  $\varnothing 20\text{mm}$  et la plaque d'assise de  $400*400*20$  sont capables de résister aux efforts vertical (180,56KN) et horizontal (180,56KN) appliqués.

Dans ce qui suit on présentera quelques vérifications supplémentaires prenant en compte les armatures dans le massif de béton.

### **4.5. Vérification de massifs d'ancrage**

Les figures ci-dessous montrent les phénomènes de transmission des efforts dans le massif du béton. Certains d'entre eux sont pris en compte lors du dimensionnement par EN 1993-1 8:2005.[52]

Il s'agit des phénomènes comme les ruptures possibles par fendage, l'écrasement et l'éclatement du béton.

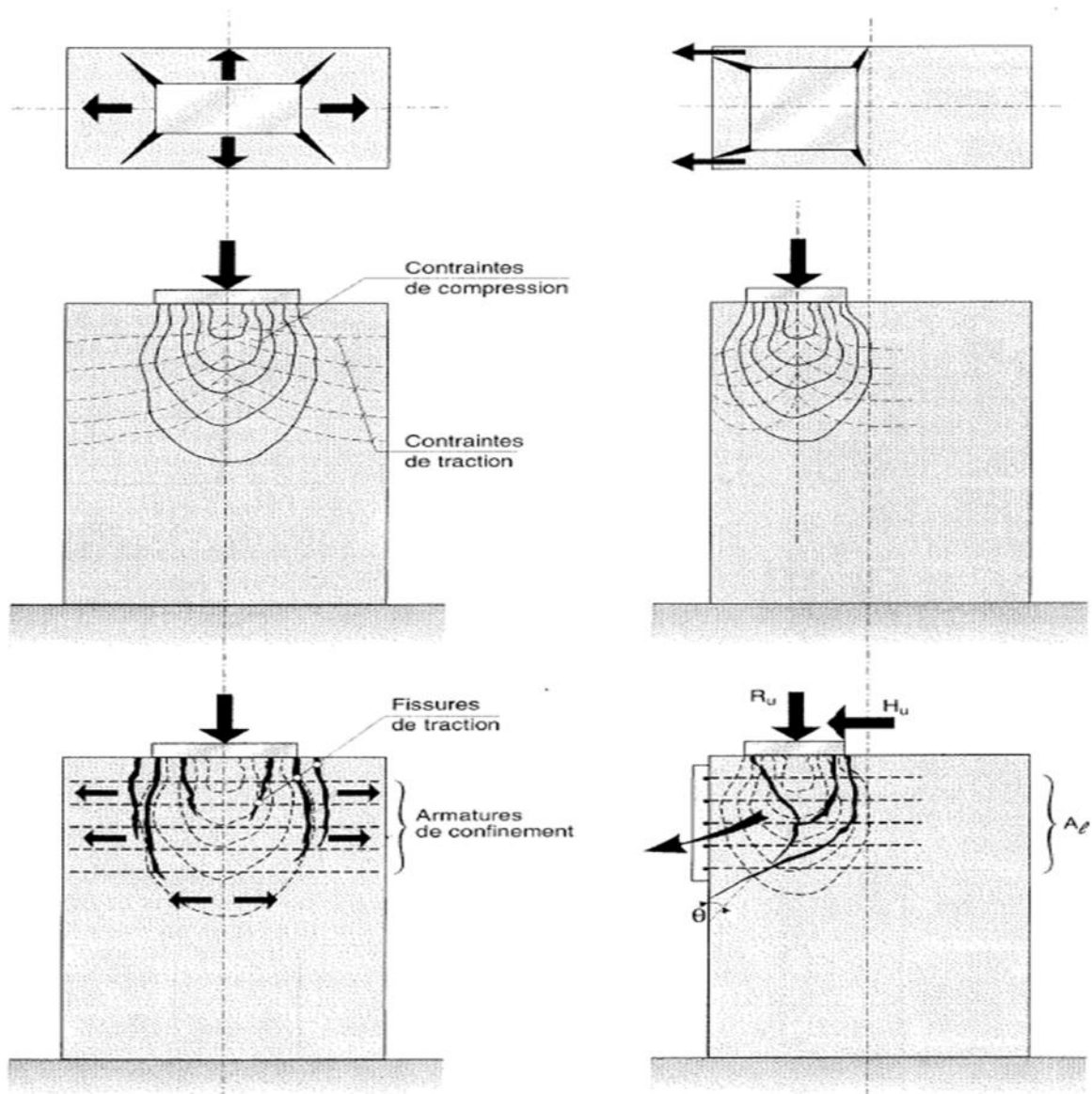


Figure 4.7 Etat de contraintes et ruptures possibles par éclatement

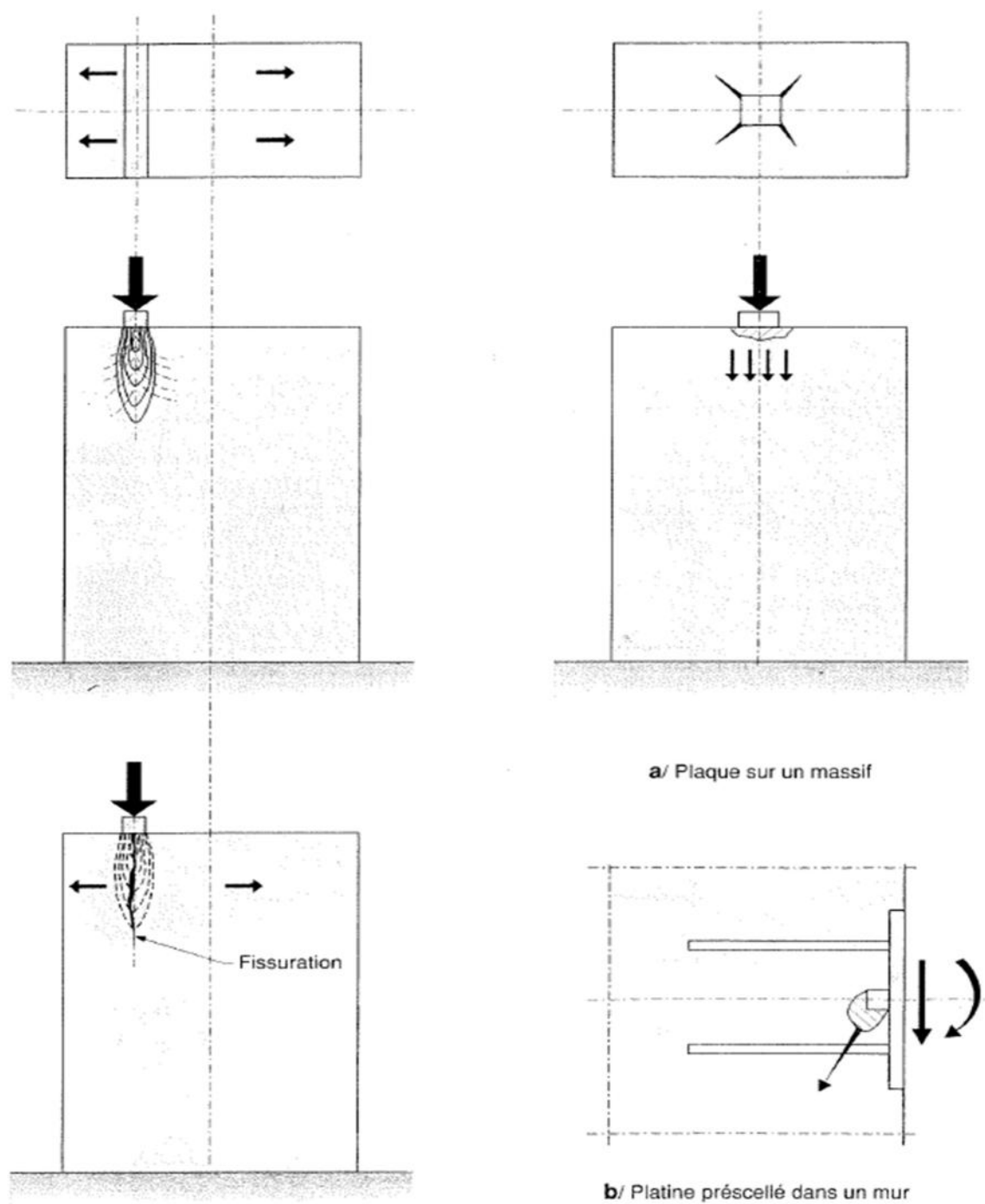
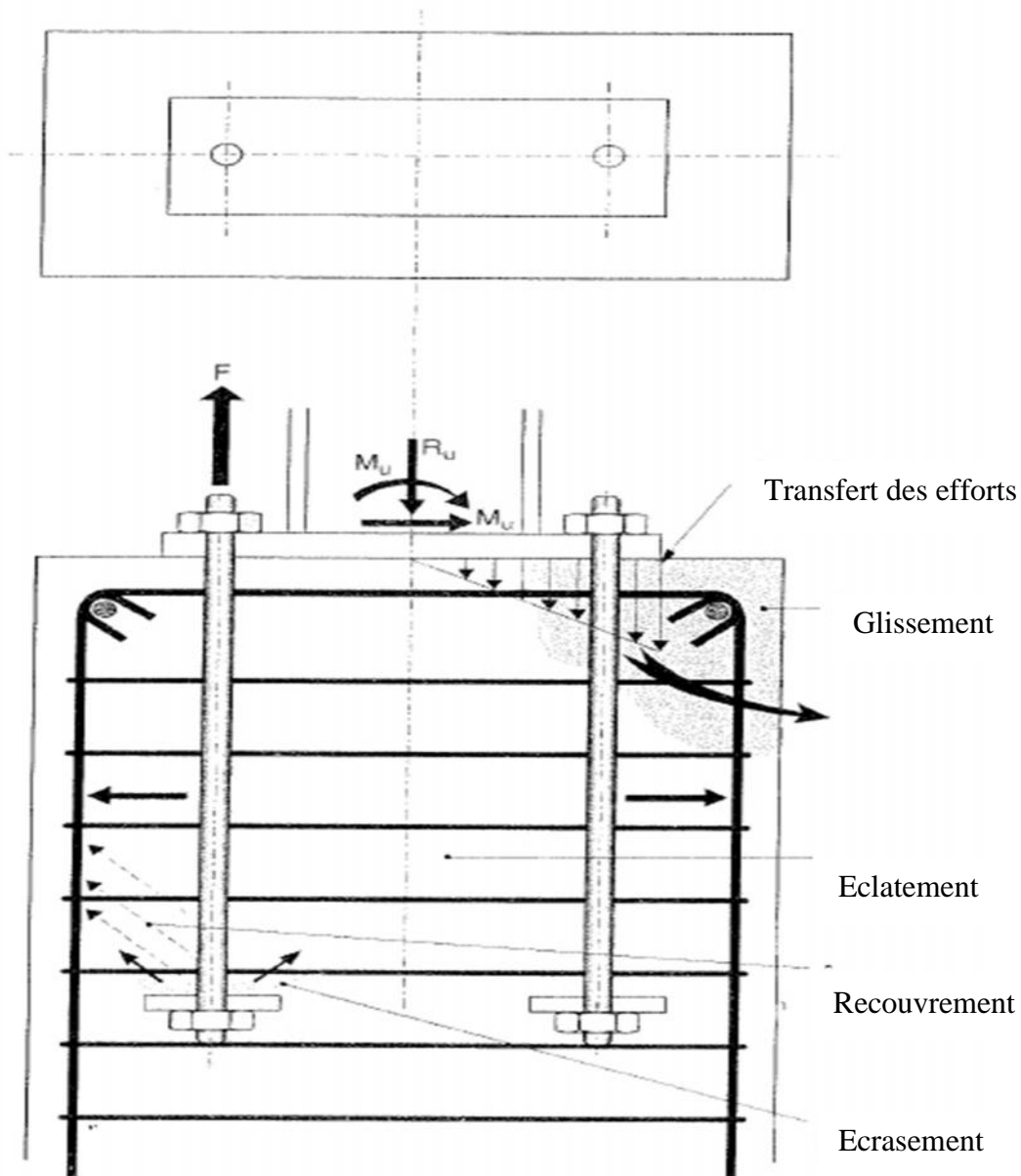


Figure 4.8 : Etat de contraintes et ruptures possibles par éclatement.



**Figure 4.9** .Ruptures possibles à la fois par glissement, écrasement et éclatement

On voit d'après la figure 1 qu'en présence d'une tige de scellement, plusieurs phénomènes interagissent. C'est pourquoi on est tenu d'assurer que ces phénomènes n'affectent pas la répartition des efforts dans le massif du béton.

Dans ce qui suit, on vérifiera que le glissement du coin et le transfert des efforts.



### 4.5.1 Glissement du coin.

Ce glissement est dû aux réactions des boulons d'ancrage comme indiqué sur la figure ci-dessous. [52]

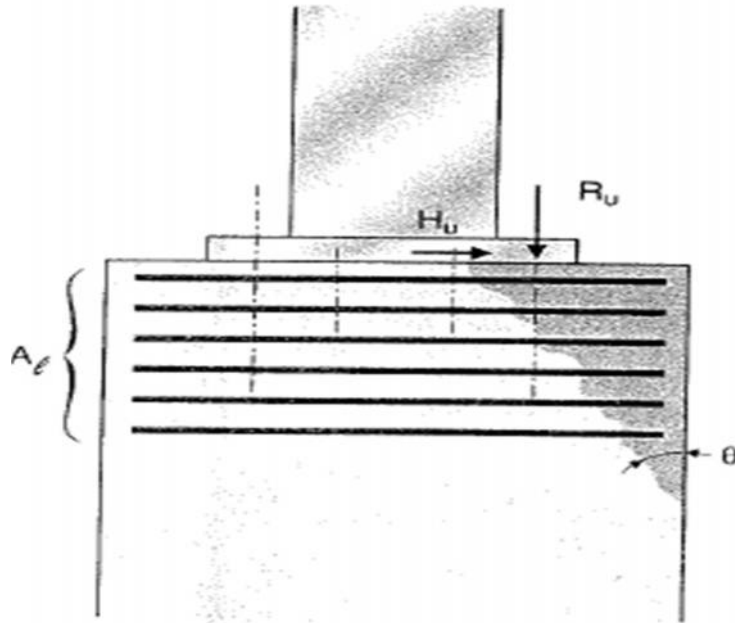


Figure :4.10 : glissement du coin

On doit vérifier que :  $\frac{A_l \cdot f_e}{\gamma_s} \geq \beta R_U + H_U$  où  $\beta = \frac{1,5 - \text{tg}\theta}{1 + 1,5 \text{tg}\theta}$  avec  $\theta = 30^\circ$  d'après BAEL 91.

$$\beta = \frac{1,5 - \text{tg}30^\circ}{1 + 1,5 \cdot \text{tg}30^\circ} = 0,495$$

$A_l$  : section des armatures transversales

$R_u$  : Réaction verticale de la réaction d'appui. Dans notre cas, elle représente l'effort que reprend chaque boulon d'ancrage.  $R_u = F_{t, sd}$ .

$H_u$  : Réaction horizontale de la réaction d'appui. Elle représente l'effort de cisaillement que reprend chaque boulon.  $H_u = F_{v, sd}$ .

- Appui sous poteaux :  $R_u = 14,8 \text{ KN}$  ;  $H_u = 22,57 \text{ KN}$ .

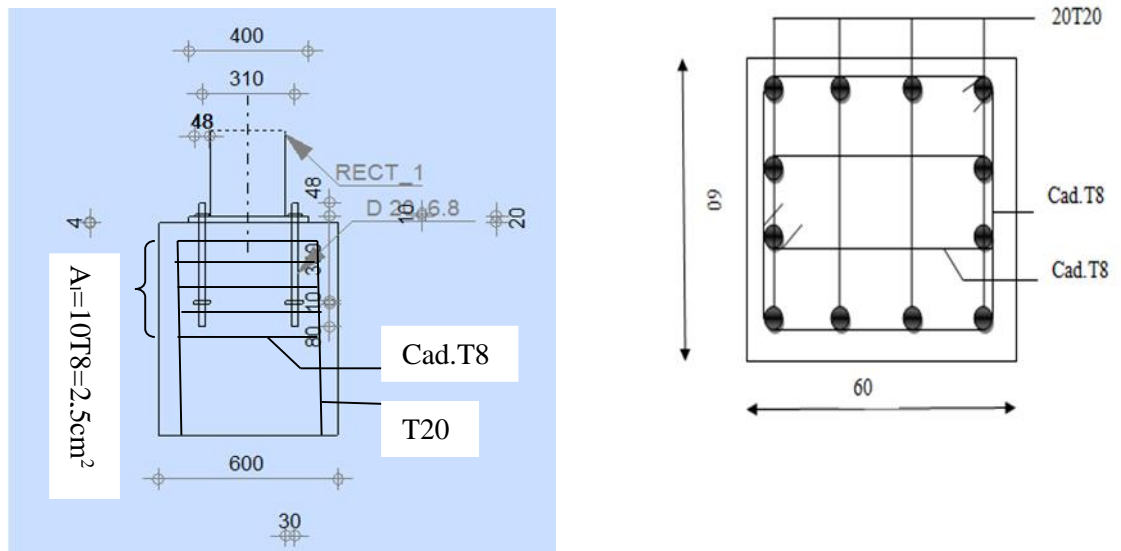


Figure 4.11. Anchrage de la tige dans le poteau.

Finalemment on vérifie que :

$$\frac{A_l \cdot f_e}{\gamma_s} \geq \beta R_U + H_U$$

$$\frac{A_l \cdot f_e}{\gamma_s} = \frac{500 \cdot 235}{1,15} = 102,173 \text{ KN}$$

$$\beta R_U + H_U = 0,495 \cdot 14,8 + 22,57 = 29,89 \text{ KN}$$

Il n'y a pas risque de glissement de coin car,  $102,173 \text{ KN} > 29,89 \text{ KN}$  soit un ratio de 29,25%.

Remarque : Pour le cas des appuis élastomères sous voiles, il n'est pas nécessaire de vérifier le glissement du coin car dans ce cas, les tiges sont ancrées directement dans la partie intermédiaire d'une poutre (sachant que les appuis sont sur des poutres), pas à l'extrémité de cette dernière pour engendrer le glissement du coin. Sachant que les appuis sont sur des poutres.

#### 4.5.2 Transmission des efforts

Les tiges d'ancrage doivent être ancrées dans le massif de béton soit par un crochet, par une plaque de type <rondelle> ou par toutes autres pièces noyées dans le béton et assurant une répartition adéquate des efforts. La force F de traction appliquée aux tiges d'ancrages induits des bielles comprimées à 45° dans le béton qui sollicitent les armatures transversales. La force se répartit entre les armatures verticales (longitudinales) situées sur les deux faces au prorata des distances. [52]

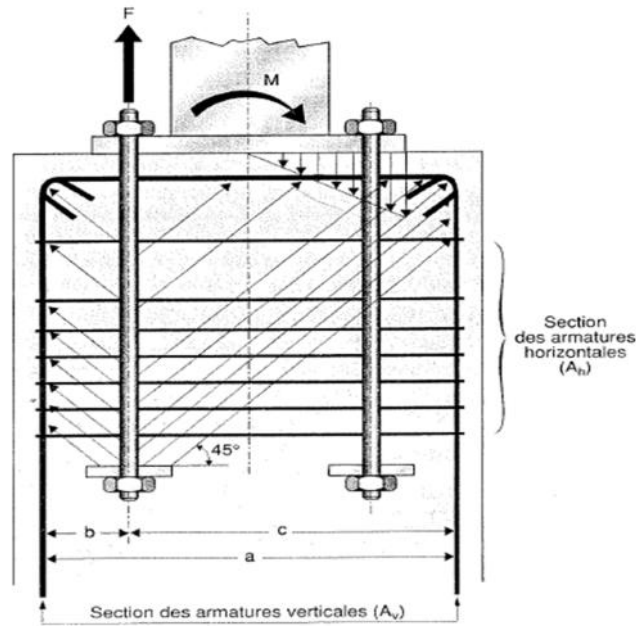


Figure 4.12. Transmission des efforts

La condition à satisfaire pour assurer une transmission adéquate des efforts dans le massif du béton est :  $F \cdot \frac{c}{a} \leq A_v \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}$  où F, c, a et  $A_v$  sont comme définis dans la figure ci-dessus.

Dans notre cas F représente l'effort de traction que reprend chaque boulon d'ancrage :  $F = F_{t,sd}$ .

4.5.1.a. Appuis sous poteaux :  $F = F_{v,sd} = 14,78 \text{KN}$ .

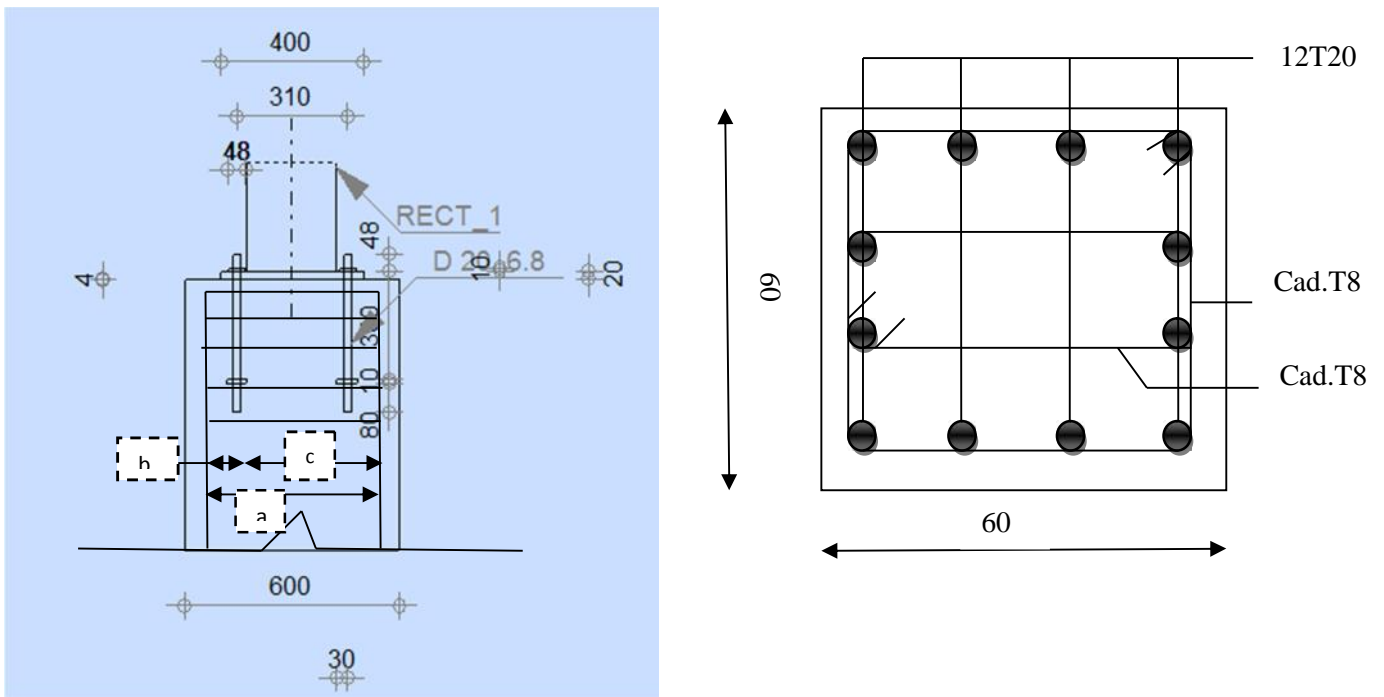


Figure 4.13 : Ancrage de la tige dans le poteau.

Détermination des valeurs a, b et c.

L'enrobage étant de :  $e=2,5\text{cm}$ .

L'entraxe de tige est : 310.

$a=600-2.e-\phi=600-2.25-20=530\text{mm}$ .

$b=(a-310)/2=(530-310)/2=110\text{mm}$ .

$c=a-b=530-110=420\text{mm}$ .

Av étant la section des armatures verticales (armatures longitudinales), voir la **figure 4.12**.  $A_v=12T20=12*3,14=37,68\text{ cm}^2$

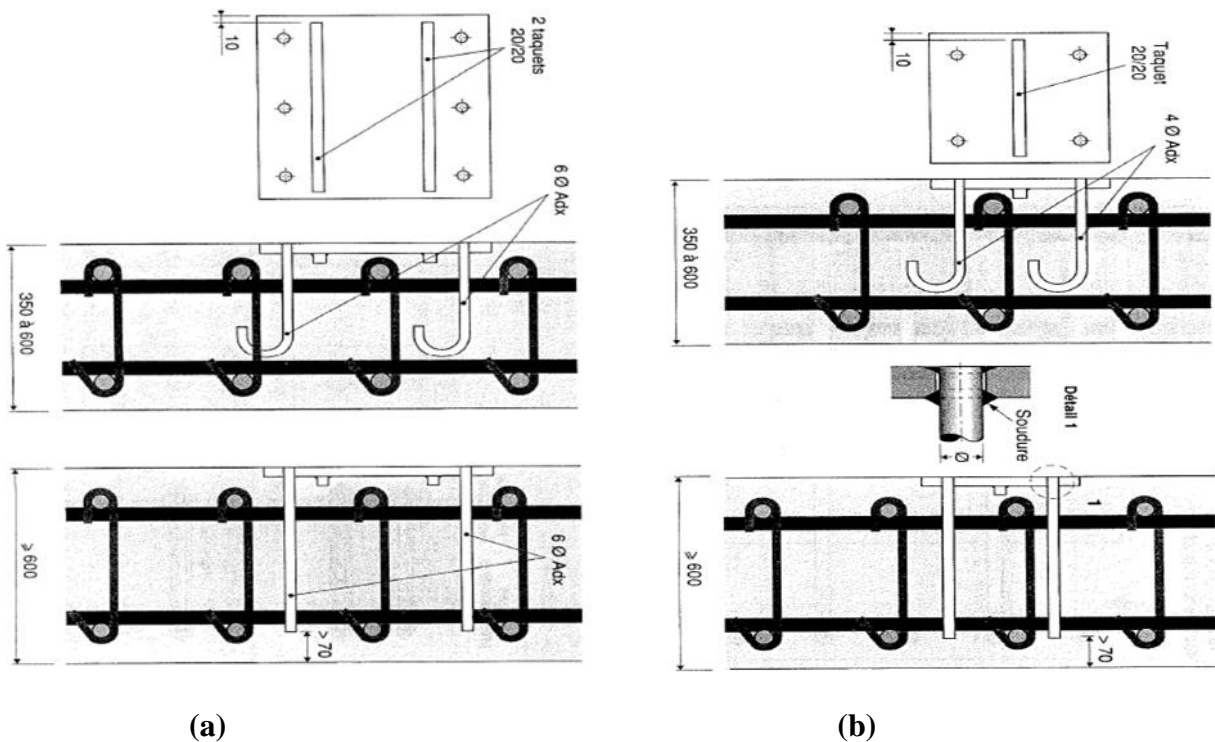
On calcule le premier membre  $F \cdot \frac{c}{a} = 14,79 \cdot \frac{420}{530} = 11,72\text{ KN}$  } :  $11,72\text{kN} \leq 1311,24\text{kN}$ .

Le deuxième membre :  $A_v \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = 3768 \cdot \frac{400}{1,15} = 1311,26\text{ KN}$ .

La condition est vérifiée avec un ratio de 0,8%, ce qui permet de conclure que la transmission se fera à 99,2% sans difficulté.

**4.5.2.b. Appuis sous voile :  $F = V_{sd}=37,23\text{KN}$**

L'ancrage des tiges dans un mur, une dalle ou une poutre n'est pas le même que celui des poteaux. Les dispositions possibles sont présentées ci-dessous.[52]



**Figure 4.14 Possibilité d'ancrage dans les murs (épaisseur=350 à 400mm et  $e \geq 600\text{mm}$ )**

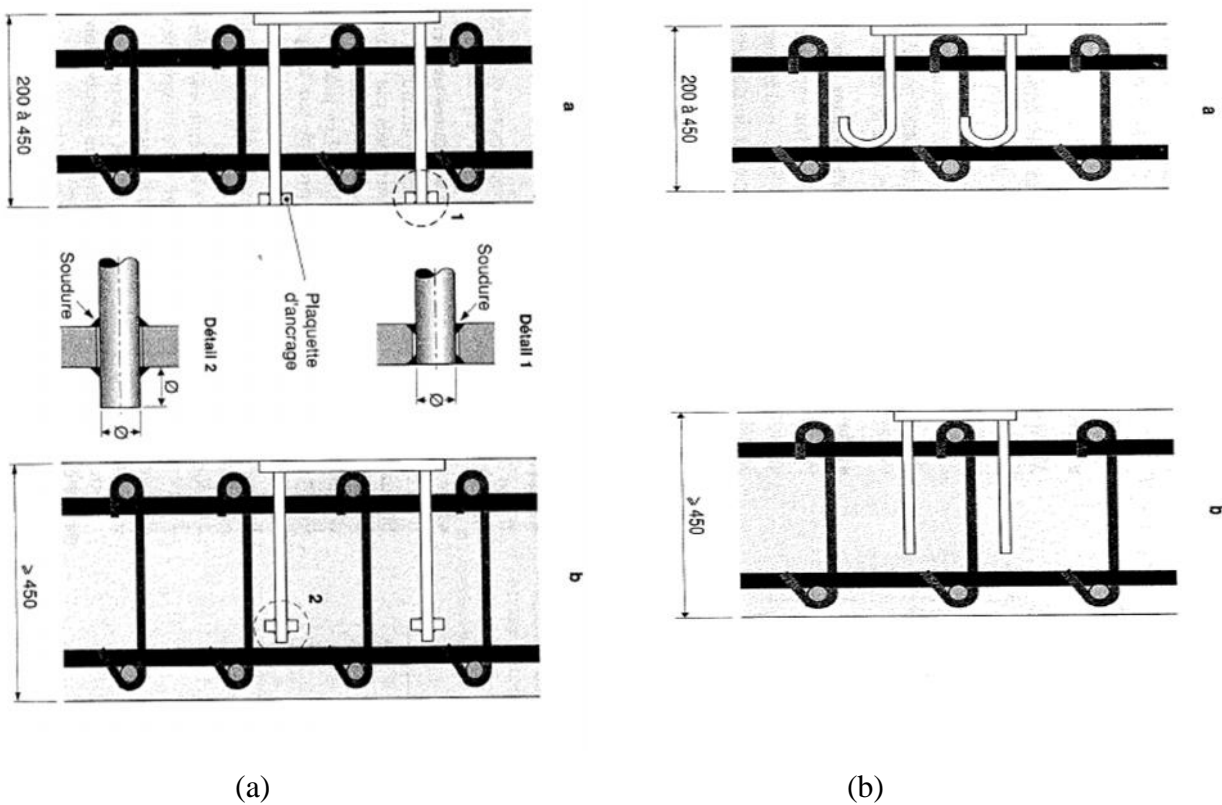


Figure 4.15 Possibilité d’ancrage dans les murs (épaisseur=200 à 450mm et e 450mm)

Dans notre cas, il s’agit d’ancrer les tiges dans une poutre. La poutre sur laquelle est posé l’élastomère est celle du plancher haut du 21ème étage. Sa section transversale est de 60\*70cm.

On présente son ferrailage avec disposition de la tige d’ancrage.

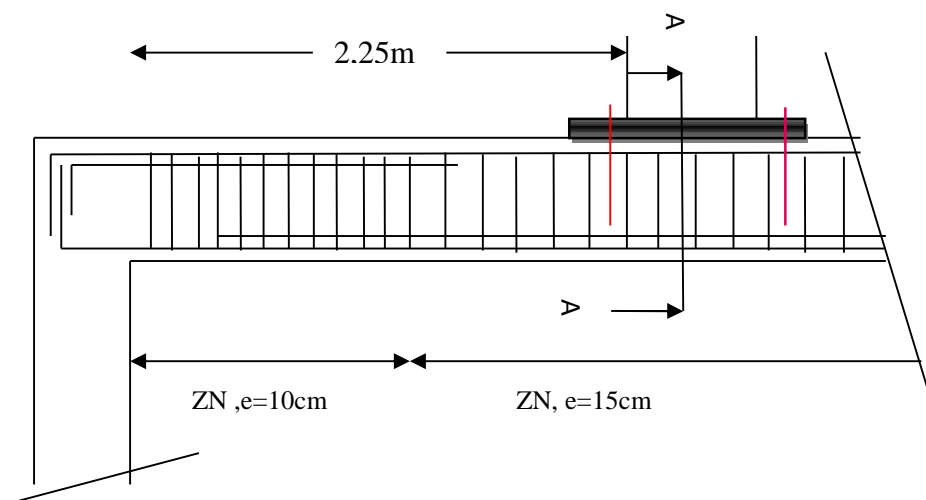
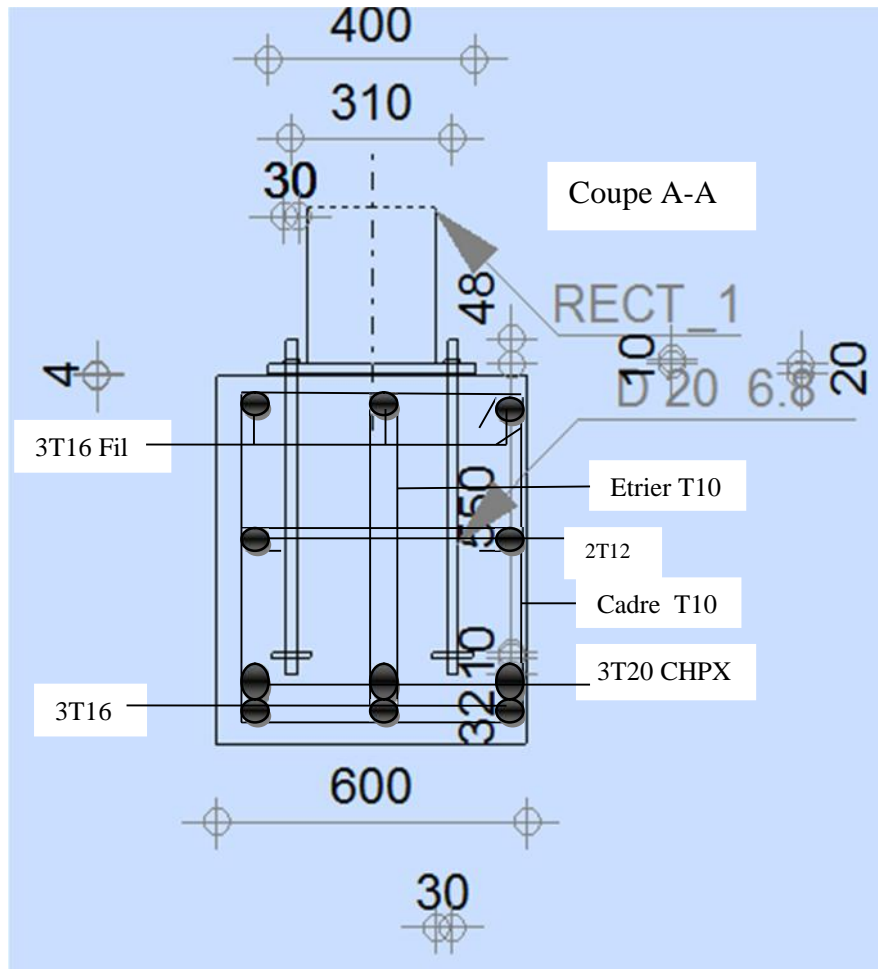


Figure 4.16. Vue sur ancrage dans la poutre



**Figure 4.17** Coupe sur poutre montrant la disposition des dispositifs d'ancrage.

On suppose dans ce cas que les bielles comprimées qu'engendrent la force sont réparties uniquement entre les armatures transversales.  $A_v = \text{cadre T10} + 2 \cdot \text{étriers T10} = 3T10 = 2,34 \text{ cm}^2$ .

De la même manière, on détermine les constantes a, b, c.

L'enrobage étant de :  $e = 2,5 \text{ cm}$ .

L'entraxe de tige est : 310.

$a = 600 - 2 \cdot e - \phi = 600 - 2 \cdot 25 - 10 = 540 \text{ mm}$ .

$b = (a - 310) / 2 = (540 - 310) / 2 = 115 \text{ mm}$ .

$c = a - b = 540 - 115 = 425 \text{ mm}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{On calcule le premier membre } F \cdot \frac{c}{a} = 14,79 \cdot \frac{425}{540} = 29,23 \text{ KN} \\ \text{Le deuxième membre : } A_v \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = 234 \cdot \frac{400}{1,15} = 81,39 \text{ KN} \end{array} \right\} : 29,23 \leq 181,39 \text{ kN.}$$

La condition est vérifiée avec un ratio de 35,91%, ce qui permet de conclure que la transmission se fera à 64,08% sans difficulté.

Jusqu'à présent, tout le travail qu'on a fait ne concerne que les dispositifs d'ancrage de la partie inférieure de l'appareil d'appui. Ce qui représente la liaison des appuis en élastomère fretté avec les éléments de la structure principale.

Pour permettre au système TMD de jouer son rôle de dissipateur passif d'énergie, les mêmes éléments d'ancrage doivent être utilisés pour la partie supérieure de l'appui en élastomère sachant que la base supérieure et inférieure de l'appareil d'appui en élastomère sont sollicitées par les mêmes efforts.

Toutes les vérifications effectuées pour l'ancrage de la partie inférieure sont aussi valables pour la partie supérieure.

**4.6. Conclusion**

Ce chapitre qui implique le dimensionnement des dispositifs d'ancrage (platine+tige d'ancrage) a permis de constater que les tiges d'ancrage ne participent pas à la résistance en cas des efforts de compression, seules les platines participent en répartissant les efforts dans le massif. Par contre, en présence d'effort de traction ces tiges contribuent à la résistance de l'assemblage. Son ancrage permet de répartir les charges aussi loin que possible de la surface de contact (platine+massif). Dans tous les cas, les platines participent à la résistance en répartissant les efforts dans le massif du béton.

Les dimensions de la platine dépendent, hors mis les efforts extérieurs, des dimensions en plan du massif de béton. Par contre les longueurs des tiges d'ancrage dépendent de la profondeur du massif de béton.

Ces dispositifs sont fixé aux appuis élastomère dans leurs bases inférieures (liaison avec la tour) et supérieures (liaison avec la masse du TMD).

L'appui élastomère constitue l'une des parties intégrantes pour le modèle du système TMD étudié dans ce projet. Sa liaison avec les autres éléments de la structure est encore plus importante.



# **CONCLUSION GENERALE**

L'objectif de ce travail est de mettre en évidence le potentiel et l'efficacité d'un système TMD en étages et la faisabilité en pratique de ce système. Dans cet optique, l'étude a été structurée en plusieurs parties dont :

La première partie s'est focalisée sur les généralités des systèmes TMDs et la définition des systèmes TMDs passifs et leur conception. Dans la continuité d'un travail antérieur, la performance dynamique de la structure principale d'une tour en 23 étages a été reprise et le choix du système TMD optimal a été déterminé

La partie principale de ce travail consiste à concevoir et dimensionner les appareils d'appui en élastomère qui servent de supports pour le TMD constitué en deux étages. En guise de vérification finale, la structure (tour) et le système TMD avec les caractéristiques des supports en élastomère ont fait l'objet d'une analyse dynamique temporelle.

Enfin, la dernière partie est consacrée à l'étude détaillée des ancrages des appuis élastomères aux éléments de la structure (les poutres, poteaux, voiles).

Aux termes de cette étude, il découle les conclusions suivantes: Le présent modèle du TMD est efficace dans la réduction des déplacements soit 52,75% pour un rapport de masse de 4,37% et peut-être utilisée comme un système de contrôle (passif) dans les structures soumises aux actions sismiques.

Le pourcentage de réduction dépend du rapport de masse  $\mu$ . Un TMD lourd est plus efficace qu'un TMD moins lourd, c'est-à-dire plus le rapport( $\mu$ ) de masse est important plus le TMD joue efficacement son rôle d'amortisseur de vibration. Mais au delà de certaines valeurs du rapport  $\mu$ , le TMD devient inefficace, très généralement une augmentation de la réponse de la structure principale est constatée.

L'utilisation d'un TMD amorti peut-être efficace lorsque sa valeur d'amortissement est obtenue en accordant les deux fréquences.

Les appuis élastomères doivent être suffisamment souples pour augmenter la période propre du TMD jusqu'à l'approcher de la période fondamentale de la structure principale. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'appui élastomère. Dès lors, l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) dont l'objectif de contrôler les déplacements, un compromis satisfaisant sera réalisé entre la réduction du déplacement (dans la tour) et l'accroissement du déplacement (dans le TMD).

L'ancrage des appuis élastomères est assuré au moyen des dispositifs d'ancrage (plaque d'acier et les tiges d'ancrage) utilisés en charpente métallique.

## **Perspectives**

Il serait très intéressant de mener une étude expérimentale sur une table vibrante d'une structure à échelle réduite équipée du même type de TMD utilisé dans ce projet afin de corroborer les résultats numériques.

Elaborer un petit programme de dimensionnement (vérification incluse) des appuis élastomères à travers l'EXCEL afin de diminuer le temps d'études et d'éviter un volume de calcul important.

# Bibliographie

- [1]. vibration protection for structures, buildings, machinery and other equipment with tuned mass damper''gerb schwingungsisolierungen, gmbh & co.kg, 2007.
- [2]. Othman Ben Mekki, « Amortissement Semi-Actif des structures flexibles », thèse pour le diplôme de docteur de l'école nationale des ponts et chaussées, l'università degli studi roma "tor vergata", mai 2007
- [3].Min Ho Chey, Passive and Semi-active Tuned Mass Damper Buildings Systems'', University of canterbury, Christchurch, new zealand, 2007.
- [4] Mir M.Ali and Kyoung Sun Moon, ''Structural Developments In Tall Building : trends and future propects''university of sydney, architectural science review volume 50.3,pp 205-223,2007.
- [5] Nilson P.A. et Elliot S.J. Active control of sound. Acedemic Press, 1992.
- [6]. Sadek F. et Mohraz B. Semi-active control algorithms for structures with variable dampers. Journal of Engineering Mechanics, 124(92):981–990, September 1998.
- [7]. Soong T.T. et Dargush G.F. Passive energy dissipation systems in structural enginnering. Wiley Sons, 1997.
- [8]. Allen, Clark, D. E., "Building Vibrations from Human Activities," Concrete International: Design and Construction, American Concrete Institute, 12:No.6 (1988) pp. 66–73.
- [9]. Kwok K.C.S(1995) Performance of tuned mass dampers Under Wind loads Engineering Structures, Vol. 17, No. 9, pp. 655~67.
- [10]. Blekherman A.N(1996) Mit igtat ion of response of high-rise structural systems by Means of optimal tuned mass damper, Eleventh world conference on Earthquake Engineering paper no-89.Easter Division.New York.
- [11]. A.N.BLECKHERMAN, Means of optimal tuned mass damper (copyright 1996), Eleventh world conference on Earthquake Engineering paper no-89.Easter Division.New York.
- [12].Wakabayashi,T.Shimazu,T. and Araki, H(Aug.1996) Overall Survey of recent control system intalled in buildings.Part 1.Passive and acitive mass damper.Summaries of Technical Papers. of Annual Meeting. AIJ.pp 829-830
- [13]. Installed in buildings. Eleventh world conference on Earthquake Engineering, Paperno.809.T.Shumazou and H.Araki,faaculty of engineering,Hiroshima University,1996.

- [14] Seyed Mahdi Zahrai and Amin Ghannadi Asl, Effectiveness of tuned mass dampers in mitigating seismic vibration of multi-story buildings, School of Civil Engineering the University of Téhéran, Iran. 7th international congress on civil engineering, 2006
- [15]. A.C. Malatesta, C. Chen. (August, 2008) "hazardous vibration mitigation of structure using magneto-rheological tuned mass damper" Journal of Earthquake California State University, Chico. (August, 2008)
- [16]. Babak Kamrani-Moghaddam Mohammad Rahimian and Amir K. Ghorbani-Tanha, "performance of tuned mass damper for response reduction of structures Under near-field and far-field seismic excitations" 4th international conference earthquake engineering Taipei, Taiwan, paper no. 112, October 12-13, 2006.
- [17]. Sadek Fahim, Mohraz Bijan (1997) A method of estimating the parameters of Tuned mass dampers for seismic applications. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 26 pp 617-635.
- [18]. P. Huang, P. Reinhall, I. Shen, J. Yellin (2001), Thickness deformation of constrained layer damping—an experimental evaluation, American Society of Mechanical Engineers Journal of Vibration and Acoustics: 123 pp 213–223.
- [19]. Chen Genda, Wu Jingning (2001) Optimal placement of multiple tuned mass dampers for seismic structures Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 9. 61
- [20]. Li Hua-Jun, Hu Sau-Lon James (2002) Tuned Mass Damper Design for Optimally Minimizing Fatigue Damage Journal of Engineering Mechanics, Vol. 128, No. 6.
- [21]. R Yang, X Zhou, X Liu Seismic structural control using semi active. - Earthquake Engineering and Engineering Vibration 1(1), 111-118. [ascelibrary.org](http://ascelibrary.org)..., 2002 – Springer Link.
- [22]. A Kareem, S Kline. tuned mass dampers - Journal of Structural Engineering, 1995 pp. [348-361](http://ascelibrary.org) - [ascelibrary.org](http://ascelibrary.org)
- [23]. Li, C. (2003). Multiple active-passive tuned mass dampers for structures under the ground acceleration. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 32(6), pp 949–964.
- [24]. Chouh Nawawi (2004) Behaviour of soil-structure system with tuned mass Dampers [iitk.ac.in](http://iitk.ac.in). 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 1353
- [25]. R Mishra - 2011 During near-source earthquakes. Thirteenth world conference on Earthquake Engineering paper no. 1353. - [ethesis.nitrkl.ac.in](http://ethesis.nitrkl.ac.in)
- [26]. Ghosh A, Basu B (2004) Effect of soil interaction on the performance of tuned mass dampers for Seismic applications. Journal of Sound and Vibration 274 pp 1079–1090.

- [27]. Lee Chien-Liang, ChenYung-Tsang(2006) Optimal design theories and applications of tuned mass dampers. *Engineering Structures* 28 pp 43–53
- [28]. Saidi I, Mohammed A.D(2007) Optimum design for passive tuned mass dampers using viscoelastic materials Australian Earthquake Engineering Society Conference.
- [29]. Felix Weber, Glauco Feltrin, and Olaf Huth, "guidelines for structural control", swiss federal laboratores for materiales testing and research dubendorf, switzerland, 2006.
- [30]. Wong K.K.F(2008) Seismic Energy Dissipation of Inelastic Structures with Tuned Mass Dampers. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 134, No. 2.
- [31]. Alexander Nicholas A, Schilder Frank(2009) Exploring the performance of anonlinear tuned mass damper *Journal of Sound and Vibration* 319 pp 445–462.
- [32]. Bitaraf Maryam, Ozbulut Osman E, Hurlebaus Stefan(2010) Application of Semi active control stratégies for Seismic protection of buildings with MR Dampers *Engineering Structures*. Volume 32, Issue 10, Pages 2995-3432.
- [33]. Lin Chi-Chang, Lu Lyan-Ywan, Lin Ging-Long(2010) Vibration control of Seismic. vol. 32, no10, pp. 3404-3417.
- [34]. GL Lin, CC Lin, JF Wang. Protection of Seismic Structures using semi-active friction multiple tuned mass dampers, *Engineering Structure* 62. *Journal of structural engineering*, 2003.
- [35]. Chien-Liang et al. Effectiveness of Tuned-Mass Control System using Shaking Table Experiments,"4World Conference on Structural Control and Monitoring, San Diego, 2006.
- [36]. Zahrai, S.M. et Ghannadi-Asl, A. Seismic response reduction of tall buildings using tuned mass dampers", 7th International Conference on Multi-Purpose High-Rise Towers and Tall Buildings, Dubai, UAE (2005).
- [37]. Tsai, H.C. et Lin, G.C. Optimum tuned mass dampers for minimizing steady-state response of support excited and damped systems", *Earthq. Engng Struct. Dynam.*, 22, pp 957-973 (1993).
- [38]. Zahrai, S.M. and Ghannadi-Asl, A. Seismic response reduction of tall buildings using tuned mass dampers", 7th International Conference on Multi-Purpose High-Rise Towers and Tall Buildings, Dubai, UAE (2005).
- [39]. Setra Juillet 2007, service d'Etudes technique des routes et des autoroutes « Guide technique » Appareils d'appui en élastomère fretté. Utilisation sur les ponts, viaducs et structure similaires. Rapport SETRA.
- [40] Toni Liedes, Thesis :Improving the performance of the semi-active tuned Mass Damper''faculty of technology, department of mechanical engineering, university of Oulu, 29 may 2009.

- [41] Tracy Kjewski and Ahsan Kareem(2002),estimation and modeling of damping and engineering auxillary damping systems in civil engineering structures :an overview'',nathaz(Natural Hazards) modeling laboratory university of Notre Dame.
- [42] K.Maebayashi,kShiba,Mita et Inada''hybrid mass damper system for response control of building'',shimizu corporation,Tokyo,Japan,earthquake engineering,tenth world conference,1992 balkema,rotterdam.isbn9054100505.
- [43] Chapter 4 « Tuned Mass Damper Systems »,conch04v2. [www.joostdevree.nl](http://www.joostdevree.nl).(consulté le 28 avril 2014).
- [44]. Environnement des appareils d'appui en élastomère fretté. Recueil des règles de l'art. Sétra /LCPC 10/1978. Réf. F 7810.
- [45]. Mémento pour la mise en œuvre sur ouvrages d'art – MEMOAR – Collection de fiches techniques. Fiche n° VIII-1"Appareils d'appui en élastomère fretté. Révision 2009
- [46]. Appareils d'appui en caoutchouc – Documents scientifiques et techniques. AFPC, juillet 1994.
- [47]. ITSEOA : deuxième partie - Fascicule 13 "Appareils d'appui" - Guide technique. Sétra, 2003, 67 p. (référence Sétra F0230) ;
- [48] Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec : Mise au point Par : Lotfi Guizani 2005, Ing., Ph.D. ALG Groupe Conseil Inc: Rapport sommaire préliminaire sur l'isolation sismique du pont (Madrid) A20E (N/D : Z-0505), Rapport interne, ALG Groupe Conseil Inc., août 2005.
- [49]. Note d'information technique n° 27 sur l'application nationale de la norme NF EN 1337 (appareils d'appui structuraux). Sétra. Décembre 2006.
- [50] Les appuis pour le BTP (bâtiments et travaux publics) : quality CR - ASQPE 1683 / EN 1337-3, SNAC.(mai 2014).
- [51] Appuis élastomères en LASTO BLOCK, Mageba. [www.mageba.ch](http://www.mageba.ch).(consulté le 9 octobre 2013).
- [52].Mémento Tech. Formulaire du béton armé,(1997) règle BAEL 91, Eurocode 2, PS 92.VICTOR DAVIDOVICI.
- [53] Norme Européenne, ENV-1998.

## ANNEXE A

A-1. Liste de quelques structures équipées des TMDs à travers le monde.

<b>Applications à travers le monde des TMDs</b>				
<b>Noms et types de structures</b>	<b>Ville/Pays</b>	<b>Types et nombre d'amortisseur utilisés</b>	<b>Date d'installation (approximative.)</b>	<b>Autres information (fréquences naturelles, Masse d'amortisseur effective etc.)</b>
<b>Amortisseur à Masse Accordée passif(PTMD)</b>				
<b>CN TowerTV antenna</b> (553m)	Toronto, Canada	PTMD	1973	-
<b>John Hancock Building</b> (244m)	Boston, USA	PTMD (2)	1977	0.14 Hz 2 x 300t avec TMD: 4%
<b>City Corp Center</b> (high-rise building) (278m)	New York, USA	PTMD	1978	0.16Hz 370t:  avec TMD~4%
<b>Sydney Tower</b> (305 m)	Sydney, Australia	PTMD (pendulaire)	1980	0.10, 0.50 Hz 220 t
<b>Al Khobar</b> 2 chimnies (120 m)	Saudi Arabia	PTMD	1982	0.44 Hz 7t
<b>Ruwais Utilities</b> chimney	Abu Dhabi	PTMD	1982	0.49 Hz 10t
<b>Deutsche Bundespost</b> cooling tower (278 m)	Nornberg, Germany	PTMD	1982	0.67 Hz 1.5t



<b>Yanbu Cement Plant</b> chimney (81 m)	Saudi Arabia	PTMD	1984	0.49 Hz 10t
<b>Hydro-Quebec wind generator</b>	Canada	PTMD	1985	0.7-1.2 Hz 18t
<b>Chiba Port Tower</b> (125m)	Chiba, Japan	2 PTMD	1986	0.43-0.44 Hz 10, 15t
<b>Pylon, Aratsu Bridge</b> (cable-stayed)	Japan	PTMD	1987	-
<b>Pylon, Yokohama Bay Bridge</b> (cable-stayed)	Yokohama, Japan	PTMD	1988	-
<b>Bin Quasim Thermal Power Station</b> (70 m)	Pakistan	PTMD	1988	0.99 Hz 4.5 t
<b>Tiwest Rutile Plant</b> chimney (43 m )	Australia	PTMD	1989	0.92 Hz 0.5t
<b>Fukuoka Tower</b> (151 m)	Fukuoka, Japan	2 PTMD	1989	0.31-0.33 Hz 25, 30 t
<b>Higashiyama Sky Tower</b> (134 m)	Nagoya, Japan	PTMD	1989	0.49-0.55 Hz 20t
<b>Pylon, Bannaguru Bridge</b> (cable-stayed)	Japan	PTMD	1990	-
<b>Crystal Tower</b> (157 m)	Osaka, Japan	2 PTMD	1990	0.24-0.28 Hz 180, 360 t
<b>Huis Ten Bosch Domtoren</b>	Nagasaki, Japan	PTMD	1990	0.65-0.67 Hz 7.8t
<b>Hibikiryokuchi Sky Tower</b> (135 m)	Kitakyushu, Japan	PTMD	1991	-

<b>HKW chimney</b> (120m)	Frankfurt,Germany	PTMD	1992	0.86 Hz 10t
<b>BASF chimney</b> (100 m)	Antwerp, Belgium	PTMD	1992	0.34 Hz 8.5 t
<b>Siemens power station</b> (70 m)	Killingholme, UK	PTMD	1992	0.88 Hz 7t
<b>Rokko island P &amp; G</b> (117 m)	Kobe, Japan	PTMD (type pendulaire)	1993	0.33-0.62 Hz 270 t
<b>Chifley Tower</b> (209 m)	Sydney, Australia	PTMD (type pendulaire)	1993	400 t
<b>Al Taweeiah chimney</b> (70m)	Abu Dhabi	PTMD	1993	1.4Hz 1.35 t
<b>Akita Tower</b> (112 m)	Akita, Japan	PTMD	1994	0.41 Hz
<b>Amortisseur à Masse Accordée Actif(ATMD)</b>				
<b>Sendagaya INTES Office Building</b> (58 m)	Tokyo, Japan	2 ATMD	1991	0.59 Hz 72t
<b>ORC 2000 Symbol Tower</b> (188 m)	Osaka, Japan	2 ATMD	1992	0.21 Hz 200 t
<b>Kansai International Airport</b>	Osaka, Japan	2 ATMD (pendule inversé)	1993	0.8 Hz 10t
<b>Yokohama Landmark Tower</b> (296 m)	Yokohama, Japan	2 ATMD	1993	0.185 Hz 340 t
<b>C Office Tower</b> (130 m)	Tokyo, Japan	ATMD	1993	0.34 Hz 200 t
<b>KS Project</b> (121 m)	Kanazawa, Japan	ATMD	1993	100t

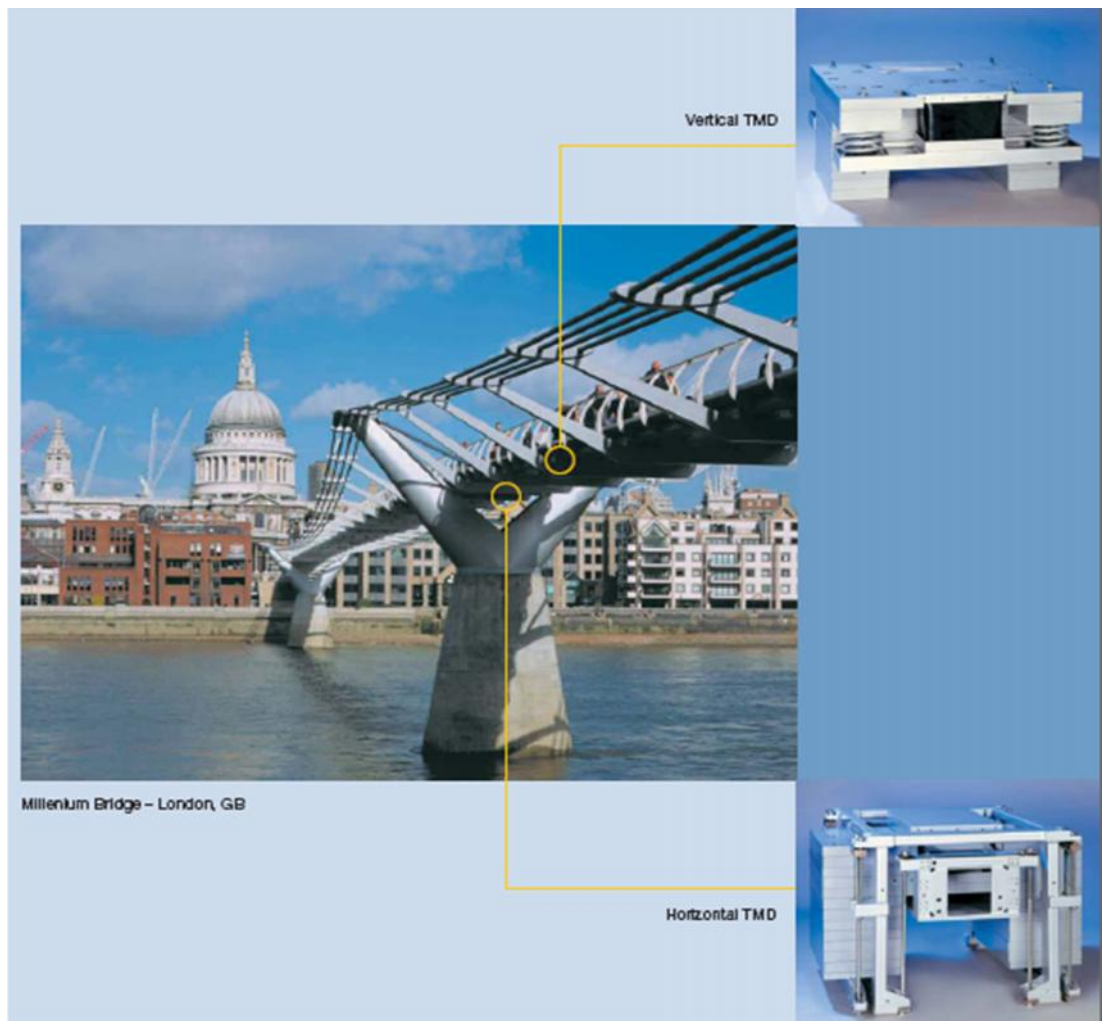
<b>MKD8 Hikarigaoka Office Building</b> (100 m)	Tokyo, Japan	ATMD (pendulaire)	1993	0.44 Hz
<b>Riverside Sumida</b> (133m )	Tokyo, Japan	2 ATMD	1994	0.29 Hz 30t
<b>Act City Office Building</b> (213 m)	Hamamatsa, Japan	ATMD/ PTMD	1994	0.21 Hz 180 t
<b>Shinjuku Park Tower</b> (227 m)	Tokyo, Japan	3 ATMD	1994	330 t
<b>TUNED LIQUID DAMPERS (TLD)</b>				
<b>Nagasaki Airport Tower</b> (42 m)	Nagasaki, Japan	25 TLD (circulaire)	1987	1.07 Hz 1 t
<b>Yokohama Marine Tower</b> (105 m)	Yokohama, Japan	39 TLD (circulaire)	1987	0.55 Hz 1.6t
<b>Gold Tower</b> (136 m)	Udatsu, Japan	16 TLD (rectangulaire unidirectionnel)	1988	0.42 Hz 9.6t
<b>Shin-Yokohama Prince Hotel</b> (149m)	Yokohama, Japan	30 TLD (circulaire)	1991	0.31 Hz 83.5t
<b>Mount Wellington Broadcasting Tower</b> (lattice tower, 104 m)	Hobart, Australia	80 TLD (circulaire)	1992	0.7 Hz 0.6t
<b>TYG Building</b> (159 m)	Atsugi, Japan	720 TLD	1992	0.53 Hz 18.2 t
<b>Narita Airport Tower</b> (87 m)	Narita, Japan	TLD (circulaire)	1993	1.3 Hz 16.5 t
<b>Haneda Airport</b>	Tokyo, Japan	TLD (circulaire)	1993	0.77 Hz

Tower (178 m)				21t
------------------	--	--	--	-----

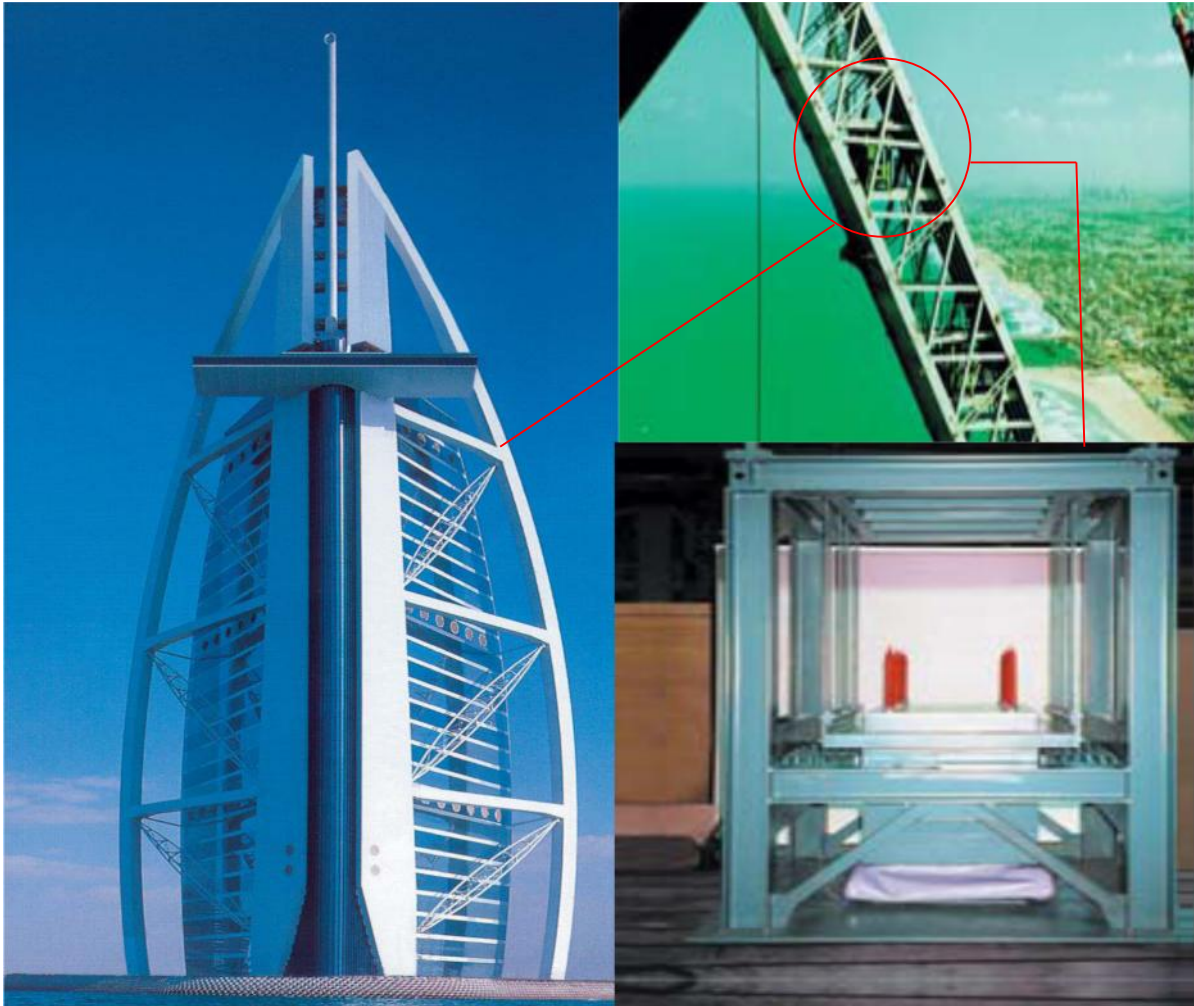
A-2

Quelques images des structures équipées des TMD

 **Millenium bridge**



✚ Hôtél Burdj-al-Arab, Dubaï / UAE



✚ Schwedt Bridge – Berlin, Germany



## ANNEXE B

### B-1 Calcul des raideurs des appuis élastomères. [39]

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau A.2 (NF EN 1337-3, § 5.3.3.7). Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction verticale et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne.

Raideur	Formules complètes selon les notations de NF EN 1337-3	Formules simplifiées
$K_x$ et $K_y$	$A \cdot G_b / T_e$	$A \cdot G_b / T_e$
$K_z$	$\left[ \sum \frac{t_i}{A'} \cdot \left( \frac{1}{5 \cdot G_b \cdot S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right]^{-1}$	$\infty$
$K_g$ rectangulaire	$G_b \cdot \frac{a'^5 \cdot b'}{n \cdot t_i^3 \cdot K_s}$	0
$K_g$ circulaire	$G_b \cdot \frac{\pi \cdot D'^6}{512 n \cdot t_i^3}$	0
$K_{\theta z}$	-	0

$K_s$  est un paramètre tabulé en fonction du rapport b/a (NF EN 1337-3, article 5.3.3.7, tableau 4).

$K_x$  et  $K_y$  représentent les raideurs horizontales de l'appareil d'appui élastomère suivant les deux directions horizontales.

$K_z$  désigne la raideur verticale de l'appareil d'appui.

$G_b$  représente le module de cisaillement dynamique.

$D'$  est le diamètre de l'appui élastomère circulaire.

## B-2

### Tableau de dimensions en zone sismique en plan courantes. [39]

- D'autres dimensions peuvent être fabriquées sur demande
- Ce tableau est donné à titre indicatif.

#### Appareil d'appui de type B avec e = demi-feuillet

Enrobage par 2 demi feuillet,  $T_q < a/3$  et  $T_{b_{max}} < 300$  mm

Dimensions		Epaisseur des feuillet en mm					
a	b	6	8	10	12	16	20
100	150	x	x				
100	200	x	x				
150	200	x	x				
150	250	x	x				
150	300		x				
200	200		x				
200	250		x	x			
200	300		x	x			
200	350		x	x			
200	400		x	x			
250	250		x				
250	300		x	x			
250	350		x	x			
250	400		x	x			
300	300			x			
300	350			x	x		
300	400			x	x		
300	450			x	x		
300	500			x	x		
300	550			x	x		
300	600			x	x		
350	350			x			
350	400			x			
350	450			x			

Dimensions		Epaisseur des feuillet en mm					
a	b	6	8	10	12		
350	500			x			
350	550			x	x		
350	600			x	x		
400	400			x	x		
400	450			x	x		
400	500			x	x		
400	550				x		
400	600				x		
450	500			x	x		
450	550				x		
450	600				x		
500	500			x			
500	550				x		
500	600				x	x	
500	650				x	x	
500	700				x	x	
600	600				x	x	
600	650				x	x	
600	700				x	x	
700	700				x	x	
700	800					x	x
700	900					x	x
800	800					x	x
800	900						x
900	900						x



B-3

**Propriétés comparées des élastomères.[50]**

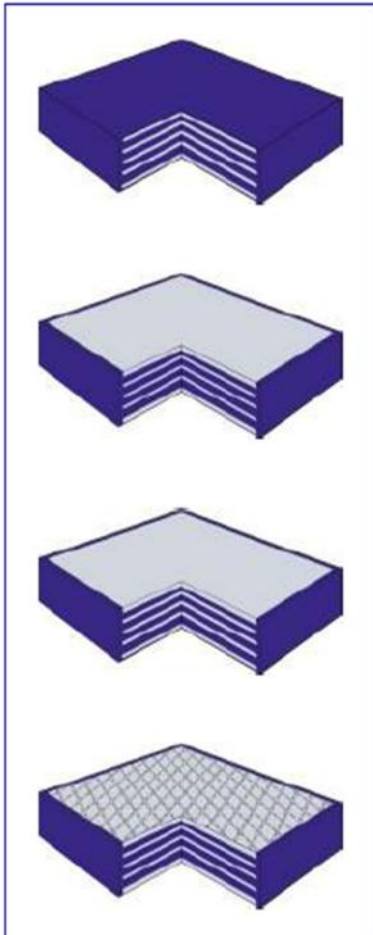
Principales caractéristiques		Naturel (NR)	Néoprène (CR)
RÉSISTANCE À :	Rupture	EXCELLENT	BON
	Déchirement	EXCELLENT	BON
	Abrasion	EXCELLENT	BON
	Flexions répétées	TRES BON	EXCELLENT
	Compression	EXCELLENT	TRES BON
	Rebondissement	EXCELLENT	TRES BON
VIEILLISSEMENT	à l'air	BON	EXCELLENT
	au soleil	MOYEN	EXCELLENT
	à l'ozone	TRES FAIBLE	BON
TENUE	à la chaleur	MOYEN	TRES BON
	à la flamme	TRES FAIBLE	TRES BON
	au froid	EXCELLENT	BON
	aux hydrocarbures	TRES FAIBLE	TRES BON
	aux solvants aromatiques	TRES FAIBLE	FAIBLE
	aux solvants chlorés	FAIBLE	FAIBLE
	aux acides	TRES BON	TRES BON
	aux bases	TRES BON	TRES BON
IMPERMÉABILITÉ	aux gaz	BON	TRES BON
PROPRIÉTÉS ELECTRIQUES	(pouvoir isolant)	EXCELLENT	MOYEN



## Classification des appuis en élastomère selon EN1337-3 [51].

### Types d'appuis en élastomère selon EN1337-3

En général il existe selon la norme européenne EN 1337-3, quatre types d'appuis en élastomère armés, comme décrits ci-dessous.



#### Type B

Des appuis en élastomère de ce type sont entièrement recouverts de caoutchouc (NR/CR) et sont utilisés pour des structures en acier et des composants en béton. Ils peuvent être posés simplement entre les constructions en acier ou en béton.

#### Type C

Si la pression est inférieure à la pression minimum mentionnée dans les tableaux suivants (voir pages 6 à 21) il faut sécuriser l'appui en élastomère contre un déchaussement horizontal entre les constructions en acier ou en béton, au moyen de points d'ancrages. Ces points d'ancrages sont des taquets d'arrêt métalliques ou des vis. Ils sont fixés respectivement sur les côtés extérieurs du support en acier de l'appui en élastomère ou fixé mécaniquement dans le béton.

#### Type B / C

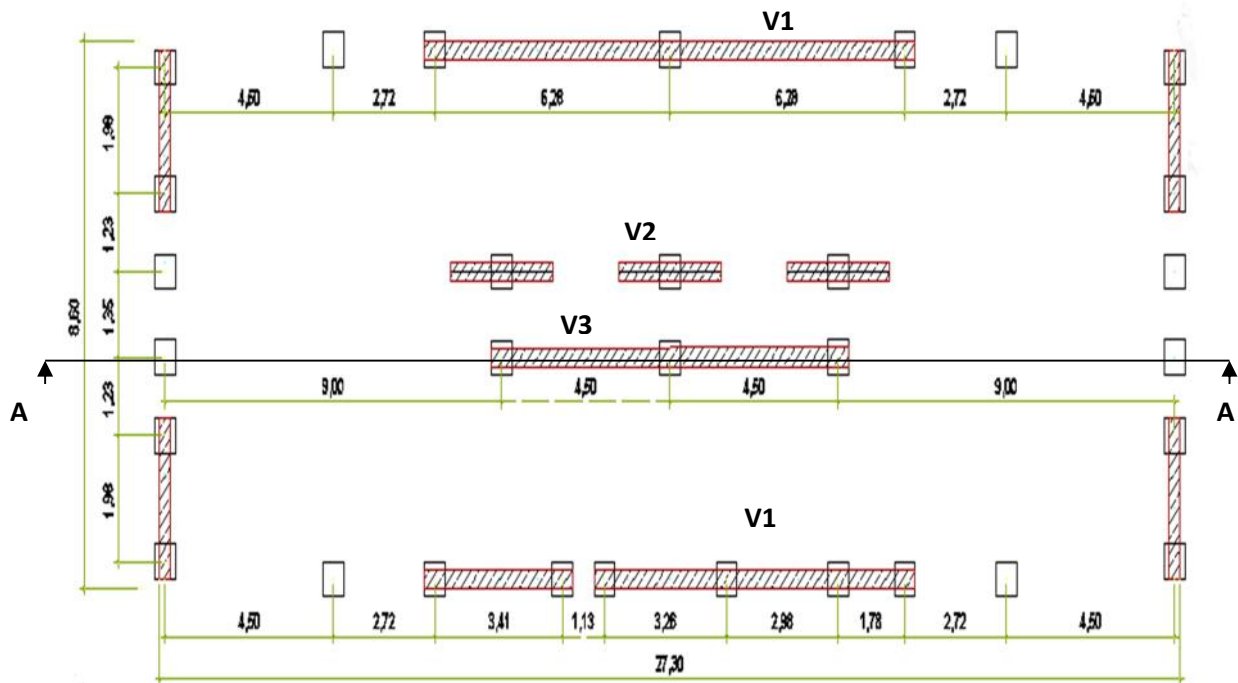
Ce type d'appui est une combinaison des types d'appuis B et C: d'un côté, l'appui correspond au type B et de l'autre côté, au type C. Cet appui peut être sécurisé p. ex. sur le côté supérieur ou inférieur au moyen de taquets d'arrêt ou de goujons d'ancrage contre le déchaussement. Sur le côté opposé, il est non ancré.

#### Type CR-B

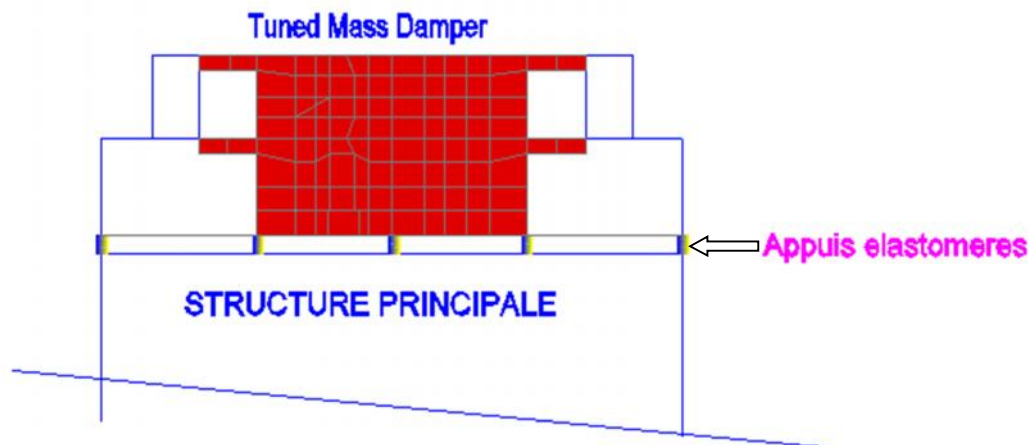
Les appuis en élastomère du type CR-B sont construits de manière identique aux appuis de type C, toutefois au lieu d'avoir des tôles lisses on a des tôles gaufrées sur les surfaces supérieur et inférieur. Ces tôles gaufrées, d'une épaisseur de 10 ou 18mm, sont vulcanisées sur les deux surfaces et servent comme dispositif antidérapant.

## B-5

### Disposition des appuis élastomères sur le plan.



Coupe verticale A-A



V1 : voiles de 45cm

□ Appuis élastomère 250x250

V2 : voiles de 25cm

▨ Voiles V.



V3 : voiles de 30cm

Remarque : Tous les appuis isolés sont sous les poteaux.

# Annexe C

## Présentation des résultats du dimensionnement

C-1 : Feuille de calcul pour les efforts **N=297,91kN ; V=181,4kN**.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009 <b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b> Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete , <b>N= 297,91kN , V=181,4kN</b>	 Ratio <b>0,96</b>
---	--	---

### Général

Assemblage N° : 2

Nom de l'assemblage : Elastomère Articulé à sa base

### Géométrie

#### appui élastomère(en tant que petit poteau)

Profilé : Elastomère fretté

$L_c =$	0,09	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	250	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_c =$	250	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	125	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	125	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	0	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	625,000	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	32552,083	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER E24

$f_{yc} =$  215,00 [MPa] Résistance

$f_{uc} =$  365,00 [MPa] Résistance ultime du matériau

### Platine de prescellement

$l_p = 400$  [mm] Longueur

$b_p = 400$  [mm] Largeur

$t_p = 20$  [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER E24

$f_{yp} = 235,00$  [MPa] Résistance

$f_{up} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### Ancrage

Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 410,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 600,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon

$A_b = 2,450$  [cm<sup>2</sup>] Aire de section efficace du boulon

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 4$  Nombre de rangées des boulons

$a_h = 310$  [mm] Ecartement

$a_v = 60$  [mm] Entraxe

### Dimensions des tiges d'ancrage

$l_1 = 40$  [mm]

$l_2 = 300$  [mm]

$l_3 = 32$  [mm]

### Plaque d'ancrage

$l = 43$  [mm] Longueur

$w = 40$  [mm] Largeur

$t = 10$  [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER E24

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

### **Plaquette**

$l = 30$  [mm] Longueur

$w = 30$  [mm] Largeur

$t = 10$  [mm] Epaisseur

### **Coefficients de matériau**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

### **Poteau inferieur**

$a = 600$  [mm] Longueur de la semelle

$b = 2000$  [mm] Largeur de la semelle

$h = 400$  [mm] Hauteur de la semelle

### **Béton**

Classe `BETON30`

$f_{ck} = 30,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

### **Mortier de calage**

$t_g = 4$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### **Soudures**

$a_p = 94$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_{pl} = 7$  [mm] Plaquette

### **Efforts**

**Cas :** `Calculs manuels`

$N_{j,Ed} = 297,91$  [kN] Effort axial

$N_{j,Ed} = 297,91$  [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 181,40$  [kN] Effort tranchant

## Résultats

### Zone tendue

#### RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 2,450$  [cm<sup>2</sup>] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 600,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$\beta = 0,85$  Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 89,96$  [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 410,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 83,71$  [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 83,71$  [kN] Résistance du boulon à la rupture

#### ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 30,00$  [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$A_h = 4,634$  [cm<sup>2</sup>] Aire de contact de la plaque d'ancrage CEB [15.1.2.3]

$p_k = 330,00$  [MPa] Résistance caractéristique du béton à l'arrachement CEB [15.1.2.3]

$\gamma_{Mp} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$$

$F_{t,Rd,p} = 70,79$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.3]

#### ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 300$  [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 213,45$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$S_{cr,N} = 900$  [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$C_{cr,N} = 450$  [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 13068,000$  [cm<sup>2</sup>] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 6480,000$  [cm<sup>2</sup>] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,5$  Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons CEB  
= 0 d'ancrage [9.2.4]

$c = 145$  [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB  
] [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/C_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,8$  Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB  
= 0 [9.2.4]

$\psi_{ec,N} = 1,0$  Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les CEB  
= 0 boulons d'ancrage [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$  Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1,40$  Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 54,6$  [k Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement EN 1992-  
= 5 N] du cône de béton 1:[8.4.2.(2)]

## FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 300$  [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 213,45$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$S_{cr,N} = 600$  [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$C_{cr,N} = 300$  [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 213,45 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N0} = 7098,000 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de surface maximale du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N} = 4680,000 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de surface réelle du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\Psi_{A,N} = \frac{0,6}{6} \text{ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c = 145 \text{ [mm]} \text{ Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\Psi_{s,N} = \frac{0,8}{4} \text{ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1,0}{0} \text{ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 \leq 1.0$$

$$\Psi_{re,N} = 1,00 \text{ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{ucr,N} = 1,40 \text{ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$$\Psi_{h,N} = 0,76 \text{ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\gamma_{M,sp} = 2,16 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \Psi_{A,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ucr,N} * \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$$F_{t,Rd,sp} = \frac{58,8 \text{ [kN]}}{2} \text{ Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

## RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 54,65 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

## FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$$l_{eff,1} = 149 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1} \quad \text{[6.2.6.5]}$$



$l_{eff,1} =$	149 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	149 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	45 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	3,49 [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	3,49 [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	308,88 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	186,46 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	218,62 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd} =$	186,46 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

### RESISTANCE DE L'APPUI A LA TRACTION

$t_{wc} =$	125 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} =$	149 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} =$	156,25 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,59	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$F_{t,wc,Rd} =$	2370,52 [kN]	Résistance de l'appui à la traction	[6.2.6.3.(1)]
-----------------	--------------	-------------------------------------	---------------

### RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} =$	372,91 [kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
--------------	-------------	---	-----------

### Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,80 < 1,00	vérifié	(0,80)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

### Cisaillement

#### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,6$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,6$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,5$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 192,4$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,32$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{bv} = 3,142$  [cm<sup>2</sup>] Aire de section efficace du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 600,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{bv} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 47,80$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$  Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0,27$  [kN\*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 19$  [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 23,52$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec l'effet de levier CEB [9.3.1]

### RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 118,05$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$  Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 109,31$  [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

## ECRASEMENT DU BORD DU BETON

### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$	2194, [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,y}$	0,03	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,y}$	1,51	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,y}$	0,73	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,y}$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,y}$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,y}$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc}$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \Psi_{A,V,y} * \Psi_{h,V,y} * \Psi_{s,V,y} * \Psi_{ec,V,y} * \Psi_{\alpha,V,y} * \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 34,85 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

### GLISSEMENT DU POTEAU INFÉRIEUR

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 188,17 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

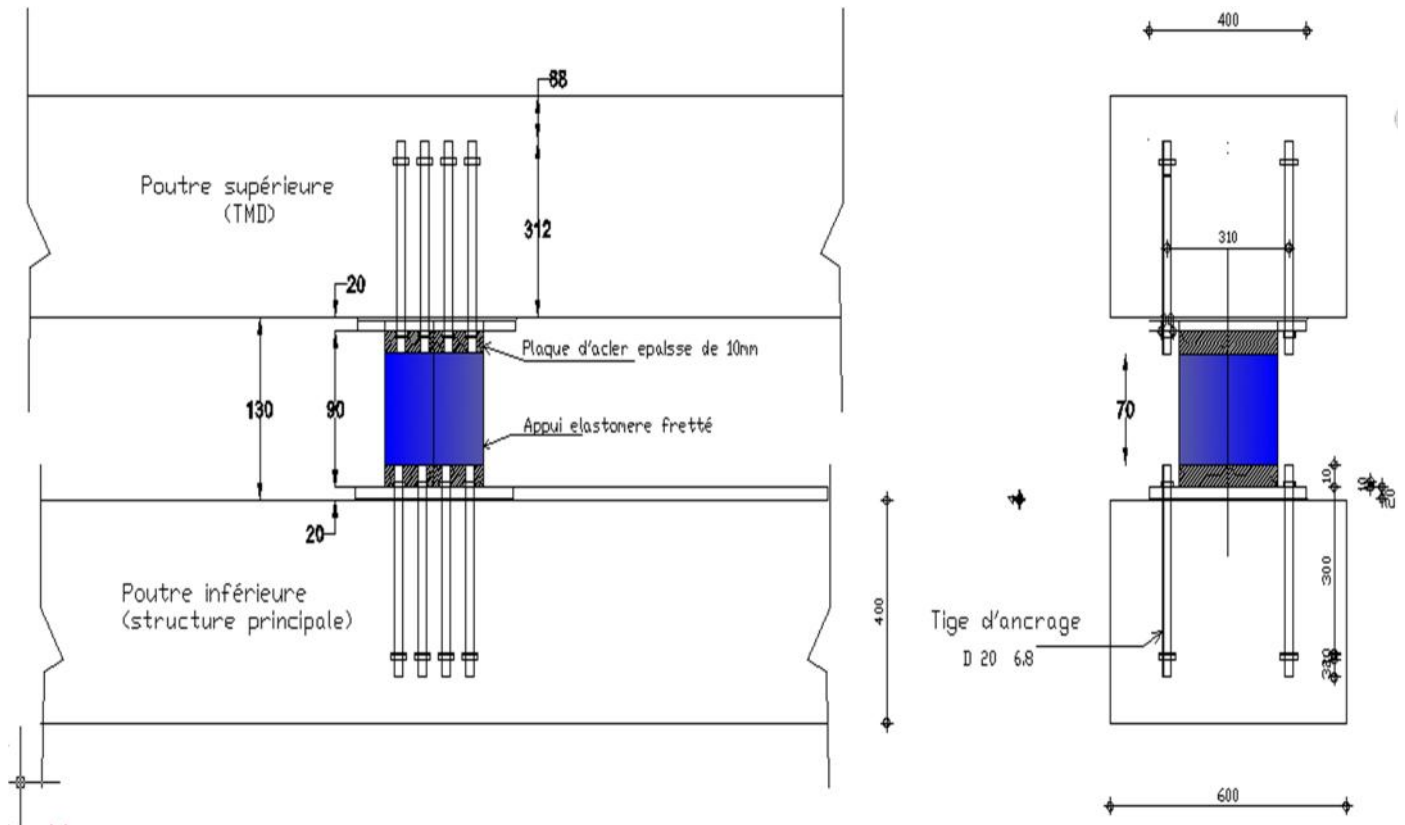
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,96 < 1,00	vérifié	(0,96)
------------------------------------	-------------	---------	--------

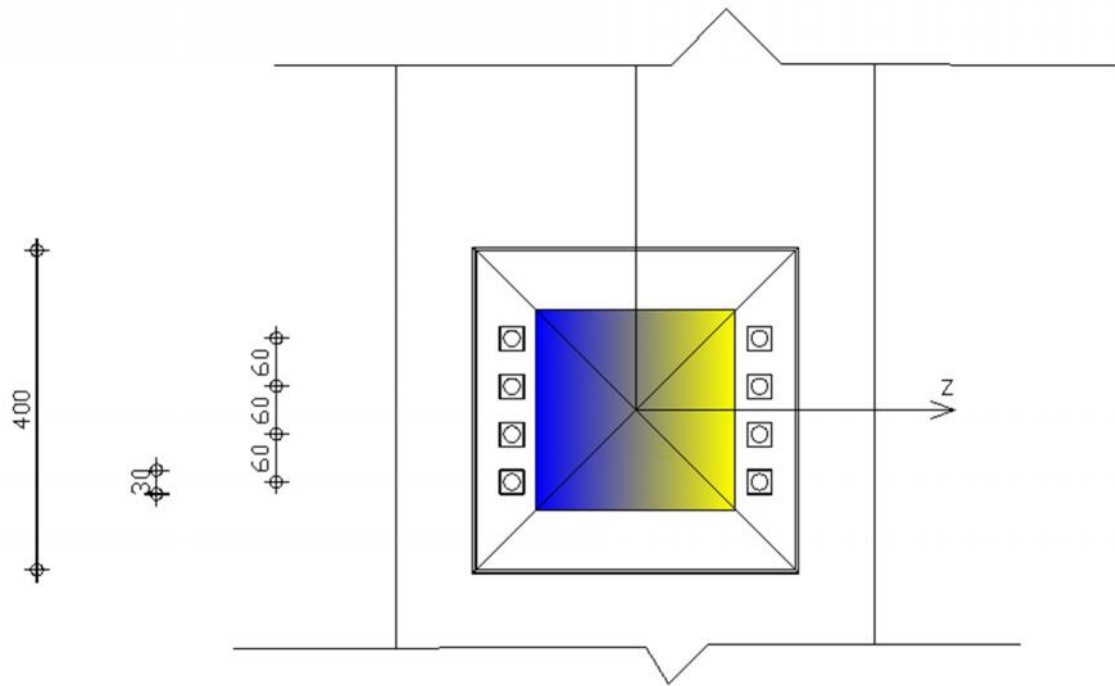
### Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	2,24	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	2,24	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	3,86	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]


$\sigma_{\perp} / (f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,01 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,02 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,01 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,01)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,96





## C-2

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009</p> <p><b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b></p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete : <b>N=118,3kN ; V=180,56kN</b></p>	<p><b>OK</b></p> <p>Ratio <b>0,74</b></p>
---	--	---

### Résultats

#### Zone tendue

#### RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 89,96 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 83,71 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 83,71 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

## ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$F_{t,Rd,p} = 284,78$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.3]

## ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$F_{t,Rd,c} = 20,0$  [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement  
=  $0$  N] du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

## FENDAGE DU BETON

$F_{t,Rd,sp} = 46,0$  [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du  
=  $1$  ] béton CEB [9.2.5]

## RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 20,00$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

## FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$F_{t,pl,Rd} = 79,99$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

## RESISTANCE DE L'AME DE L'APPUI ELASTOMERE A LA TRACTION

$F_{t,wc,Rd} = 2509,19$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]

## RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 159,98$  [kN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

## Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,74 < 1,00$  **vérifié** (0,74)

## Cisaillement

### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$F_{1,vb,Rd,y} = 221,2$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque  
=  $1$  ] d'assise [6.2.2.(7)]

### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 47,80$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 34,89$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec l'effet de levier CEB [9.3.1]

### RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 43,19$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$F_{v,Rd,cp} = 40,00$  [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

### ECRASEMENT DU BORD DU BETON

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 158,66$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$F_{v,Rd,c,y} = 42,29$  [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

### GLISSEMENT DU POTEAU INFERIEUR

$F_{f,Rd} = 0,00$  [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = 279,08$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,65 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,65)
------------------------------------	---------------	----------------	--------

### Soudures entre La plaque epaisse et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} / (f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,00 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,00)
---	---------------	----------------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,02 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,02)
--	---------------	----------------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,00 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,00)
--	---------------	----------------	--------

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,74

